



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

## TRABAJO DE FIN DE MASTER

---

Diseño estructural de un puente sobre el río Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso : 2021-2022

Fecha : 13/02/22

Tutor : Carlos Manuel Lázaro Fernández



## ÍNDICE GENERAL

### DOCUMENTO N°1 : MEMORIA

- ANEJO N°1 : ESTUDIO DEL CONTEXTO TERRITORIAL
- ANEJO N°2 : ANTECEDENTES, LIMITACIONES Y CONDICIONANTES
- ANEJO N°3 : ESTUDIO DE SOLUCIONES
- ANEJO N°4 : DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA
- ANEJO N°5 : DIMENSIONAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA
- ANEJO N°6 : PROCESO CONSTRUCTIVO
- ANEJO N°7 : OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

### DOCUMENTO N°2 : PLANOS

### DOCUMENTO N°3 : VALORACIÓN ECONÓMICA



## DOCUMENTO N°1 : MEMORIA

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Curso :** 2021-2022

**Fecha :** 21/12/21

**Tutor :** Carlos Manuel Lázaro Fernández

## Agradecimientos

Agradezco a mi tutor, Carlos Manuel Lázaro Fernández, por todas las horas que ha dedicado para resolver mis dudas, y ayudarme. Le agradezco por su tiempo, y por todos los conocimientos que me ha transmitido durante este trabajo de fin de máster.

Agradezco a todas las personas que han estado a mi lado a lo largo de mis estudios. Agradezco en particular a mi familia que siempre me ha apoyado y ha creído en mí, aunque estábamos lejos durante todos mis estudios.

Finalmente, agradezco a María por toda su paciencia, y por creer tanto en mis capacidades.

## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>OBJETO DEL TRABAJO .....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>ALCANCE DEL TRABAJO .....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>ESTUDIO DEL CONTEXTO TERRITORIAL .....</b>	<b>7</b>
3.1	SITUACIÓN GEOGRÁFICA.....	7
3.2	ORDENACIÓN URBANA DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	7
<b>4</b>	<b>ANTECEDENTES, LIMITACIONES Y CONDICIONANTES .....</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>NORMATIVA EMPLEADA .....</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>ESTUDIO DE SOLUCIONES .....</b>	<b>9</b>
6.1	IMPLANTACIÓN DEL PUENTE .....	9
6.2	SECCIÓN LONGITUDINAL EN EL EJE DEL PUENTE .....	10
6.3	ESTUDIO DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES.....	12
<b>7</b>	<b>SOLUCIÓN RETENIDA .....</b>	<b>12</b>
7.1	SUPERESTRUCTURA .....	12
7.2	MATERIALES .....	13
7.3	USOS.....	13
7.4	EQUIPAMIENTOS.....	13
7.5	CIMENTACIONES.....	14
<b>8</b>	<b>COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL .....</b>	<b>15</b>
<b>9</b>	<b>CONCLUSIÓN.....</b>	<b>16</b>
<b>10</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>17</b>

## 1 Objeto del trabajo

El presente Trabajo Fin de Máster (TFM) se desarrolla dentro del acuerdo académico existente entre la *Universidad Politécnica de Valencia* (UPV) y *L'Ecole des Ingénieurs de la Ville de Paris* (EIVP), y consiste en la última etapa para la obtención del título de Máster de las dos escuelas.

Este trabajo tiene como objetivo principal la propuesta de una solución estructural para un puente sobre el río Sena, en París (Francia), de usos limitados a peatones, bicicletas, y autobuses de transporte público.

El trabajo se divide en distintas partes. Primero, se ha estudiado el contexto territorial de la zona de estudio, y después sus condicionantes principales. Luego, se ha justificado la implantación elegida, y se ha realizado una propuesta de soluciones. Finalmente, se ha desarrollado y se ha justificado estructuralmente la solución retenida, a nivel de la superestructura, así como a nivel de la subestructura.

El puente que se pretende desarrollar ha sido objeto de un concurso de proyecto, pero se ha desarrollado una propuesta diferente de la solución retenida tras este concurso.

Sin embargo, dado que el proyecto del puente forma parte de un plan de desarrollo urbano mucho más grande, puesto que forma parte de la futura villa olímpica de los juegos Olímpicos en París de 2024, se usarán datos que se pueden encontrar sobre el futuro desarrollo de la zona para proponer una solución que se adapta más al futuro contexto de la zona de estudio.

## 2 Alcance del trabajo

El trabajo debe permitir de definir la solución retenida, indicando los materiales utilizados en cada elemento, las secciones de los elementos, y las dimensiones fundamentales. Se deben realizar las principales comprobaciones en estado límite último (ELU) como en estado límite de servicio (ELS) para asegurar el buen comportamiento de la solución retenida.

Quedan excluidos de este trabajo:

- Estudio de fatiga
- Estudio dinámico



### 3 Estudio del contexto territorial

#### 3.1 Situación geográfica

El sitio de estudio se encuentra en las afueras de París, capital de Francia.

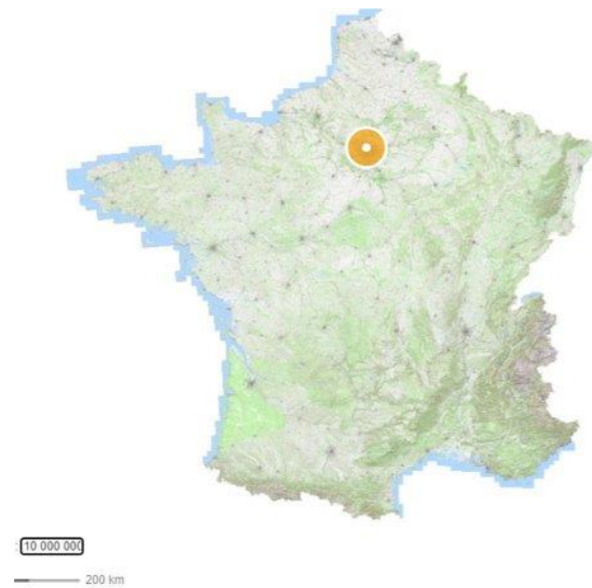


Figura 1 - Vista aérea del sitio de estudio (fuente: Geoportail)

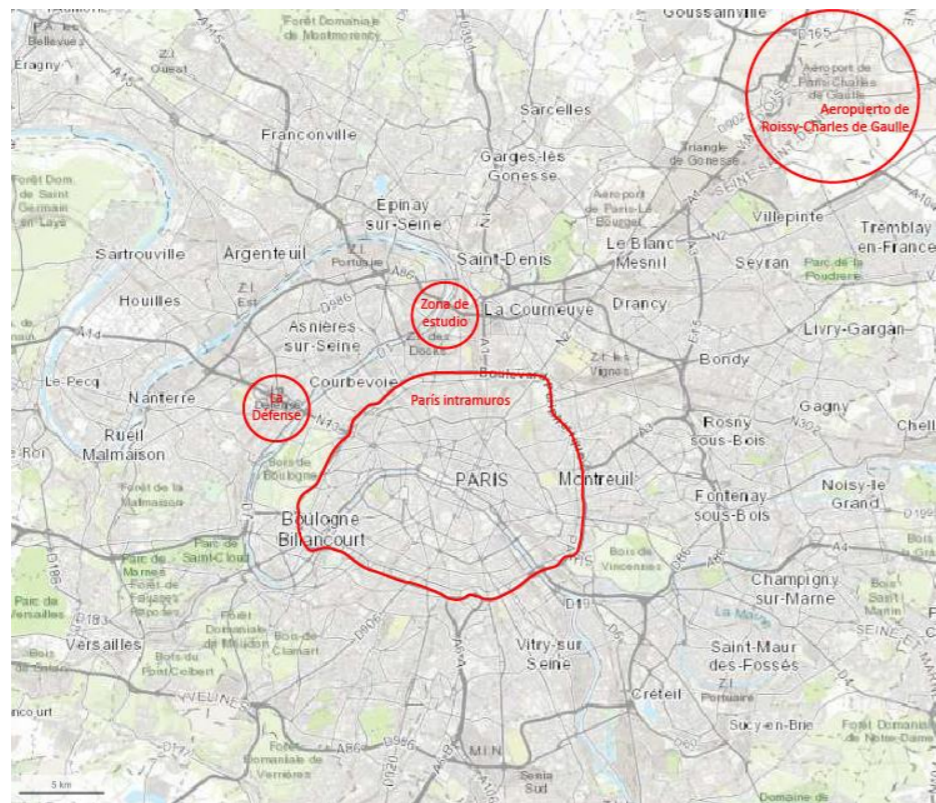


Figura 2 - Plano de ubicación de la zona de estudio (fuente: elaboración propia y Geoportail)

Más precisamente, el puente se ubicará en la futura villa olímpica para los próximos Juegos Olímpicos de 2024. La villa olímpica tendrá la peculiaridad de repartirse en 3 municipios: l'Île Saint-Denis, Saint-Ouen, y Saint-Denis, (figura 3).

La zona de estudio se encuentra en un territorio con una posición estratégica en el área metropolitana de París por su proximidad al núcleo urbano, al polo terciario La Défense, y al segundo núcleo de transporte europeo, el aeropuerto de Roissy-Charles de Gaulle.

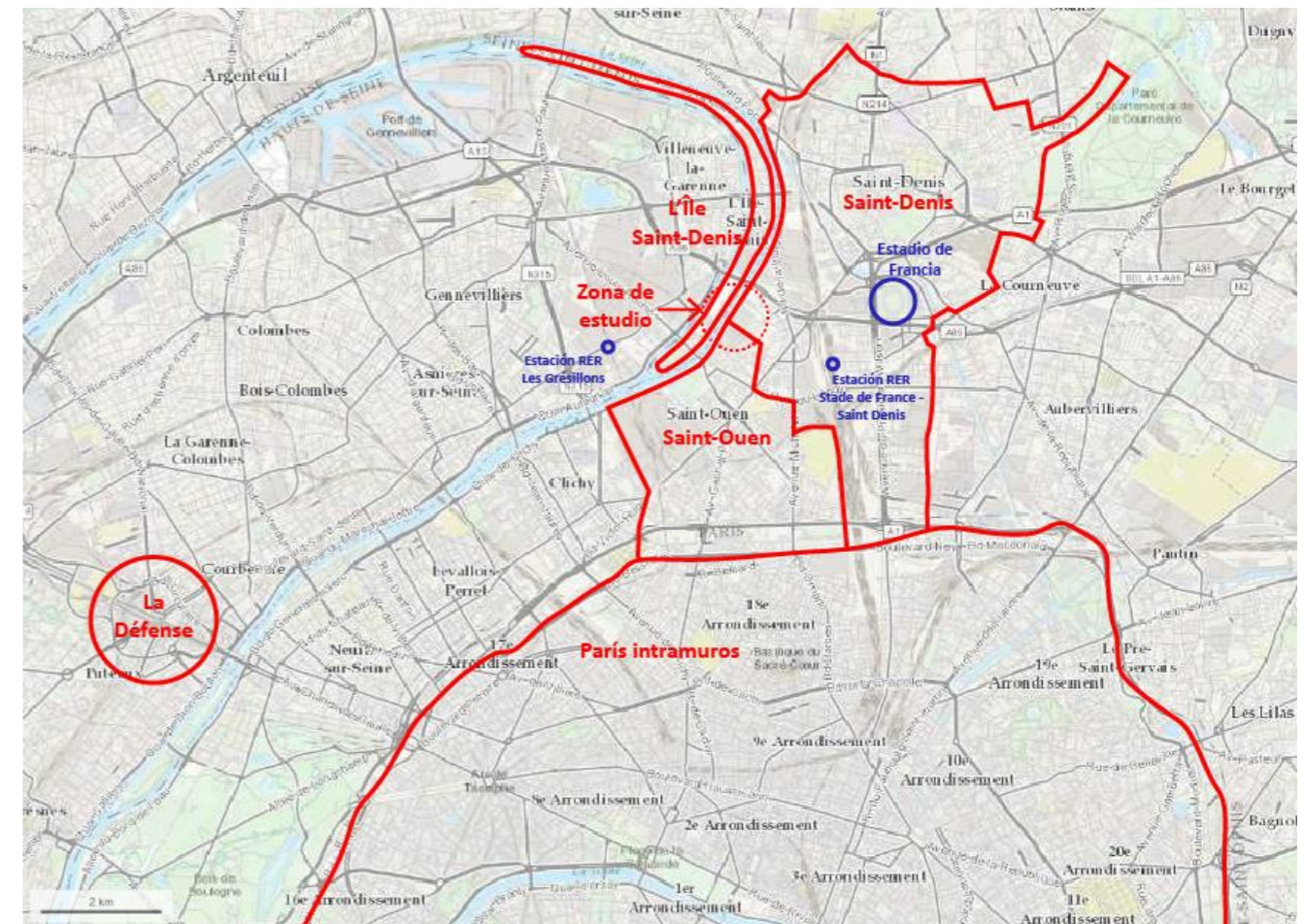


Figura 3 - Plano del contexto de la zona de estudio (fuente: elaboración propia y Geoportail)

#### 3.2 Ordenación urbana de la zona de estudio

A continuación, se muestra una imagen con la ocupación del suelo prevista en la planificación de la villa olímpica.





Figura 4 - Plano del sitio de los Juegos Olímpicos 2024 (fuente: elaboración propia)

Observamos que la zona de estudio va a ser transformada profundamente, con nuevos edificios en el lado isla. El lado tierra se ve afectado por cambios de usos, destrucciones y construcciones de edificios. Los edificios en los cuales van a dormir los deportistas serán de uso residencial después del evento, así que esta transformación del terreno no es puntual, sino permanente. Además, aparece aquí una nueva necesidad: conectar las dos riberas para conectar el lado isla al nuevo hub intermodal que se está proyectando en el lado tierra.

Para ver con más detalle el estudio del contexto territorial, se puede consultar el anejo n°1 de esta memoria.

<sup>1</sup> NGF significa « Nivellement Général de la France » y es una red de referencias altimétricas esparcidas por el territorio francés. Estos puntos de referencia permiten determinar la altitud en cada punto del territorio. La altitud cero de referencia (NGF 0) está determinada por el mareógrafo de Marsella.

## 4 Antecedentes, limitaciones y condicionantes

A modo de resumen, los principales condicionantes del proyecto son:

- La única corriente importante de agua que está a proximidad de la zona de estudio es el río Sena. Se divide en dos al llegar al nivel de l'Île Saint-Denis.
- El nivel medio del río Sena en la zona de estudio de aproximadamente 24 m NGF<sup>1</sup>.
- El resguardo libre frente a la navegabilidad es de 6 m.
- A nivel de la topografía, el río es el punto más bajo de la zona. La ribera del lado tierra (lado Saint-Denis) está siempre por debajo de 30 m, con una ligera pendiente ascendente desde el puente de la A86 hacia el sur de la zona. Además, observamos una tendencia en las pendientes del terreno, con un progresivo aumento desde la ribera del río, hacia el extremo este de la zona hasta alcanzar aproximadamente 43 m NGF. En el lado isla (lado Ile Saint-Denis), la altimetría empieza de 24 m en el río; al llegar al primer vial principal, pasa a 29 m aproximadamente, y en el interior de la isla, el punto más alto es aproximadamente 31 m NGF.

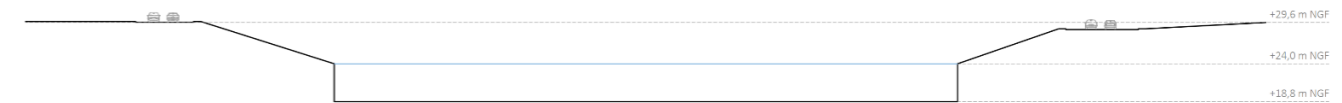


Figura 5 - Sección longitudinal del río Sena en la zona de estudio (fuente: elaboración propia)

- El clima del departamento es un clima de tipo oceánico.
- A nivel de la geología, el suelo está principalmente compuesto por limos, gravas, arenas, y margas a partir de cierta profundidad.
- Los riesgos más notables son los riesgos de inundaciones, y de contaminación de los suelos, por el pasado industrial de la zona de estudio.

Para ver con más detalle los antecedentes, condicionantes y limitaciones de la zona de estudio, se puede ver el anejo n°2 de esta memoria.

## 5 Normativa empleada

Se resume a continuación la normativa empleada:

- Superestructura: Eurocódigo 1 a 4
- Subestructura: *Guía de cimentaciones en obras de carreteras* del Ministerio de Fomento
- Drenaje: *Guía técnica de saneamiento de los puentes* del SETRA
- Aparatos de apoyo: *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera* de MOPU

## 6 Estudio de soluciones

### 6.1 Implantación del puente

Tras haber estudiado los carriles existentes y futuros y las distintas circulaciones, se ha obtenido la siguiente implantación del puente:



Figura 6 - Circulaciones previstas al nivel del puente (fuente: elaboración propia)

Se puede observar las circulaciones previstas, así como el reparto de las circulaciones en los extremos del puente. Observamos que, en el lado tierra, se proyecta una plaza peatonal que está por encima del nivel actual de la tierra. Se simboliza con el rectángulo verde rayado en la imagen anterior. Esta futura plaza peatonal se muestra en la figura 6. Se divide en dos niveles: uno que estará al nivel del carril existente y que permitirá el acceso directo a la ribera del lado tierra (que llamaremos nivel 1); y otro que estará a un nivel más alto de 5 o 6 metros posiblemente (que llamaremos nivel 2). Cabe destacar que esta altimetría no es la que está en la zona actualmente. Esto significa que este segundo nivel se creará mediante rellenos. Vamos a utilizar y aprovechar esta nueva altimetría del terreno, para permitir el paso de la pasarela por encima del carril existente. Con lo cual, la llegada de la pasarela al nivel del lado tierra se hará a la altura del segundo nivel. Así, se permitirá un paseo continuo de los peatones, sin ninguna interrupción por los coches y eso corresponde a uno de los objetivos del proyecto: dar una plaza dominante al peatón en este entorno urbano. En la figura anterior, las líneas discontinuas al nivel de la plaza en dos niveles significan que los carriles pasan por debajo de la pasarela, es decir, al nivel 1 de la plaza. Observamos también como el nivel 2 está completamente reservado a los peatones, bicicletas y autobuses.



La figura 6 se ha obtenido de las imágenes del proyecto ganador del concurso de ordenación de la zona. Podemos ver que un puente ya ha sido objeto de un concurso de proyecto que se llevará a cabo para los Juegos Olímpicos de 2024. En el presente trabajo de fin de máster, se propone desarrollar una propuesta de puente diferente.



Figura 7 - Plaza proyectada en el lado tierra, a nivel de la llegada de la pasarela en el proyecto real (fuente: Universeine, 2021)

## 6.2 Sección longitudinal en el eje del puente

Primero, con la figura de la plaza proyectada en el lado tierra, se puede establecer que el nivel dos estará aproximadamente a 35,3 m NGF. En efecto, sabemos que actualmente, el vial está a 28,7 m NGF, con lo cual, para dejar espacio suficiente por debajo del puente, se añaden 6,6 metros en el lado tierra al nivel 2 de la plaza. Por lo tanto, la llegada del puente en el lado tierra se hará a 35,3 m NGF. En el lado isla, las figuras siguientes muestran la situación proyectada.

Podemos observar que la altimetría del lado isla al nivel de la llegada del puente proyectado en el lado isla también va a cambiar y aumentar. En efecto, habíamos dicho en el análisis de la situación actual que el vial existente está aproximadamente a altimetría constante en el lado isla. Vemos que se proyectan paseos fluviales en el lado isla. Por lo tanto, hay que dejar espacio suficiente por debajo del puente proyectado, para peatones y un vehículo de emergencia. Por eso, suponemos que se sube de 6 metros el nivel del suelo.

Vamos a aprovechar este aumento de la altimetría para que llegue el puente a este nivel en el lado isla. Por lo tanto, el puente estará conectado al vial en este lado, y tendrá por debajo paseos fluviales.

Con estas hipótesis, y las altimetrías ya estudiadas en la situación actual de la zona de estudio, podemos establecer los siguientes perfiles longitudinales a nivel de la implantación de nuestro puente.

Cabe destacar que se ha intentado llegar a la misma implantación que la que está propuesta en el proyecto real.



Figura 8 - Vista del lado isla desde la pasarela proyectada (fuente: Chroniques d'architecture, 2017)



Figura 9 - Vista del lado isla desde el lado tierra en la situación proyectada (fuente: Chroniques d'architecture, 2017)



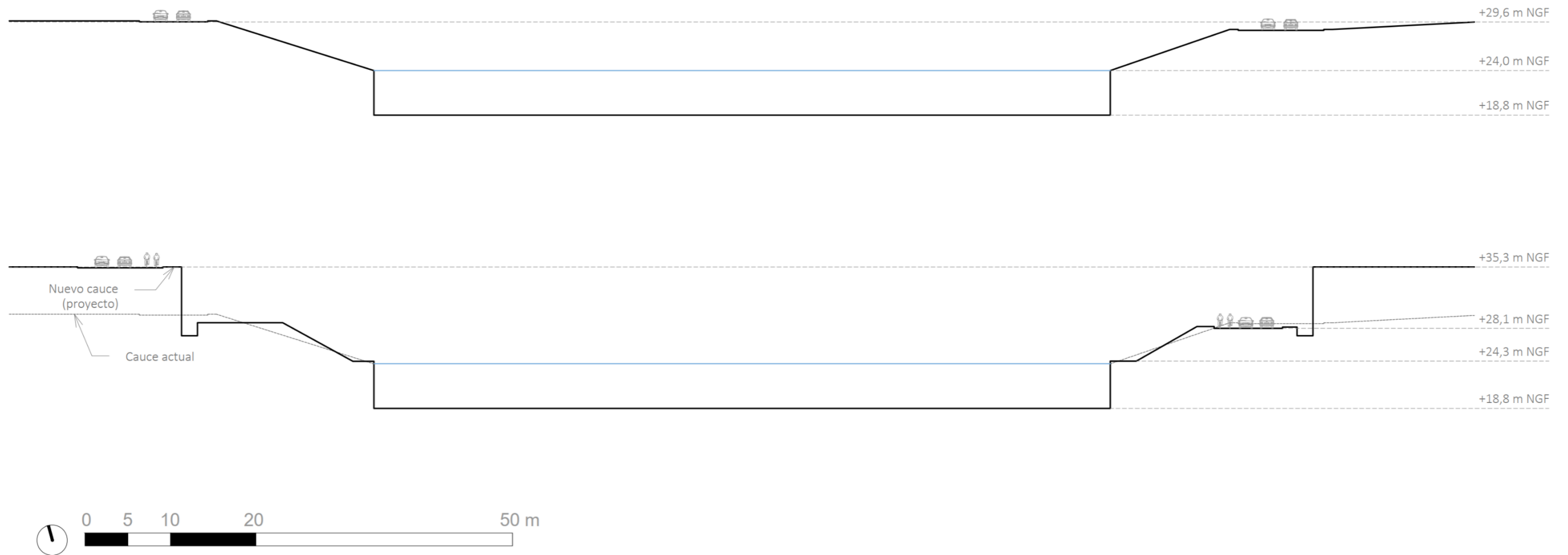


Figura 10 - Sección longitudinal en el eje del puente antes (arriba) y después (abajo) (fuente: elaboración propia)

### 6.3 Estudio de soluciones estructurales

Se han planteado en total 3 soluciones estructurales, de 3 tipologías distintas: un puente viga, un puente arco, y un puente atirantado.

El puente viga es un puente con sección transversal en cajón mixto, es decir de acero y hormigón de sección variable. Las pilas del puente son celdas de hormigón armado en forma de V invertido.

La segunda solución es un puente arco intermedio, con dos arcos y dos vigas longitudinales. El comportamiento longitudinal como transversal es mixto.

La tercera opción es un puente atirantado, con dos planos de atirantamiento (a nivel transversal) y en total 4 torres. El comportamiento mixto es en el sentido transversal.

A nivel de la integración paisajística, podemos decir que el puente viga y el puente arco son las dos soluciones menos “invasivas” en el paisaje, y que el puente atirantado es la solución menos integrada al contexto. En efecto, en París, no suele ser común construcciones en altura, o suelen tener una aceptación por parte de la gente menor. Además, el puente atirantado necesitaría unos cables de retenida por detrás de las torres, pero como hay poco espacio detrás, puede ser una solución poco natural en este entorno. Sin embargo, considerando el resguardo frente a la navegabilidad mayor con la solución en arco, por tener vigas longitudinales más esbeltas, podemos decir que la integración paisajística es mayor que las dos otras soluciones.

Culturalmente, París es una ciudad con muchos arcos, que suelen ser bastante rebajados. La solución con arco intermedio sería una manera de saludar la historia de París con los puentes, proponiendo una solución moderna de esta tipología.

Finalmente, al nivel social, el puente arco es el puente que es el más pensado para los peatones. En efecto, ofrece una separación natural entre los usos, lo cual limita los conflictos.

Por estas razones, la solución retenida, y que se detalla a continuación es el puente arco.

En el anejo n°3, se pueden ver secciones transversales y longitudinales de las soluciones estudiadas, y los argumentos que han permitido elegir la solución arco.

## 7 Solución retenida

El diseño de la solución retenida se puede consultar en los anejos 4 y 5.

### 7.1 Superestructura

El puente tiene un esviaje de 20°, es decir que el ángulo de los estribos respecto a la directriz del tablero es de 70°.

La estructura se compone de dos arcos, y dos vigas longitudinales. El arco tiene una directriz parabólica, y es de sección metálica trapezoidal. Las vigas longitudinales son vigas mixtas en cajón con una sección transversal trapezoidal también. El arco y la viga longitudinal quedan unidos mediante péndolas en la parte en la cual el arco está por encima del arco. En la parte en la cual el arco está por debajo de la viga longitudinal, la unión se realiza mediante columnas metálicas en cajón. Aparecen también arcos de compensación que conectan los arranques del arco principal al estribo, para poder compensar los empujes horizontales del arco principal. Las secciones de los arcos de compensación son idénticas a la del arco principal.

Se disponen paralelamente a los estribos (con un esviaje idéntico) vigas transversales mixtas con sección transversal en doble T, con una separación transversal principal de 2,5 m y entre únicamente 4 vigas transversales una separación de 1,875 m. En los estribos, las vigas son secciones mixtas en cajón. A continuación, se muestran las secciones longitudinales y transversales características así que una vista en planta del puente.

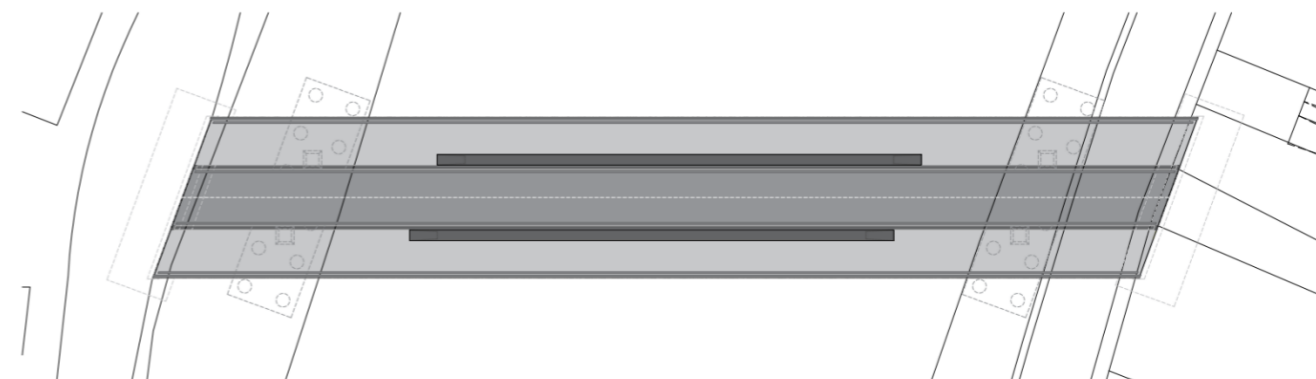


Figura 11 - Vista en planta del puente (fuente: elaboración propia)

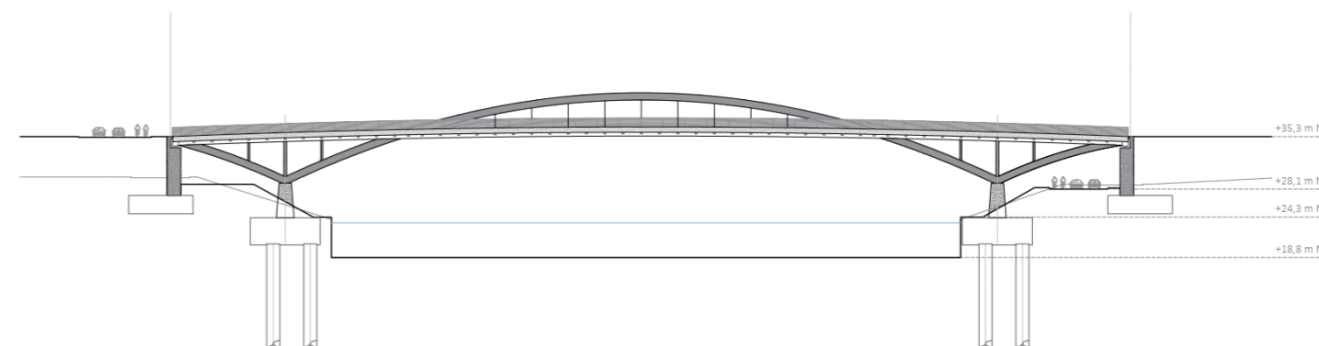


Figura 12 - Vista longitudinal de puente (fuente: elaboración propia)

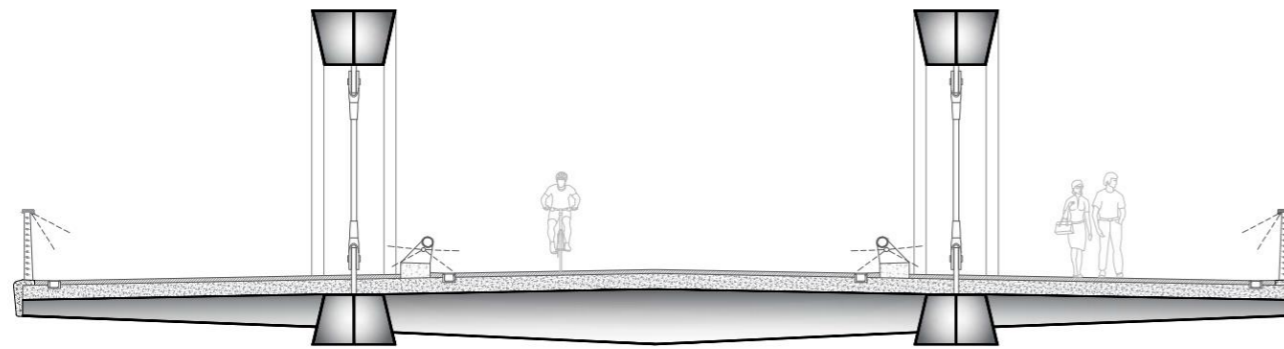


Figura 13 - Sección transversal del puente (fuente: elaboración propia)

Las características principales del puente son:

- Luz del puente: 130 m
- Canto total del tablero: 1,15 m
- Esbeltez del tablero (relación luz/canto): 113
- Luz del arco entre arranques: 97,5 m
- Flecha del arco: 11,9 m
- Rebajamiento del arco (relación luz/flecha): 8,2
- Canto del arco: 0,975 m
- Esbeltez del arco: 100
- Separación entre vigas transversales: 2,5 m o 1,875 m
- Separación entre péndolas: 5 m
- Separación entre columnas: 5 m

Los arcos se apoyan sobre pilas cuadradas de sección variable de hormigón armado. Esta unión es monolítica. Las vigas longitudinales se conectan a las riostras, en los bordes del puente. Las riostras se apoyan sobre apoyos de neopreno zunchado, que coaccionan el movimiento vertical. Además, se disponen en los estribos dispositivos de anclaje, para impedir el levantamiento del tablero en estos apoyos, por la aparición de reacciones negativas (de tracción).

Los detalles de la superestructura se pueden ver en los planos, y en el anejo nº4.

## 7.2 Materiales

Los materiales principales empleados en la solución retenida son:

- Arco: S355
- Viga longitudinal: S355
- Viga transversal: S355
- Riostra: S355
- Losa de hormigón armado: C35/45
- Acero de las armaduras: B500S

- Hormigón de las pilas: C35/45
- Hormigón de los estribos: C35/45
- Hormigón de las cimentaciones: C35/45
- Péndolas: S520
- Columnas: S355
- Acero de los conectadores: S235

## 7.3 Usos

Se muestra a continuación una sección de usos. Observamos que se proporciona un espacio importante para los peatones, por ser un entorno urbano en el que se quiere limitar el uso del coche. Las bicicletas comparten la plataforma con los autobuses. Eso se considera razonable, por el tráfico poco importante de los autobuses, en comparación con los ciclistas. Además, este tipo de carril compartido es bastante común hoy en día en París.

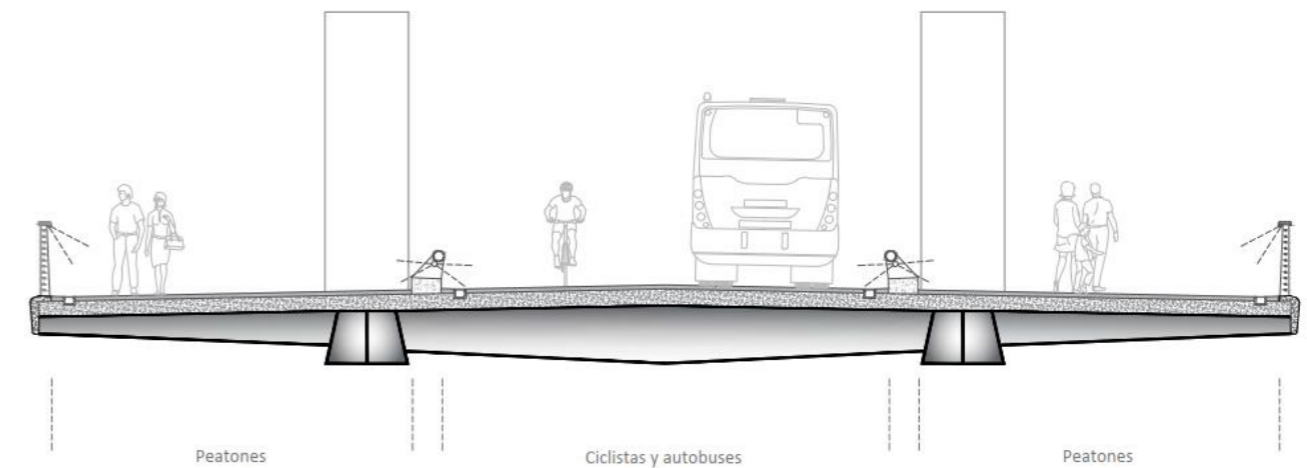


Figura 14 - Separación entre los usos en el puente (fuente: elaboración propia)

## 7.4 Equipamientos

Se describen a continuación brevemente los equipamientos utilizados en el puente:

- Drenaje: se realiza mediante pendientes longitudinales y transversales de 2% obtenidas mediante una forma parabólica de la viga longitudinal, así que el bombeo de las vigas transversales y de las riostras. El agua se recoge mediante unas canaletas del catálogo ULMA. En la parte del tablero sobre el río, se permiten unos desagües puntuales, pero eso no se permite en las riberas. Al final del tablero, el agua se recoge mediante el sistema de saneamiento de los viales externos al puente.
- Barandilla: se ha optado por un perfil metálico en forma de U, con cables que permiten la protección por debajo del pasamanos. El aspecto es de diseño propio, y no proviene de un catálogo.
- Pretil: son pretils metálicos, de diseño propio, con elementos circulares longitudinales y unos montantes inclinados hacia dentro de la plataforma. Los pretils metálicos se disponen sobre unos perfiles de hormigón prefabricados.

- **Imposta:** es una imposta de diseño propio, para mejorar el acabado general del puente. Sirve de apoyo para las barandillas, y aseguran una correcta evacuación del agua en los extremos del tablero en sentido transversal.
- **Aparatos de apoyo:** se usan aparatos de apoyo de neopreno zunchado. Se disponen en total 4, con 2 en cada estribo. Se pueden usar por ejemplo aparatos de apoyo del catálogo MecanoGumba por ejemplo.
- **Juntas de dilatación:** se usan las juntas para conectar el extremo de la losa, y el estribo. Tienen el mismo esviate que los estribos. Se pueden usar por ejemplo las juntas tipo Wd80 del catálogo de Freyssinet, para absorber los desplazamientos longitudinales del tablero.
- **Iluminación:** se disponen iluminaciones tipo LED por debajo del pasamanos de la barandilla, así que por debajo de los perfiles circulares longitudinales de los pretiles metálicos.

Para ver con más detalle los equipamientos utilizados en el puente, se pueden consultar los planos y el anejo nº4.

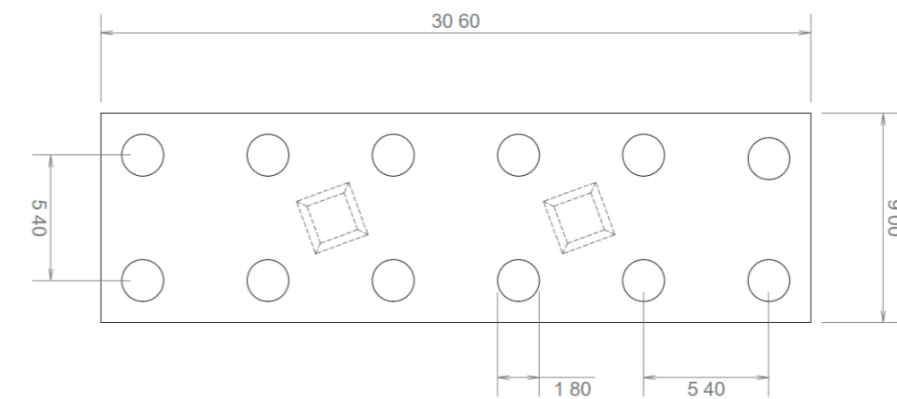


Figura 1 - Vista en planta de los encepados y pilas (fuente: elaboración propia)

## 7.5 Cimentaciones

Se muestra a continuación una vista longitudinal de las cimentaciones utilizadas.

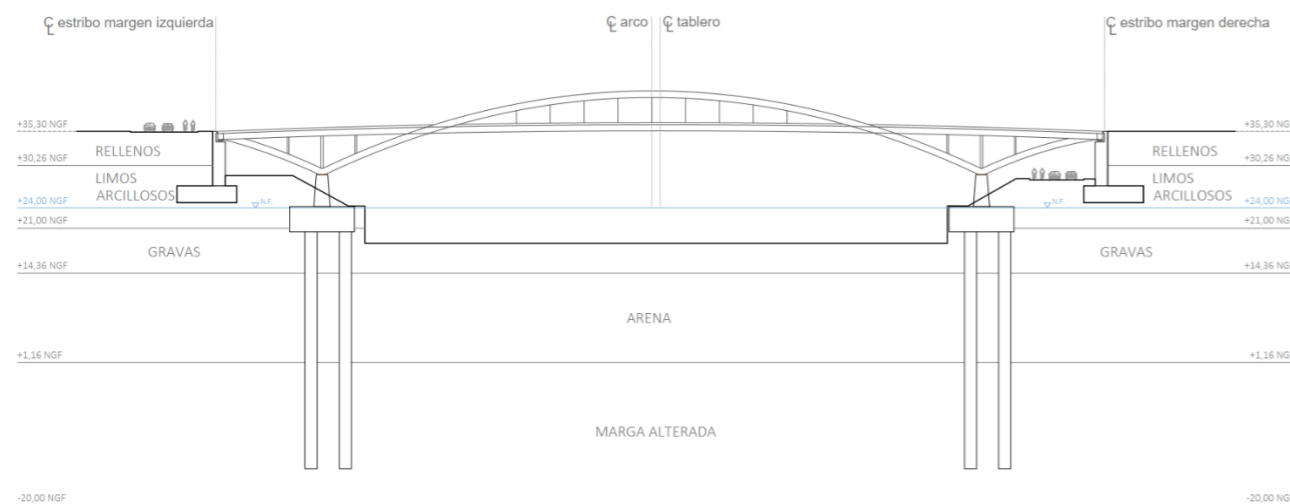


Figura 15 - Vista longitudinal de las cimentaciones utilizadas (fuente: elaboración propia)

Las cimentaciones utilizadas para las pilas son encepados de pilotes. En cada lado, las pilas quedan cimentadas sobre un único encepado, para permitir asientos uniformes en las dos pilas. La geometría en planta de las cimentaciones de las pilas se muestra a continuación:

Los pilotes utilizados tienen un diámetro de 1,8 m y una longitud de 35 m. Los encepados tienen la misma oblicuidad que el puente y un canto de 3,72 m.

En cuanto a las cimentaciones de los estribos, son zapatas corridas de 2,5 m de canto. Tienen la misma oblicuidad que los estribos. Se muestran a continuación:

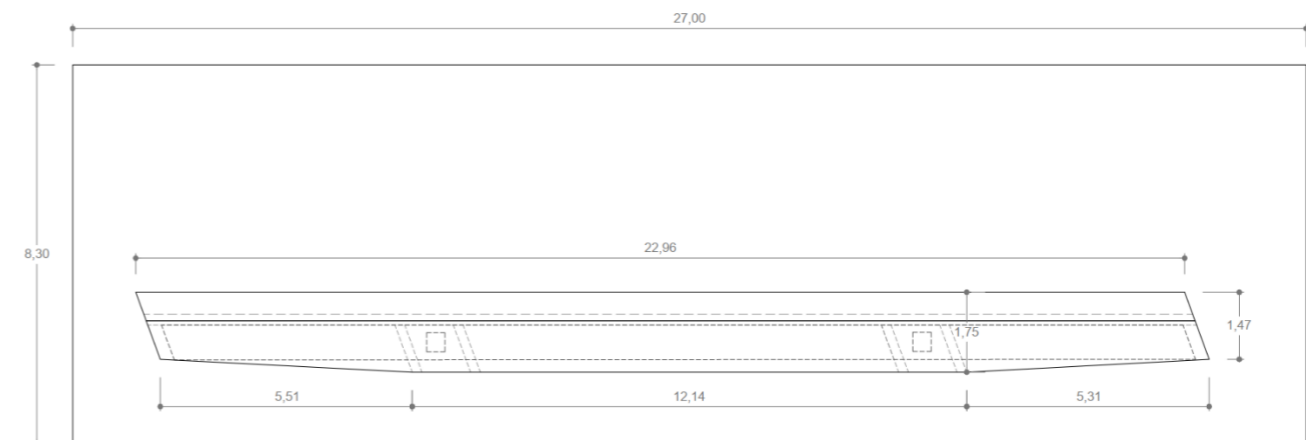


Figura 16 - Vista en planta de las zapatas y estribos (fuente: elaboración propia)

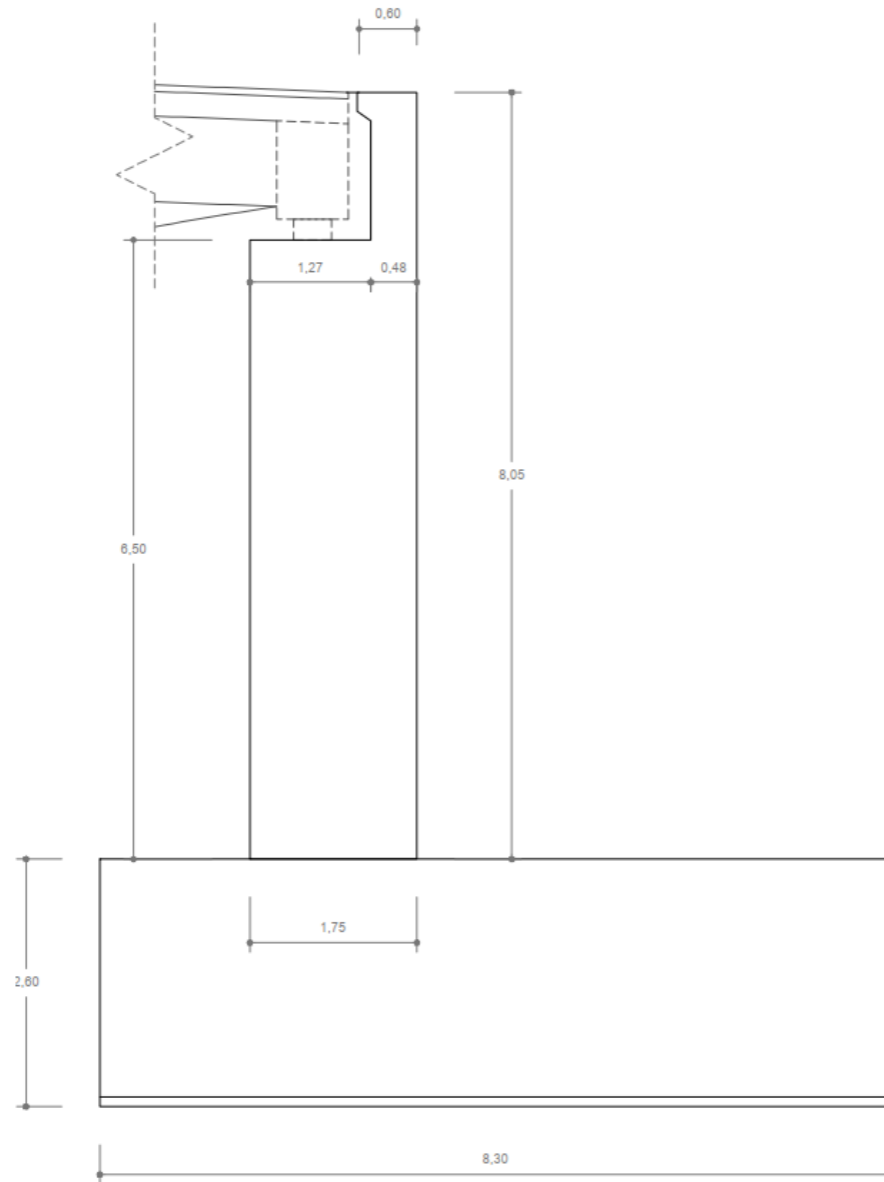


Figura 17 - Vista en alzado de los estribos con las zapatas (fuente: elaboración propia)

Se puede consultar el anejo nº5 para ver el dimensionamiento geotécnico de las cimentaciones que se ha realizado.

## 8 Comprobación estructural

La comprobación de la estructura se ha realizado a partir del programa de elementos finitos SAP2000, en el que se ha realizado un modelo tridimensional de la estructura. Se han definido las acciones que actúan sobre el puente mediante el Eurocódigo, y se han introducido en el programa. Luego, a partir del programa, se han obtenido los esfuerzos en cada elemento, así que las reacciones y los desplazamientos en cada nudo.

A partir de los esfuerzos, se han llevado a cabo las distintas comprobaciones que hay que realizar en las secciones transversales de los distintos elementos, en estado limite ultimo (ELU) y de servicio (ELS), basándose en el Eurocódigo.

A partir de los desplazamientos, se ha comprobado el criterio de flecha propuesto por la IAP-11.

En cuanto a las cimentaciones, el dimensionamiento geotécnico se ha realizado utilizando la *Guía de cimentaciones en obras de carreteras* del Ministerio de Fomento.

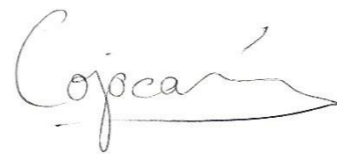
## 9 Conclusión

Se puede concluir que se ha propuesto una solución viable, que se adapta a los condicionantes de la zona de estudio, y a su entorno urbano futuro. Este puente podría mejorar en gran medida la conexión futura entre l'Île Saint-Denis y Saint-Denis; por un lado, para los deportistas de los futuros Juegos Olímpicos de París de 2024 y, por otro lado, para los futuros residentes de l'Île Saint-Denis.

La estructura proyectada cumple con los requisitos de seguridad, funcionalidad y durabilidad y se ha enfocado sobre la integración paisajística de la solución.

Paris, enero de 2022

Fdo: Alexandru Cojocariu





## 10 Bibliografía

- Genovesi, R. J. (s. f.). *LES PÉRIMÈTRES DES PROJETS*. 3.
- *Géoportail*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.geoportail.gouv.fr/>
- Henaux, L., & Abeille, C. (2024). *NEWSLETTER N°1 JANVIER 2019*. 20.
- *JO 2024: Le futur village commence son marathon en Seine-Saint-Denis—Le Parisien*. (s. f.). Recuperado 14 de febrero de 2021, de <https://www.leparisien.fr/seine-saint-denis-93/jo-2024-le-futur-village-commence-son-marathon-11-02-2018-7553955.php>
- L'aménagement, O. de. (2020, diciembre 15). *La zone d'aménagement concerté (ZAC)*. <http://outil2amenagement.cerema.fr/la-zone-d-amenagement-concerte-zac-r311.html>
- *L'écoquartier fluvial [FR]*. (s. f.). Ecoquartier Fluvial de L'Île-Saint-Denis. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.pk-lilesaintdenis.com/lecoquartier-fluvial-lis>
- *Les Jeux olympiques et paralympiques de 2024, un levier pour la construction du Grand Paris—2017.pdf*. (s. f.). Recuperado 13 de febrero de 2021, de <https://data.seinesaintdenis.fr/politiques/Politiques%20societe%20et%20citoyennete/Citoyennete%20active%20et%20sports/Documents/Les%20Jeux%20olympiques%20et%20paralympiques%20de%202024,%20un%20levier%20pour%20la%20construction%20du%20Grand%20Paris%20-%202017.pdf>
- SOLIDEO. (2020). *Dossier de création de la ZAC du Village Olympique et Paralympique*. [https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/content/download/14479/103028/file/ZAC\\_VOP\\_dossier\\_de\\_creation\\_final\\_31072019.pdf](https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/content/download/14479/103028/file/ZAC_VOP_dossier_de_creation_final_31072019.pdf)
- *Universeine*. (s. f.). VINCI Immobilier - Site Commercial. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.vinci-immobilier-entreprise-commercial.com/programme/universeine/>
- *Guide-information-recommandations-en-cas-de-crue.pdf*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://adhf-f.org/pdf/Guide-information-recommandations-en-cas-de-crue.pdf>
- Henaux, L., & Abeille, C. (2024). *NEWSLETTER N°1 JANVIER 2019*. 20.
- *Le plan de prévention des risques d'inondation de la Seine / Les plans de prévention des risques d'inondation / Les plans de prévention des risques (PPR) approuvés / Les risques naturels et technologiques en Seine-Saint-Denis / Environnement, paysage, risques naturels et technologiques, bruit, nuisances, publicité / Politiques publiques / Accueil—Les services de l'État en Seine-Saint-Denis*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/Politiques-publiques/Environnement-paysage-risques-naturels-et-technologiques-bruit-nuisances-publicite/Les-risques-naturels-et-technologiques-en-Seine-Saint-Denis/Les-plans-de-prevention-des-risques-PPR-approuves/Les-plans-de-prevention-des-risques-d-inondation/Le-plan-de-prevention-des-risques-d-inondation-de-la-Seine>
- *L'Île-Saint-Denis / Les informations par commune / Etat des risques et pollutions—Information aux acquéreurs et locataires / Les risques naturels et technologiques en Seine-Saint-Denis / Environnement, paysage, risques naturels et technologiques, bruit, nuisances, publicité / Politiques publiques / Accueil—Les services de l'État en Seine-Saint-Denis*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/Politiques-publiques/Environnement-paysage-risques-naturels-et-technologiques-bruit-nuisances-publicite/Les-risques-naturels-et-technologiques-en-Seine-Saint-Denis/Etat-des-risques-et-pollutions-Information-aux-acquereurs-et-locataires/Les-informations-par-commune/L-Île-Saint-Denis>
- *RATP : transports à Paris et en Ile-de-France: Bus, métro, tramway, RER | RATP*. (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/>
- *RIC\_SPC\_SMYL\_2019.pdf*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de [https://www.vigicrues.gouv.fr/ftp/RIC/RIC\\_SPC\\_SMYL\\_2019.pdf](https://www.vigicrues.gouv.fr/ftp/RIC/RIC_SPC_SMYL_2019.pdf)
- *Zonage sismique de la France—Le Plan Séisme*. (s. f.). Recuperado 19 de febrero de 2021, de <http://www.planseisme.fr/Zonage-sismique-de-la-France.html>
- MONLEÓN CREMADES, S. (2017). *Diseño estructural de puentes*. Valencia: Universitat Politècnica de València
- *RATP : transports à Paris et en Ile-de-France: Bus, métro, tramway, RER | RATP*. (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/>
- *Secteur7.1613664924.png (3500x2581)*. (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/sites/default/files/plans-lignes/Secteurs/secteur7.1613664924.png>
- *Universeine*. (s. f.). VINCI Immobilier - Site Commercial. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.vinci-immobilier-entreprise-commercial.com/programme/universeine/>
- Freyssinet. (2022). *Road joints - Wd expansion joints*.
- López Desfilis, V. J. (s.f.). *Proyecto de estructuras metálicas y mixtas - 2° MICCP – TEMA 2.3*.
- MOPU. (1982). *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera*.
- Sánchez Carratalá, C. R. (s.d.). *Practica de aula n°1 de Diseño Conceptual de Construcciones Singulares*.
- SETRA. (1989). *Assainissement des ponts routes*.
- ULMA Architectural. (s.d.).
- Ministerio, d. F. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras. Serie Monografías*. Obtenido de [https://www.mitma.es/recursos\\_mfom/0710401.pdf](https://www.mitma.es/recursos_mfom/0710401.pdf)

## ANEJO N°1 : ESTUDIO DEL CONTEXTO TERRITORIAL

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Curso :** 2021-2022

**Fecha :** 13/02/22

**Tutor :** Carlos Manuel Lázaro Fernández



## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>CONTEXTO TERRITORIAL GENERAL .....</b>	<b>3</b>
2.1	SITUACIÓN GEOGRÁFICA.....	3
2.2	TRANSFORMACIÓN DEL TERRITORIO DE SEINE-SAINT-DENIS .....	4
<b>3</b>	<b>CONTEXTO TERRITORIAL DE LA ZONA DE ESTUDIO .....</b>	<b>5</b>
3.1	ORDENACIÓN URBANA DE LA ZONA DE ESTUDIO .....	5
3.2	TRANSFORMACIÓN DE LAS RIBERAS.....	6
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>8</b>

## 1 Introducción y objetivos

El presente anejo tiene como objetivo de analizar el potencial urbano de la zona de estudio para la implementación del proyecto del puente sobre el río Sena entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia).

Para ello, se analizará la situación estratégica de la zona con respecto a diferentes criterios de interés: geográfico, económico, de movilidad y de ordenación urbana. Estos criterios nos permitirán justificar por un lado la utilidad del puente, y por otro lado, la estética del puente teniendo en cuenta el entorno.

## 2 Contexto territorial general

### 2.1 Situación geográfica

El sitio de estudio se encuentra en las afueras de París, capital de Francia.



Figura 1 - Vista aérea del sitio de estudio (fuente: Geoportail)

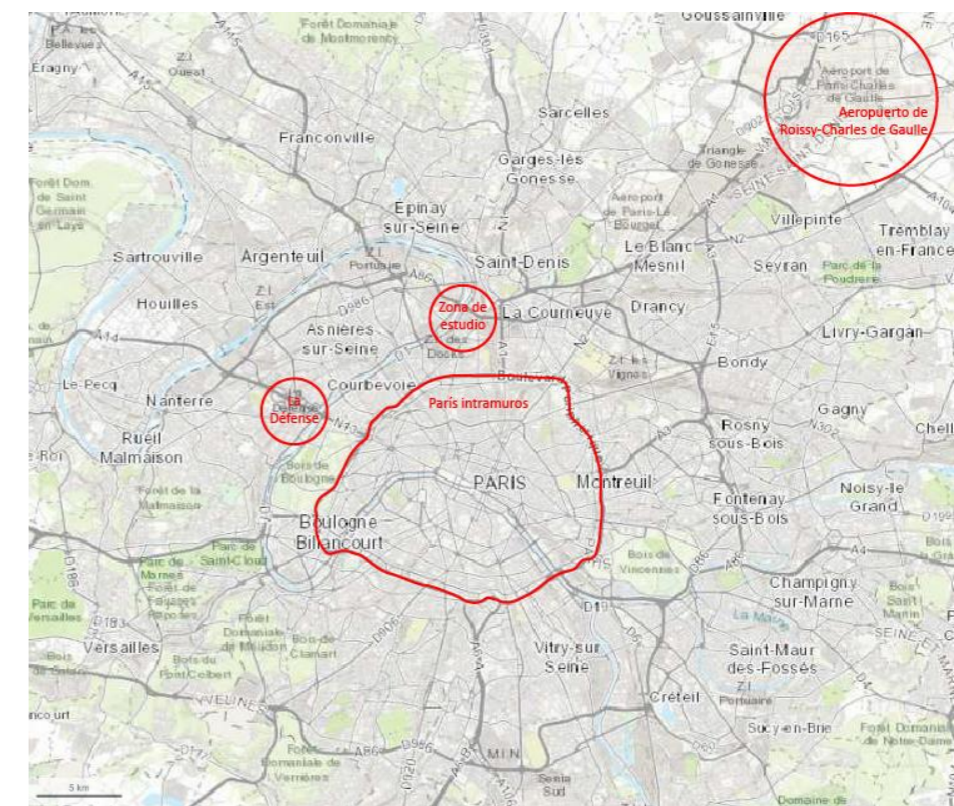


Figura 2 - Plano de ubicación de la zona de estudio (fuente: elaboración propia y Geoportail)



Más precisamente, el puente se ubicará en la futura villa olímpica para los próximos Juegos Olímpicos de 2024. La villa olímpica tendrá la peculiaridad de repartirse en 3 municipios: l'Île Saint-Denis, Saint-Ouen, y Saint-Denis, (figura 3).

La zona de estudio se encuentra en un territorio con una posición estratégica en el área metropolitana de París por su proximidad al núcleo urbano, al polo terciario La Défense, y al segundo núcleo de transporte europeo, el aeropuerto de Roissy-Charles de Gaulle.

Es también un territorio que tiene una dinámica de desarrollo territorial muy importante, sobre todo desde el inicio del proceso de desindustrialización en los años 80. Grandes proyectos en los años 90 son el símbolo de este dinamismo como por ejemplo el Estadio de Francia, o la construcción de nuevas estaciones de cercanías (RER) en el área metropolitana de París. El proceso de desindustrialización sigue con otras operaciones de transformación y permite transformarlo en el tercer núcleo terciario del área metropolitana de París, justo después de París intramuros, y La Défense.

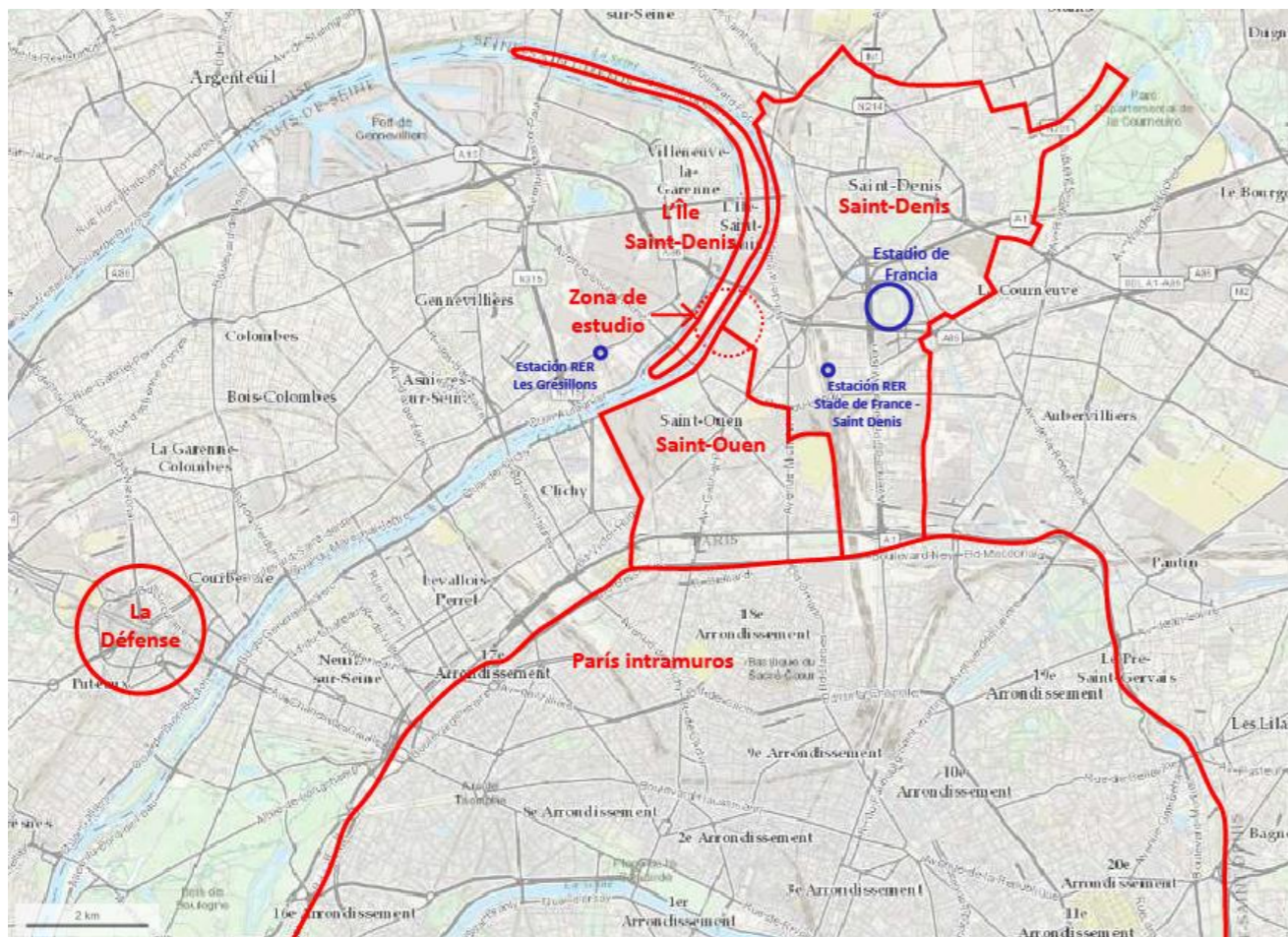


Figura 3 - Plano del contexto de la zona de estudio (fuente: elaboración propia y Geoportail)

## 2.2 Transformación del territorio de Seine-Saint-Denis

Hoy en día, este dinamismo se traduce por la creación de nuevos puntos de interés en el territorio, que se denominan en francés "ZAC" (Zone d'Aménagement Concerté). Son operaciones de urbanismo público cuyo objetivo es desarrollar instalaciones en terrenos edificables, para después cederlos a usuarios públicos o privados<sup>1</sup>. Como se puede ver en la figura 4, se están desarrollando ZAC como la ZAC des Docks de Saint-Ouen, ZAC de la Plaine Saulnier o bien la que estudiaremos con más detalle en este proyecto: ZAC du Village Olympique et Paralympique, que se traduce literalmente como ZAC de la Villa Olímpica y Paralímpica.

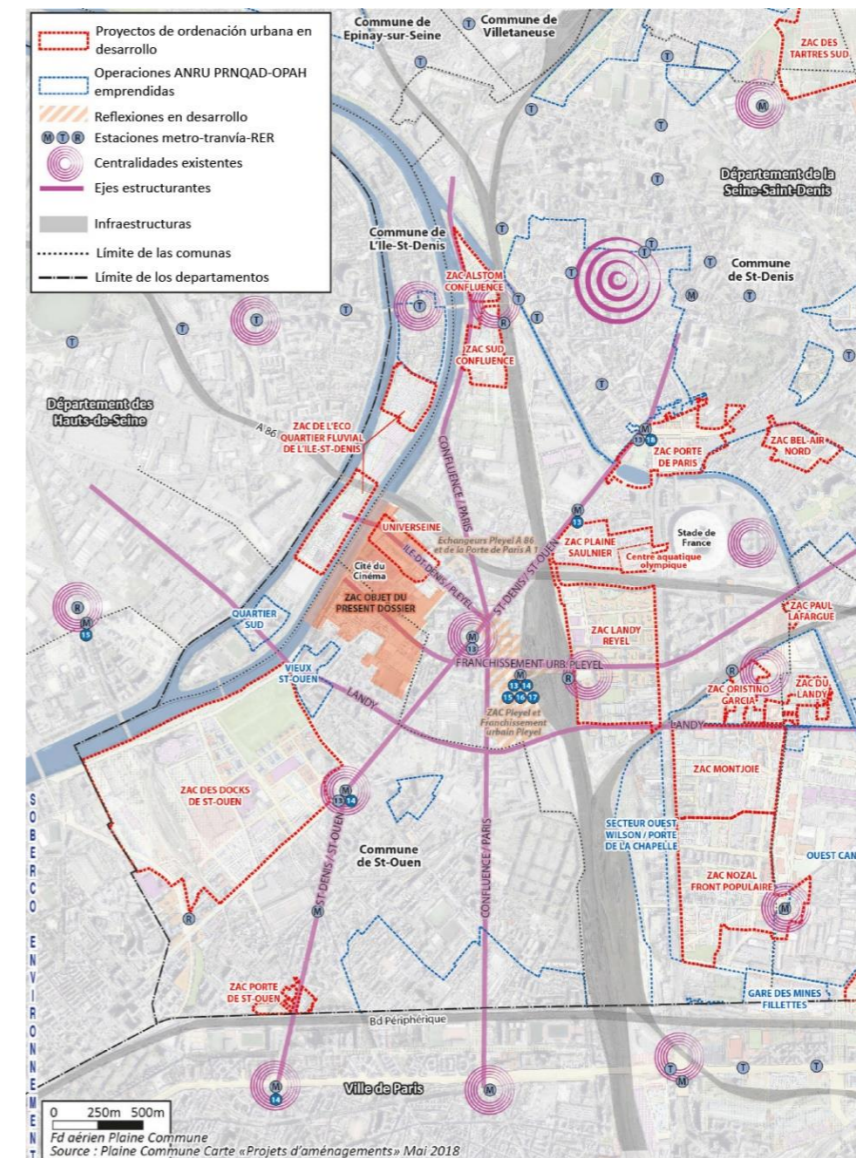


Figura 4 - Transformaciones urbanas en el entorno próximo de la zona de estudio debido a los juegos Olímpicos (fuente: SOLIDEO, 2020)

<sup>1</sup> Definición del término ZAC a partir de: l'aménagement, O. de. (2020, diciembre 15). *La zone d'aménagement concerté (ZAC)*. <http://outil2amenagement.cerema.fr/la-zone-d-amenagement-concerte-zac-r311.html>



Observamos que la zona de estudio se encuentra en un punto de intersección de muchos ejes de movilidad importantes, e infraestructuras de transportes como el metro, el tranvía, o el RER. La oferta de transporte publico aumentará de forma considerable en la zona de estudio, puesto que se implementará un nuevo hub decisivo del futuro *Grand Paris*. El *Grand Paris* es un gran proyecto de desarrollo urbano que tiene por objetivo de conectar París y las afueras de forma mucho más eficiente y rápida con transporte público. Este nuevo hub, que se llamara Saint-Denis Pleyel, conectara las nuevas líneas 14, 15, 16 y 17 del metro, a las líneas ya existentes de metro (línea 13) y del RER (RED D). Podemos entonces concluir que este sitio será un polo multimodal muy decisivo en el desarrollo del *Grand Paris*, y un nudo estratégico determinante para seguir el desarrollo y la desindustrialización de todo el territorio.

### 3 Contexto territorial de la zona de estudio

#### 3.1 Ordenación urbana de la zona de estudio

Al igual que su entorno, la zona de estudio está marcada por su pasado industrial. Este sitio servía como almacén para combustibles y mercancías, y había también centrales térmicas. Es a partir de los años 2000 que el sitio empezó su transformación. Como mutaciones notables, se pueden destacar el desmantelamiento de la central térmica que ha sido remplazada por la *Cité du Cinema*, en la que hoy en día hay restaurantes, oficinas, sets de rodaje, y una escuela especializada en el cine; hay también talleres para la creación de decoraciones para películas y teatros. También se construyó una escuela, un instituto, y una escuela de ingenieros. Sin embargo, no se ha realizado ninguna intervención notable en el lado de la isla.

A continuación, se muestra una imagen con los usos actuales, y los edificios que van a tener un cambio de uso o completamente destruidos por la transformación necesaria del terreno.

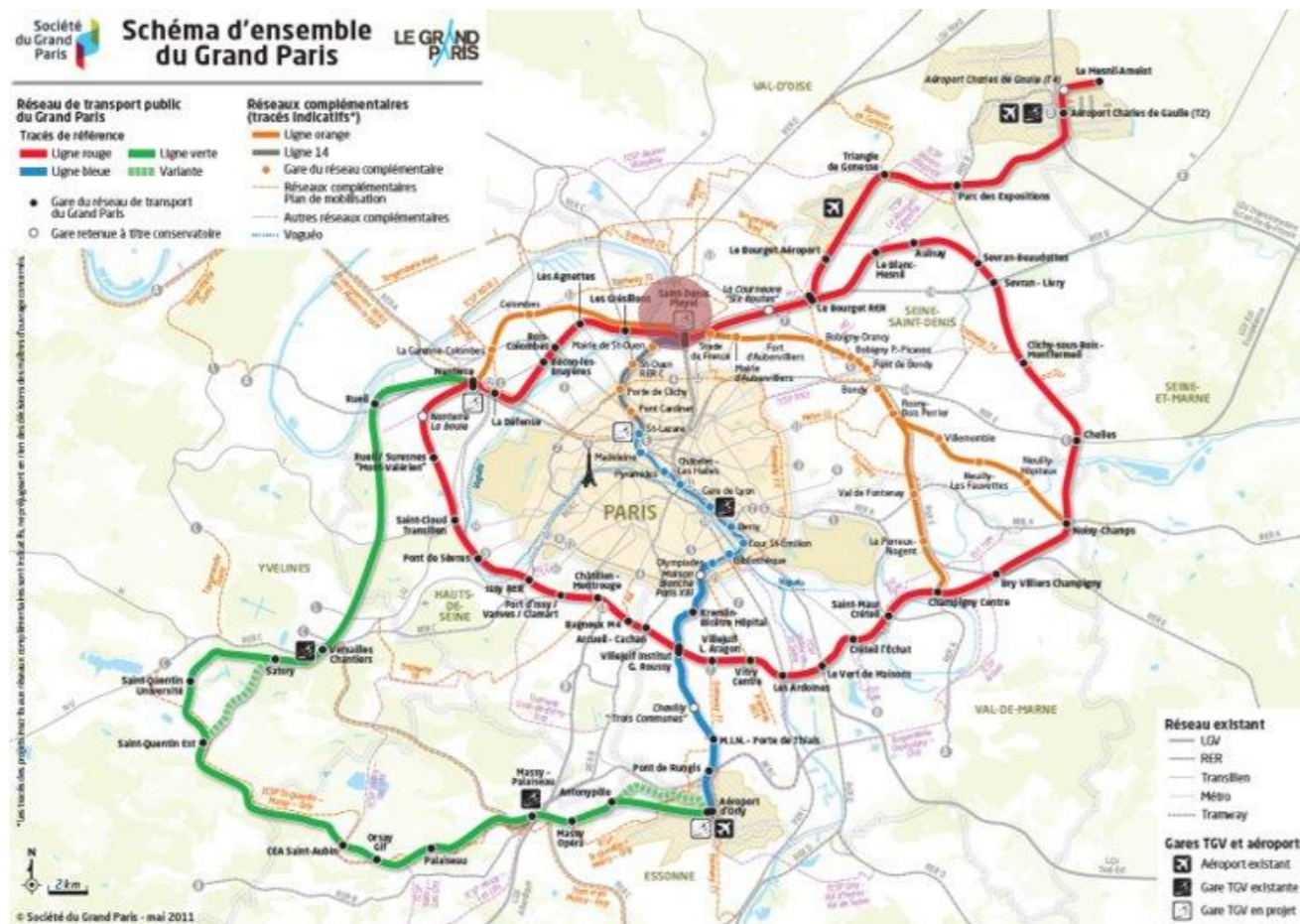


Figura 5 - Plano de las futuras líneas de transporte público (fuente: Société du Grand Paris, 2011)



Figura 6 - Vista aérea del sitio de la Villa Olímpica y Paralímpica al día de hoy (fuente: JO 2024: le futur village commence son marathon en Seine-Saint-Denis - Le Parisien, s. f.)



A continuación, se muestra una imagen con la ocupación del suelo prevista en la planificación de la villa olímpica.

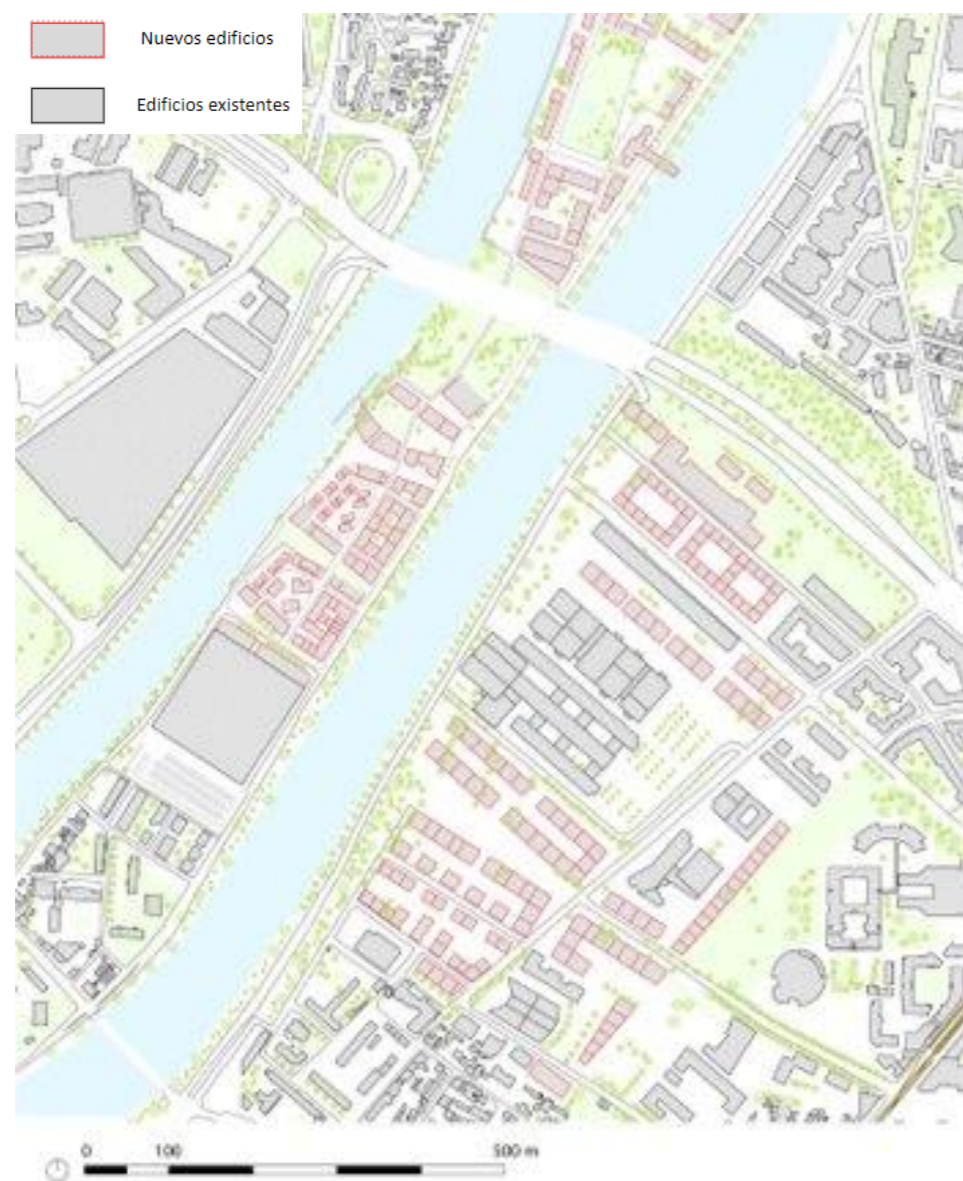


Figura 7 - Plano del sitio de los Juegos Olímpicos 2024 (fuente: elaboración propia)

Observamos que la zona de estudio va a ser transformada profundamente, con nuevos edificios en el lado isla. El lado tierra se ve afectado por cambios de usos, destrucciones y construcciones de edificios. Los edificios en los cuales van a dormir los deportistas serán de uso residencial después del evento, así que esta transformación del terreno no es puntual, sino permanente. Además, aparece aquí una nueva necesidad: conectar las dos riberas para conectar el lado isla al nuevo hub intermodal que se está proyectando en el lado tierra.

### 3.2 Transformación de las riberas

Otra transformación importante del sitio es la transformación de las riberas. En efecto, hoy en día, las riberas no están aprovechadas como lo pueden mostrar las siguientes imágenes. Son simplemente un punto de paso para coches, y no están pensadas para peatones. Se repensarán entonces también los viales al lado de la ribera, para integrar el uso peatonal. En cuanto a las riberas, serán transformadas en corredores ecológicos verdes, en los que los peatones podrán desplazarse libremente.



Figura 8 - Fotografías de las riberas (fuente: elaboración propia)

Es importante tener en cuenta esta transformación del entorno de estudio a la hora de proyectar un puente para el paso del Río Sena. Como el peatón tendrá una importancia mayor, y se quiere limitar el acceso del coche en la zona, se justifica la construcción de un puente de uso peatonal, en el que puede pasar un bus para conectar el lado tierra y el lado isla con transporte público. Además, el entorno será completamente distinto al que se conoce hoy, puesto que, aunque su transformación ya ha empezado desde los años 2000, sigue siendo un sitio industrial, y poco pensado para los peatones. Por lo tanto, hay que proponer también un diseño de un puente que se integre completamente en este nuevo entorno urbano.



Finalmente, cabe destacar que la zona de estudio será una zona de gran valor medioambiental puesto que está previsto que tenga una huella de carbono nula. Este proyecto de puente se inscribe en una voluntad de excelencia ambiental. Por lo tanto, tendremos que pensar en proyectar un puente eficiente, con baja huella de carbono, un uso mínimo de materiales, y construida de manera sostenible.

## 4 Conclusiones

Como conclusión, cabe destacar que el puente que se pretende diseñar está situado en una futura zona de gran interés por varias razones:

- El área de estudio está situada en un centro de alto interés en cuanto a aspectos urbanos, económicos, sociales y de movilidad urbana. La implementación de un puente tiene pues un gran interés en este caso.
- La zona está en pleno desarrollo urbano para organizar los Juegos Olímpicos de 2024. Por lo tanto, será una zona con mucha frecuentación por lo que se necesitará el fomento de los ejes de circulación.
- El proyecto de puente vendrá acompañado por una ordenación urbana que mejorará la calidad del paisaje urbano.

## 5 Bibliografía

- Genovesi, R. J. (s. f.). *LES PÉRIMÈTRES DES PROJETS*. 3.
- *Géoportail*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.geoportail.gouv.fr/>
- Henaux, L., & Abeille, C. (2024). *NEWSLETTER N°1 JANVIER 2019*. 20.
- *JO 2024: Le futur village commence son marathon en Seine-Saint-Denis—Le Parisien*. (s. f.). Recuperado 14 de febrero de 2021, de <https://www.leparisien.fr/seine-saint-denis-93/jo-2024-le-futur-village-commence-son-marathon-11-02-2018-7553955.php>
- L'aménagement, O. de. (2020, diciembre 15). *La zone d'aménagement concerté (ZAC)*. <http://outil2amenagement.cerema.fr/la-zone-d-amenagement-concerte-zac-r311.html>
- *L'écoquartier fluvial [FR]*. (s. f.). Ecoquartier Fluvial de L'île-Saint-Denis. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.pk-lilesaintdenis.com/lecoquartier-fluvial-lisd>
- *Les Jeux olympiques et paralympiques de 2024, un levier pour la construction du Grand Paris—2017.pdf*. (s. f.). Recuperado 13 de febrero de 2021, de <https://data.seinesaintdenis.fr/politiques/Politiques%20societe%20et%20citoyennete/Citoyennete%20active%20et%20sports/Documents/Les%20Jeux%20olympiques%20et%20paralympiques%20de%202024,%20un%20levier%20pour%20la%20construction%20du%20Grand%20Paris%20-%202017.pdf>
- SOLIDEO. (2020). *Dossier de création de la ZAC du Village Olympique et Paralympique*. [https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/content/download/14479/103028/file/ZAC\\_VOP\\_dossier\\_de\\_creation\\_final\\_31072019.pdf](https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/content/download/14479/103028/file/ZAC_VOP_dossier_de_creation_final_31072019.pdf)
- *Universeine*. (s. f.). VINCI Immobilier - Site Commercial. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.vinci-immobilier-entreprise-commercial.com/programme/universeine/>

## ANEJO N°2 : ANTECEDENTES, LIMITACIONES Y CONDICIONANTES

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Curso :** 2021-2022

**Fecha :** 13/02/22

**Tutor :** Carlos Manuel Lázaro Fernández



## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>ANÁLISIS HIDRÁULICO .....</b>	<b>3</b>
2.1	HIDROLOGÍA .....	3
2.2	NIVEL MEDIO DEL RÍO SENA.....	4
2.3	RESGUARDOS FRENTE A NAVEGABILIDAD.....	5
<b>3</b>	<b>TOPOGRAFÍA .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>CLIMATOLOGÍA.....</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISIS GEOLÓGICO .....</b>	<b>7</b>
<b>6</b>	<b>RIESGOS.....</b>	<b>7</b>
6.1	RIESGO SÍSMICO .....	7
6.2	RIESGO DE INUNDACIÓN.....	8
6.3	SUELOS CONTAMINADOS .....	10
<b>7</b>	<b>SANEAMIENTO .....</b>	<b>10</b>
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>11</b>
<b>9</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>11</b>

## 1 Introducción y objetivos

En este anejo, se presentan los principales condicionantes del proyecto, que se deberán tener en cuenta a la hora de la propuesta de soluciones.

## 2 Análisis hidráulico

### 2.1 Hidrología

La única corriente importante de agua que está a proximidad de la zona de estudio es el río Sena. Podemos ver en la figura siguiente como el río se divide en dos al llegar a la isla Saint-Denis. Esta isla tiene una longitud de 6,5 km y un ancho medio de 200 metros.



Figura 1 - Hidrología de la zona de estudio, escala 1/50000 (fuente: Géoportail)



## 2.2 Nivel medio del río Sena

El nivel de la lámina de agua del río Sena se evalúa mediante estaciones que controlan de forma permanente parámetros como el caudal y el calado del río. Cerca de la zona de estudio, se pueden ver 3 estaciones, que son: Austerlitz, Suresnes, y Chatou, y se muestran en la imagen siguiente.

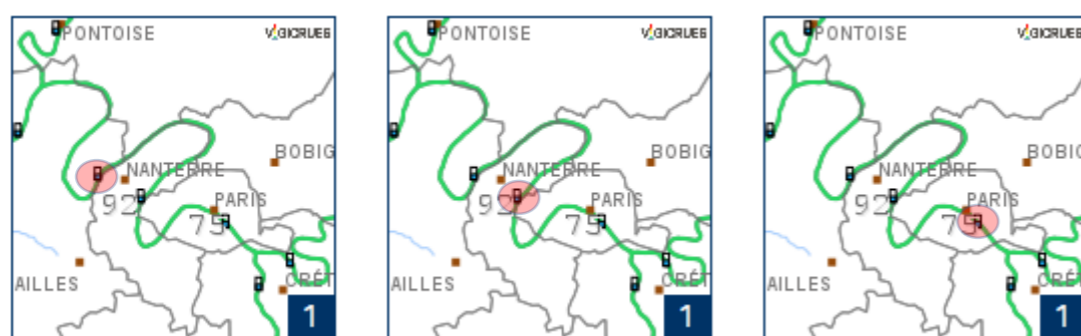


Figura 2 - Posición de las estaciones de control del río Sena frente a la zona de estudio, en orden de izquierda a derecha: Chatou, Suresnes, Austerlitz (fuente: datos de Gis y Vigicrues - Carte de vigilance crues nationale)

La estación de Austerlitz es la estación de referencia para medir las inundaciones en París. Cada estación tiene un nivel de referencia que corresponde al cero de la escala para medir las inundaciones:

- Nivel de referencia de Austerlitz: 25,92 m NGF<sup>1</sup>
- Nivel de referencia de Chatou: 20,37 m NGF
- Nivel de referencia de Suresnes: 21,22 m NGF

Sin embargo, el nivel de referencia no es necesariamente igual al nivel medio del río en la estación. Por ejemplo, en la estación Austerlitz, el nivel normal del río suele ser de 26,72 m NGF en la escala de Austerlitz, es decir 82 cm por encima del nivel de referencia<sup>2</sup>. Por lo tanto, tenemos que buscar otras maneras para estimar la altura media del río en la zona.

Primero, para saber la altura media del río en la zona de estudio, podemos hacer como primera estimación un corte para ver el perfil altimétrico, a partir de un visor francés llamado *Géoportail*.

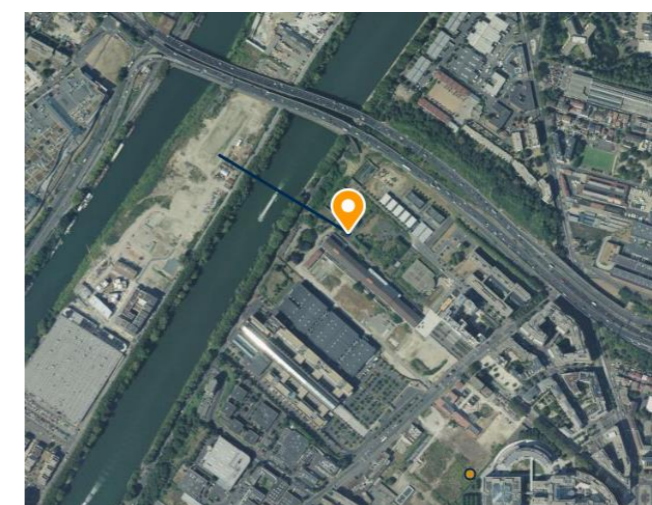
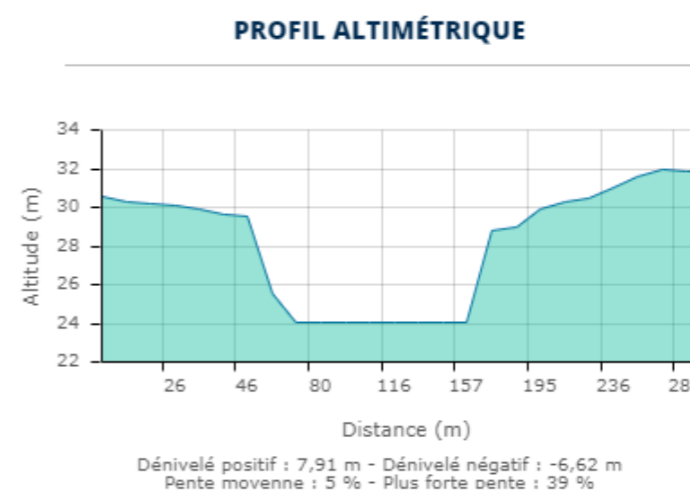


Figura 3 - Perfil altimétrico obtenido en la zona de estudio y línea en la que se ha establecido (fuente: Géoportail)

<sup>1</sup> NGF significa « Nivellement Général de la France » y es una red de referencias altimétricas esparcidas por el territorio francés. Estos puntos de referencia permiten determinar la altitud en cada punto del territorio. La altitud cero de referencia (NGF 0) está determinada por el mareógrafo de Marsella.

<sup>2</sup> Règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'information sur les crues du service de prévision des crues Seine moyenne-Yonne-Loing, DRIEE

A partir de este perfil altimétrico, resulta que el río tiene un calado de 24 m NGF. Sin embargo, no sabemos que calado realmente muestra la imagen del satélite. Por lo tanto, tenemos que comprobar si este valor tiene sentido.

Para estimar el calado medio del río en la zona de estudio, podemos también intentar extrapolar los datos de los niveles obtenidos en las estaciones para la inundación de 1910 que fue una inundación de periodo de retorno de 100 años. Estudiamos los datos de *Geoportail93*, que es el visor relativo al departamento de la Seine-Saint-Denis, que corresponde al departamento de la zona de estudio. Hicieron simulaciones hidrológicas para establecer los niveles de inundaciones en el departamento suponiendo distintos escenarios. Obtenemos la tabla siguiente de resultados:

Escenario	Alturas obtenidas por los distintos escenarios al PK 684									
	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	1	1,05	1,15
Altura (m NGF)	26,66	27,01	27,37	27,95	28,48	28,77	29,1	29,57	29,84	30,4

Tabla 1 - Alturas obtenidas al nivel del puente de la A86 para distintos escenarios de inundaciones (fuente: elaboración propia y datos de Geoportail93)

En la tabla anterior, un escenario de 1 significa que las inundaciones tienen exactamente las mismas condiciones hidrológicas que la inundación de periodo de retorno 100 años de 1910. Por lo tanto, interpretaremos que un escenario cero es un escenario en condiciones normales. Entonces, si representamos los datos anteriores en una gráfica, y hacemos una regresión lineal, obtenemos:

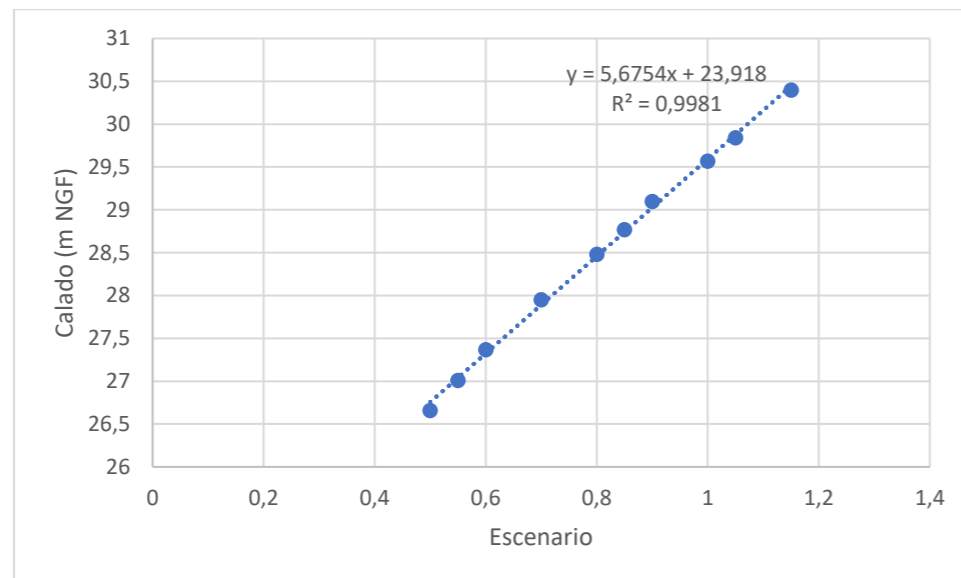


Figura 4 - Grafica de la altura del río (en m NGF) con distintos escenarios, al nivel del puente A86 (fuente: elaboración propia y datos de Geoportail93)

Entonces, la regresión lineal nos da una altura de 23,918 m NGF para un escenario cero. Suponiendo que el escenario cero representa las condiciones normales del río, resulta coherente la altura del río de 24 m NGF obtenida en el perfil altimétrico. Por lo tanto, utilizaremos esta altura del río como nivel medio del río en la zona de estudio.

### 2.3 Resguardos frente a navegabilidad

El resguardo frente a navegabilidad es un condicionante determinante, puesto que puede condicionar la tipología de puente. En la siguiente imagen, podemos que el resguardo frente a navegabilidad en Paris y las afueras inmediatas es de 6 metros.

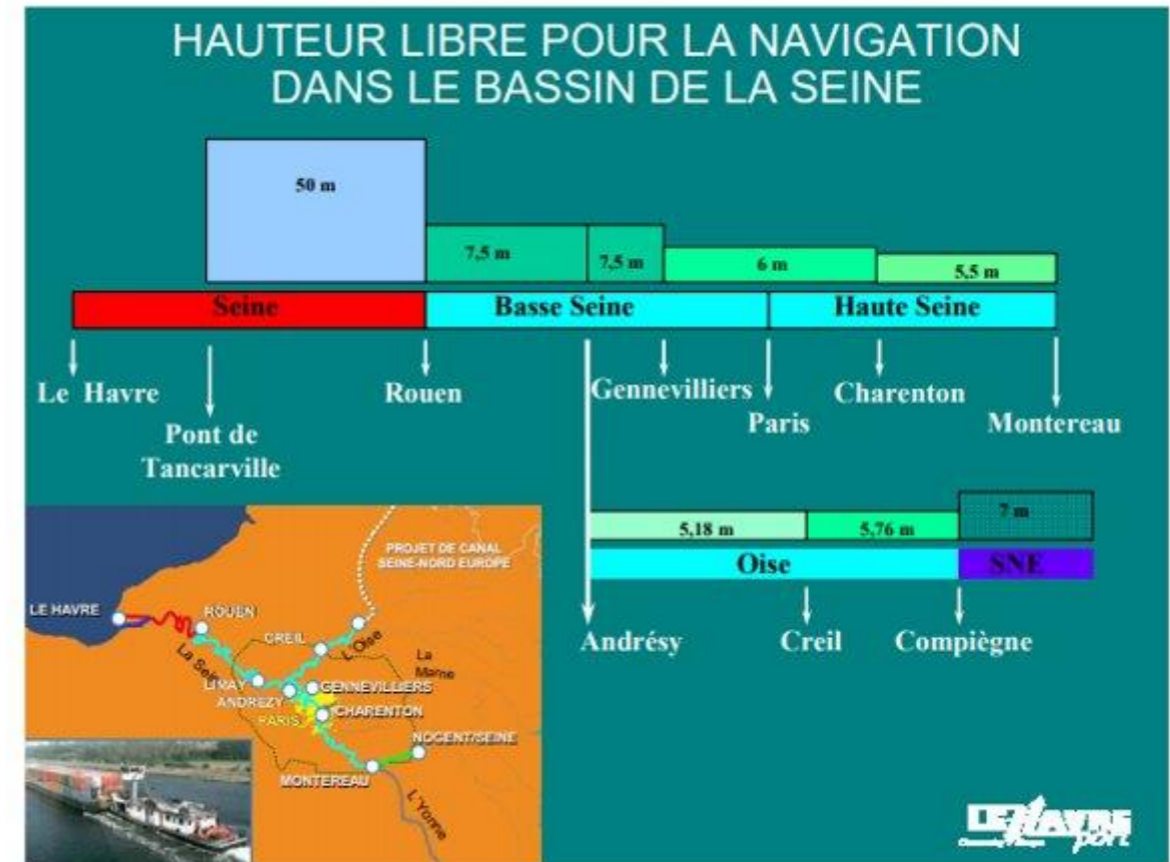


Figura 5 – Resguardo frente a navegabilidad (fuente: (GPMH, 2009))

### 3 Topografía

La topografía de la zona de estudio está determinada por la presencia del río Sena, que condiciona el relieve del terreno. En condiciones normales, la altura del río es aproximadamente de 24 m NGF en esta zona, lo que hace del río el punto más bajo de la zona.

Observando perfiles altimétricos, y también en estudios de inundaciones (que presentaremos a continuación), establecemos que la ribera del lado tierra está siempre por debajo de 30 m, con una ligera pendiente ascendente desde el puente de la A86 hacia el sur de la zona. Además, observamos una tendencia en las pendientes del terreno, con un progresivo aumento desde la ribera del río, hacia el extremo este de la zona hasta alcanzar aproximadamente 43 m NGF. En el lado isla, la altimetría empieza de 24 m en el río; al llegar al primer vial principal, pasa a 29 m aproximadamente, y en el interior de la isla, el punto más alto es aproximadamente 31 m NGF.



Figura 6 - Sección longitudinal del río Sena en la zona de estudio (fuente: elaboración propia)

### 4 Climatología

El clima del departamento es un clima de tipo oceánico, con alteraciones continentales por su distancia al mar. En verano, la temperatura media es de 18°C, y en invierno, la temperatura media es de 6°C. Las lluvias son bastante constantes a lo largo del año, y la altura media de la precipitación anual media es de 600 mm.

Además, por la urbanización muy importante en la zona de estudio, y su entorno directo, se observan fenómenos de "islas de calor" urbanas.

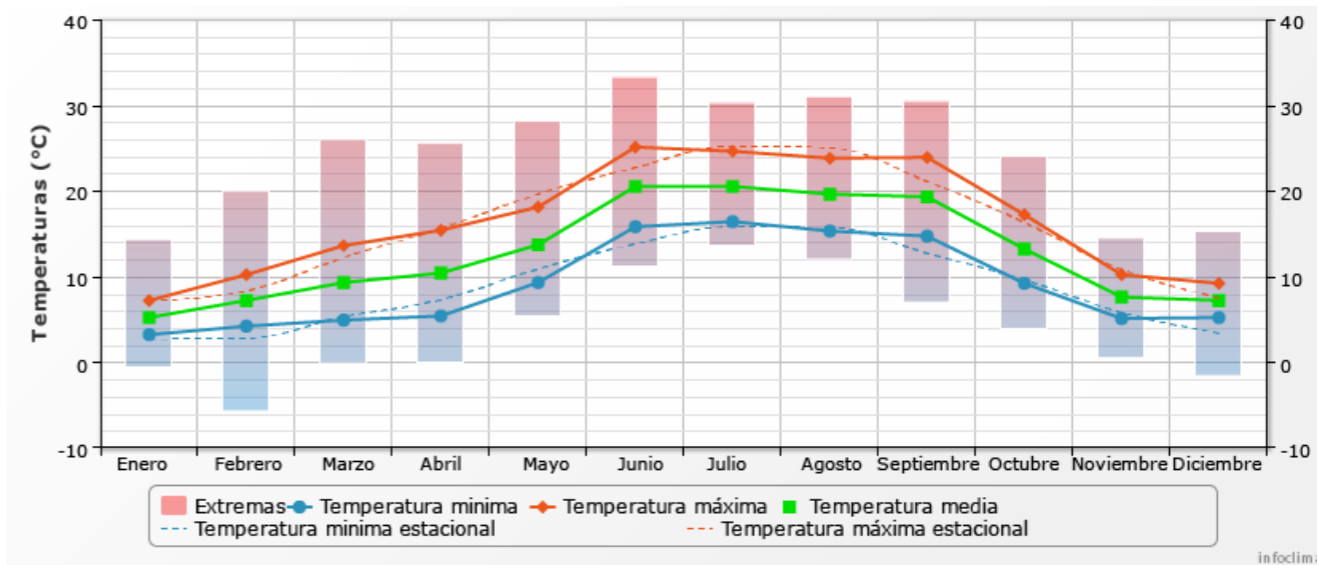


Figura 7 - Temperaturas en París en 2021 (fuente: infoclimat.fr)

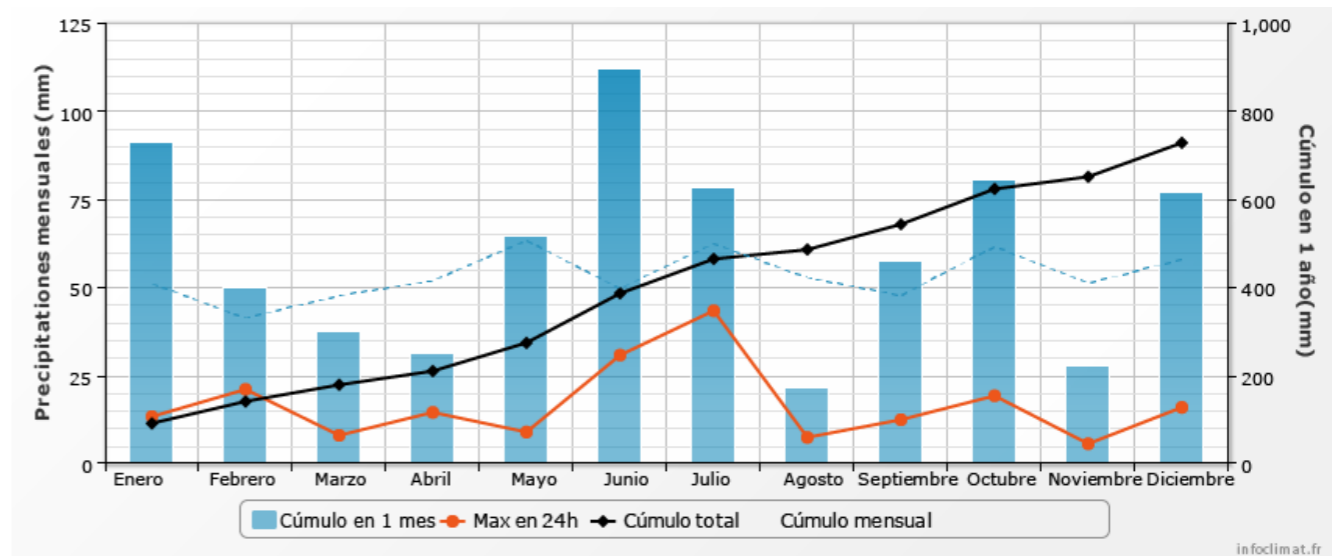


Figura 8 - Precipitaciones en París en 2021 (fuente: infoclimat.fr)



## 5 Análisis geológico

De forma general, la zona de estudio se encuentra sobre una capa de rellenos, que esta sobre aluviones de tipo limos o arena arcillosa. Cabe destacar también la presencia de caliza, y de marga que se encuentran a partir de una cierta profundidad. También, el nivel del suelo está completamente saturado a aproximadamente 24 m NGF, que coincide con la altura del nivel medio del río en la zona.

Se ha obtenido un detalle del suelo a partir de perforaciones realizadas en la zona de estudio realizadas en Saint-Denis.

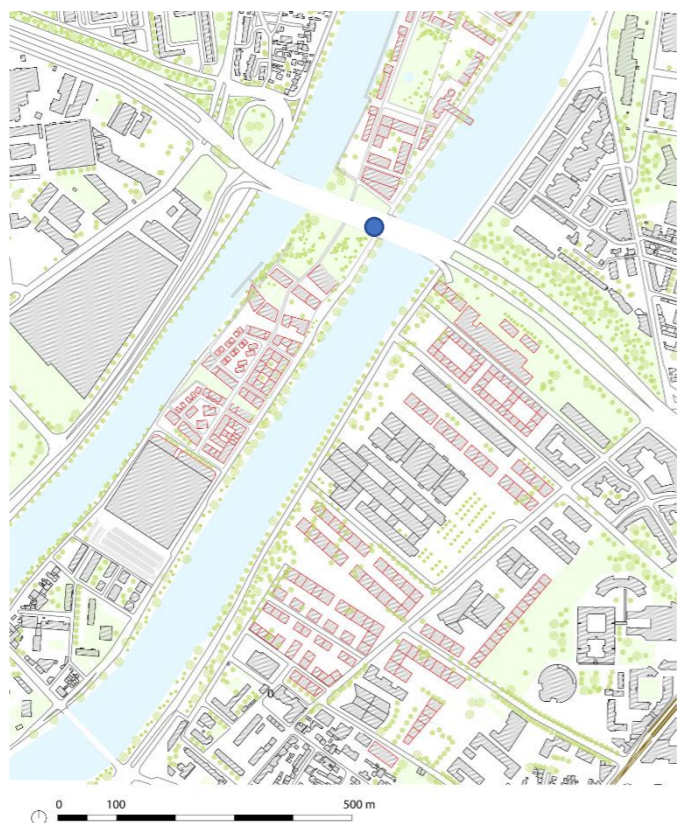


Figura 9 - Localización del sondeo utilizado (fuente: elaboración propia y Infoterre)

El sondeo obtenido se ha realizado a partir de una altitud de 30,26 m NGF, y hasta una profundidad de 43 m. Se muestran a continuación las capas del suelo obtenidas con el sondeo.

- De 30,26 m NGF a 21 m NGF: Limos arcillosos
- De 21 m NGF a 14,36 m NGF: Gravas
- De 14,36 m NGF a 1,16 m NGF: Arena arcillosa
- De 1,16 m NGF a -12,74 m NGF: Marga alterada

Como no tenemos más datos, vamos a suponer las capas del sondeo validas para los dos lados del puente: el lado isla y el lado tierra.

## 6 Riesgos

### 6.1 Riesgo sísmico

Primero, a nivel de la sismicidad, la zona de estudio se encuentra en una zona de sismicidad de riesgo identificado como muy bajo, que es el nivel más bajo de la clasificación en vigor en Francia definida en el artículo D.563-8-1 del código del medio ambiente. Como estructura identificada como de riesgo normal, es decir cuyas consecuencias de sismo impactan únicamente los que usan directamente la estructura y su entorno inmediato, y con una ubicación de riesgo muy bajo, no se tomará ninguna medida sísmica específica en el diseño de la estructura.

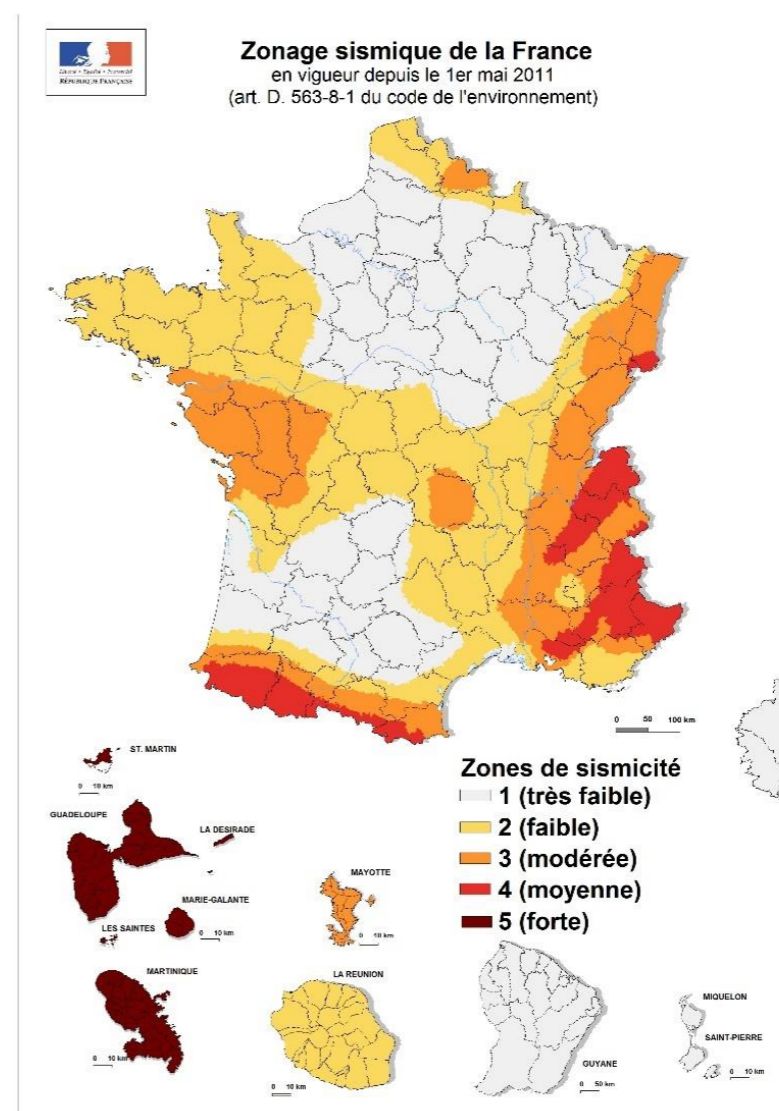


Figura 10 - Carta de las zonas de sismicidad en Francia (fuente: Zonage sismique de la France - Le Plan Séisme, s. f)



## 6.2 Riesgo de inundación

A nivel de las inundaciones, como ya habíamos establecido, en el apartado dedicado al nivel medio del río en la zona de estudio, las inundaciones de 1910, que era una inundación de periodo de retorno de 100 años, la altura estimada del río al nivel del puente de la carretera A86 era de 29,57 m NGF. Por esta altura, según el plan de prevención de riesgos de inundaciones, se establece que la zona de estudio estaría afectada sobre todo en las riberas, tanto en las riberas del lado isla, como las del lado tierra. Se establecen tres niveles de evaluación de riesgo en este plan de prevención:

- Nivel de riesgo muy fuerte, correspondiente a una altura de sumersión de la zona mayor a los 2 metros;
- Nivel de riesgo fuerte, correspondiente a una altura de sumersión de la zona entre 1 y 2 metros;
- Nivel de riesgo bajo otro, correspondiente a una altura de sumersión de la zona menor a un 1 metro.

Observamos en el mapa anterior que, en la zona de estudio, el riesgo en la ribera es de tipo alto, medio u otro. El hecho de que “solamente” las riberas sean afectadas en ambos lados coincide con la altura del río de 29,57 m NGF establecida anteriormente, y los puntos topográficos que aparecen detallados en los mapas de inundaciones de los tres municipios en los que se encuentra la zona de estudio (la altimetría se puede apreciar haciendo un zoom en estos planos que se presentan a continuación).

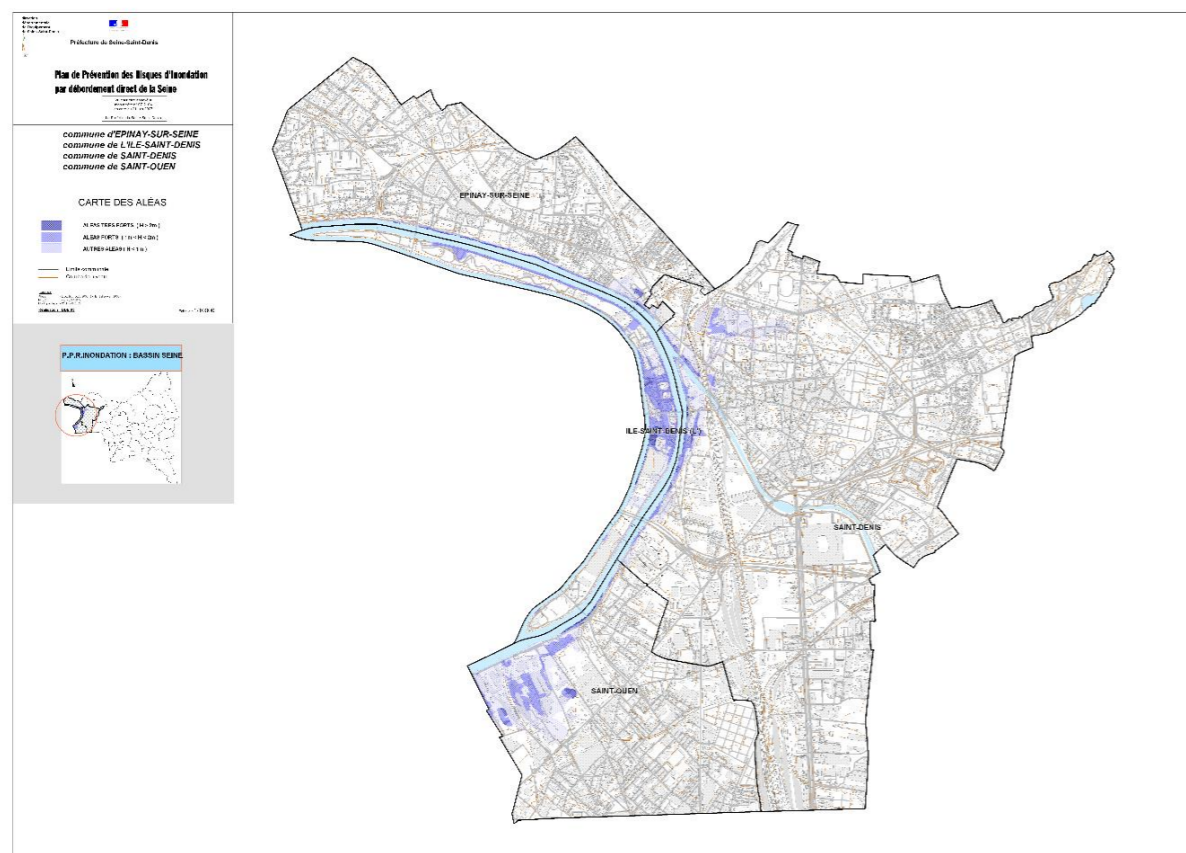


Figura 11 - Plan de prevención de riesgo por inundaciones en el departamento Seine Saint-Denis (fuente: Préfecture de Seine Saint-Denis en [www.seine-saint-denis.gouv.fr/](http://www.seine-saint-denis.gouv.fr/))

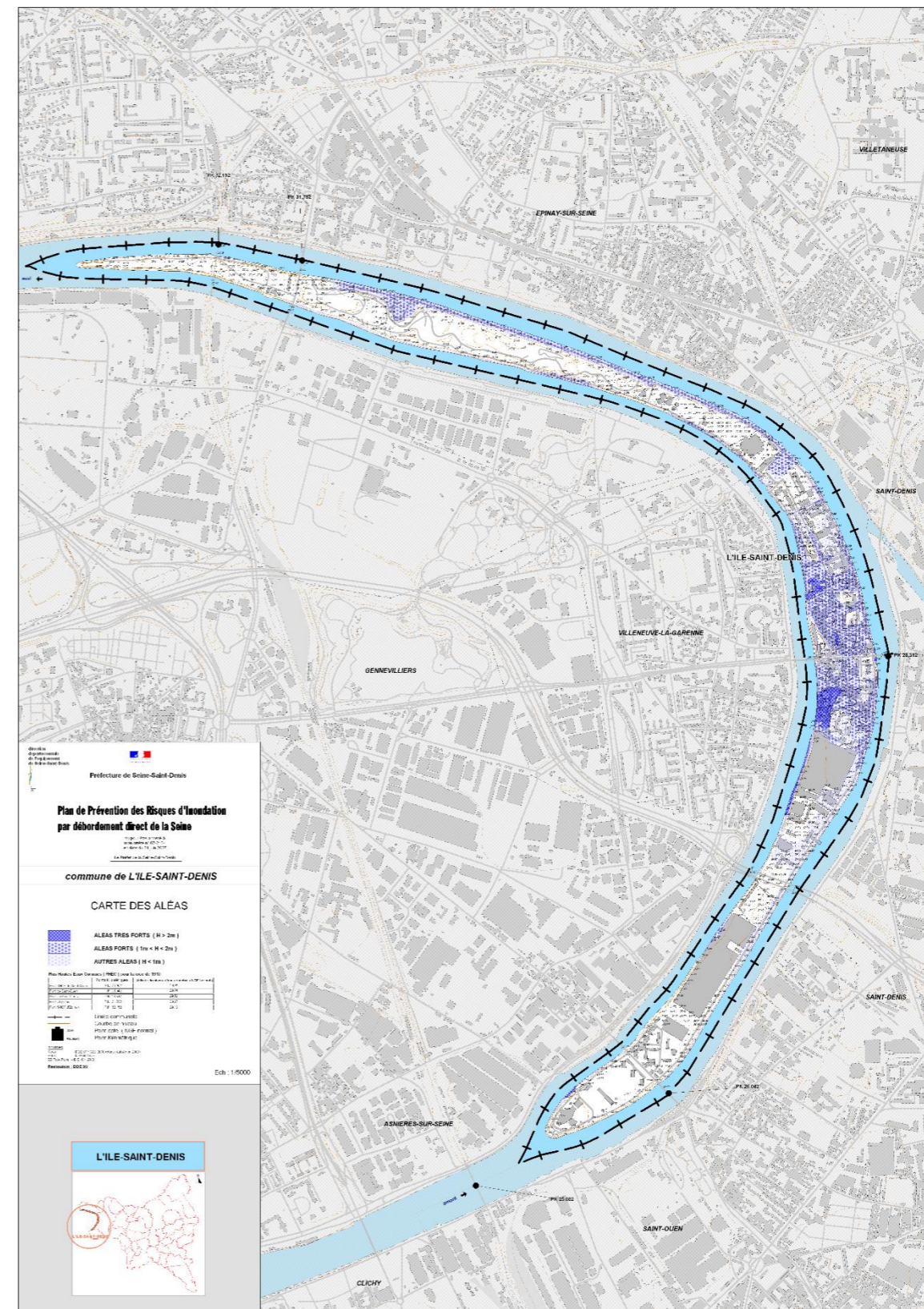


Figura 12 - Plan de prevención de riesgo por inundaciones en el departamento Seine Saint-Denis (fuente: Préfecture de Seine Saint-Denis en [www.seine-saint-denis.gouv.fr/](http://www.seine-saint-denis.gouv.fr/))



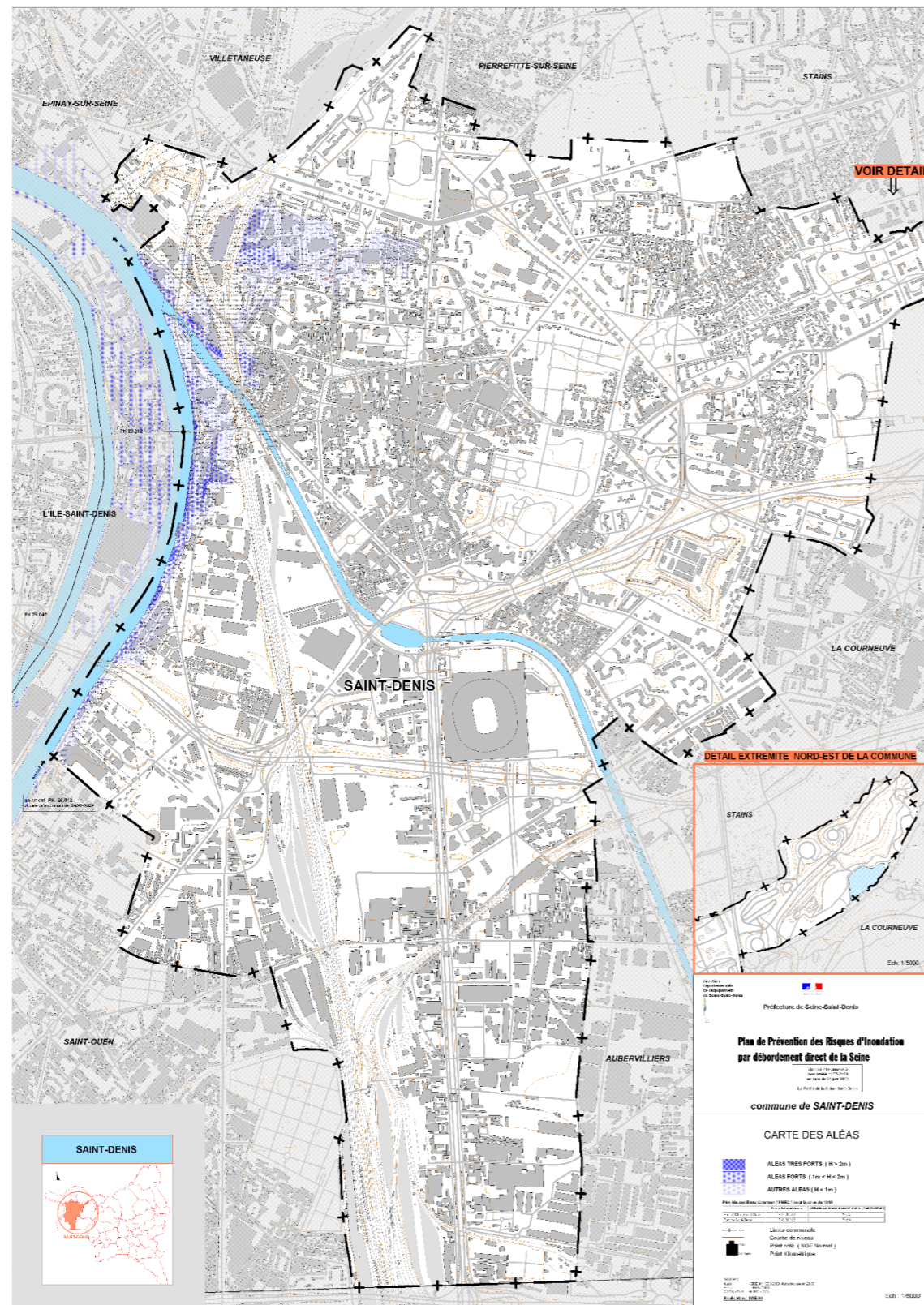


Figura 13 - Plan de prevención de riesgo por inundaciones en el departamento Seine Saint-Denis (fuente: Préfecture de Seine Saint-Denis en [www.seine-saint-denis.gouv.fr/](http://www.seine-saint-denis.gouv.fr/))

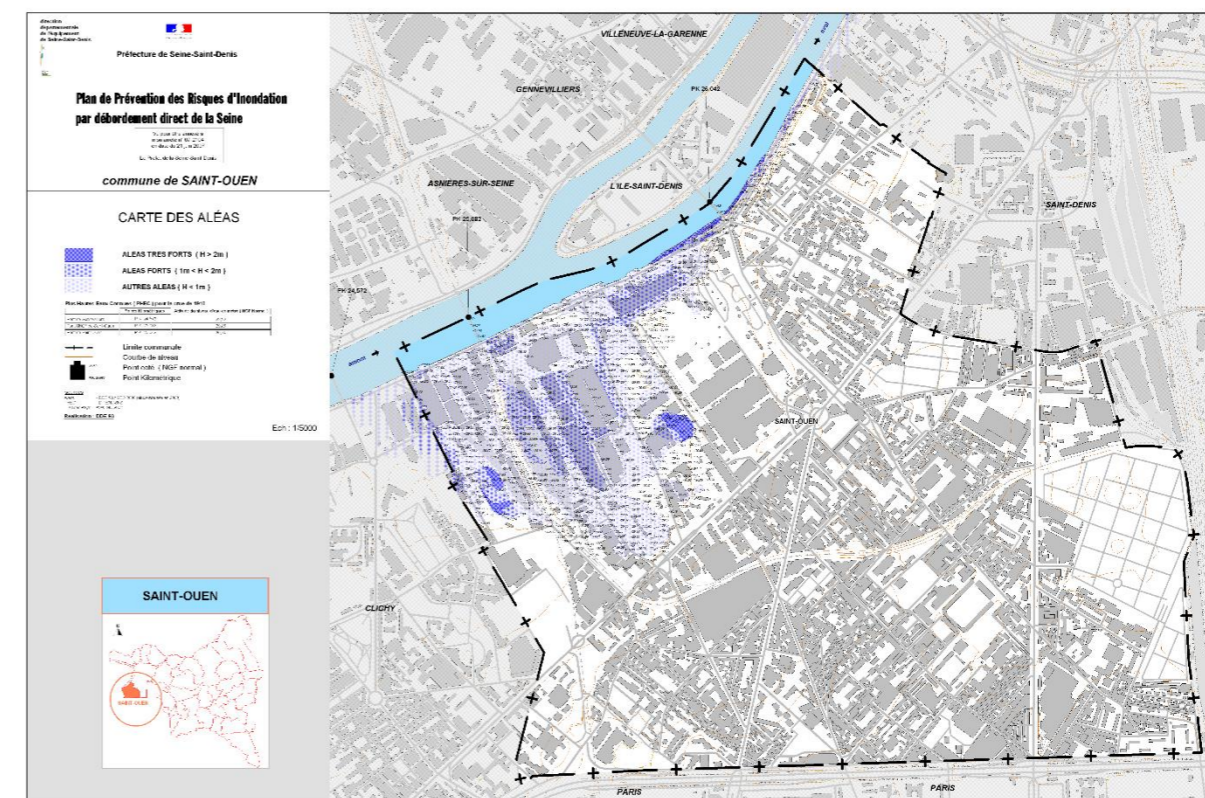


Figura 14 - Plan de prevención de riesgo por inundaciones en el departamento Seine Saint-Denis (fuente: Préfecture de Seine Saint-Denis en [www.seine-saint-denis.gouv.fr/](http://www.seine-saint-denis.gouv.fr/))

Cabe destacar que estos resultados tienen en cuenta únicamente el riesgo del desbordamiento del río. Sin embargo, otros riesgos existen para este departamento como inundaciones por salida a la superficie de las aguas subterráneas; e inundaciones por escorrentías pluviales en zonas urbanas.

Se han obtenido también los caudales correspondientes a la inundación de 1910 en la estación de Austerlitz: 2600 m<sup>3</sup>/s.

En cuanto al riesgo por salida a la superficie de las aguas subterráneas, podemos establecer que la zona está en una zona de riesgo elevado.

Además, la red de saneamiento puede ser insuficiente en caso de lluvias intensas puesto que la zona está altamente urbanizada, y las tuberías podrían saturar por la falta de filtración en el suelo.



### 6.3 Suelos contaminados

Por el pasado altamente industrial de la zona, los suelos están contaminados por la presencia de hidrocarburos. Sin embargo, como hemos dicho en el contexto territorial de la zona de estudio, la desindustrialización del sitio ya había empezado antes de este proyecto. Por lo tanto, tratamientos del suelo han podido ser realizados, reduciendo el riesgo en la zona. Entonces, la contaminación del suelo sigue existiendo, pero aparece con niveles menos concentrados. La contaminación tendría que ser más dispersa por las distintas actuaciones que se han realizado en la zona.

## 7 Saneamiento

Observamos que el sistema de saneamiento de la zona de estudio es principalmente de red unitaria que está presente en ambas riberas, al sur de la zona y al este al nivel de Pleyel.

Todas las aguas residuales del sitio de estudio van a la depuradora de Achères, situada a 13 km del sitio.

Podemos suponer que por las actuaciones que se van a realizar en el terreno, las nuevas canalizaciones serán de tipo separativo.

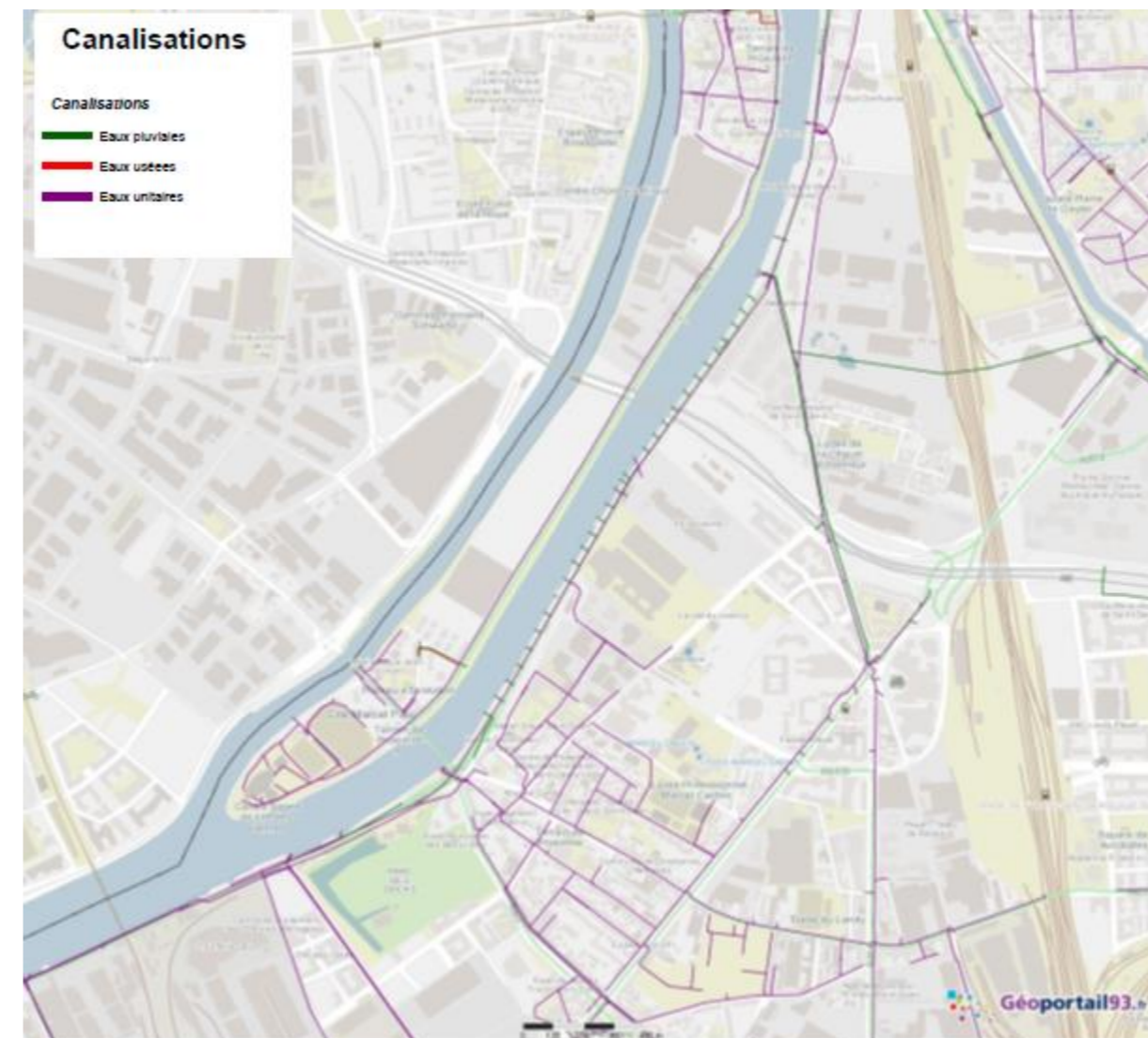


Figura 15 – Imagen que ilustra el sistema de saneamiento en la zona de estudio (fuente: Géoportail93)

## 8 Conclusiones

El estudio de los condicionantes ha permitido identificar ciertos aspectos claves para la propuesta de soluciones, como la topografía, la geología, los riesgos y el resguardo frente a navegabilidad.

## 9 Bibliografía

- *Géoportail*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.geoportail.gouv.fr/>
- *Guide-information-recommandations-en-cas-de-crue.pdf*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://adhf-f.org/pdf/Guide-information-recommandations-en-cas-de-crue.pdf>
- Henaux, L., & Abeille, C. (2024). NEWSLETTER N°1 JANVIER 2019. 20.
- Le plan de prévention des risques d'inondation de la Seine / Les plans de prévention des risques d'inondation / Les plans de prévention des risques (PPR) approuvés / Les risques naturels et technologiques en Seine-Saint-Denis / Environnement, paysage, risques naturels et technologiques, bruit, nuisances, publicité / Politiques publiques / Accueil—Les services de l'État en Seine-Saint-Denis. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/Politiques-publiques/Environnement-paysage-risques-naturels-et-technologiques-bruit-nuisances-publicite/Les-risques-naturels-et-technologiques-en-Seine-Saint-Denis/Les-plans-de-prevention-des-risques-PPR-approuves/Les-plans-de-prevention-des-risques-d-inondation/Le-plan-de-prevention-des-risques-d-inondation-de-la-Seine>
- L'Île-Saint-Denis / Les informations par commune / Etat des risques et pollutions—Information aux acquéreurs et locataires / Les risques naturels et technologiques en Seine-Saint-Denis / Environnement, paysage, risques naturels et technologiques, bruit, nuisances, publicité / Politiques publiques / Accueil—Les services de l'État en Seine-Saint-Denis. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de <https://www.seine-saint-denis.gouv.fr/Politiques-publiques/Environnement-paysage-risques-naturels-et-technologiques-bruit-nuisances-publicite/Les-risques-naturels-et-technologiques-en-Seine-Saint-Denis/Etat-des-risques-et-pollutions-Information-aux-acquereurs-et-locataires/Les-informations-par-commune/L-Ile-Saint-Denis>
- RATP : transports à Paris et en Ile-de-France: Bus, métro, tramway, RER | RATP. (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/>
- *RIC\_SPC\_SMYL\_2019.pdf*. (s. f.). Recuperado 16 de febrero de 2021, de [https://www.vigicrues.gouv.fr/ftp/RIC/RIC\\_SPC\\_SMYL\\_2019.pdf](https://www.vigicrues.gouv.fr/ftp/RIC/RIC_SPC_SMYL_2019.pdf)
- *Secteur7.1613664924.png (3500x2581)*. (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/sites/default/files/plans-lignes/Secteurs/secteur7.1613664924.png>
- Zonage sismique de la France—Le Plan Séisme. (s. f.). Recuperado 19 de febrero de 2021, de <http://www.planseisme.fr/Zonage-sismique-de-la-France.html>



## ANEJO N°3 : ESTUDIO DE SOLUCIONES

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Curso :** 2021-2022

**Fecha :** 13/02/22

**Tutor :** Carlos Manuel Lázaro Fernández

## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>IMPLANTACIÓN DEL PUENTE Y USOS .....</b>	<b>3</b>
2.1	JUSTIFICACIÓN DE LA IMPLANTACIÓN.....	3
2.1.1	<i>Oferta de transporte público actual.....</i>	3
2.1.2	<i>Evolución de la oferta de transporte en la zona de estudio.....</i>	4
2.1.3	<i>Implantación del puente.....</i>	6
2.2	SEPARACIÓN DE LOS USOS EN EL PUENTE.....	7
<b>3</b>	<b>SECCIÓN LONGITUDINAL EN EL EJE DEL PUENTE .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>ESTUDIO DE SOLUCIONES ESTRUCTURALES .....</b>	<b>10</b>
4.1	ALTERNATIVA 1: PUENTE VIGA .....	10
4.2	ALTERNATIVA 2: PUENTE ARCO .....	12
4.3	ALTERNATIVA 3: PUENTE ATIRANTADO .....	14
4.4	ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA .....	16
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>17</b>



## 1 Introducción y objetivos

En este anejo, vamos a estudiar la implantación del puente, así que las soluciones estructurales que se proponen.

## 2 Implantación del puente y usos

### 2.1 Justificación de la implantación

#### 2.1.1 Oferta de transporte público actual

Para justificar la implantación del puente, se parte de los datos existentes de la oferta del transporte público y de los usos actuales en los viales.

En la figura 1 podemos ver que la zona de estudio carece de oferta de transporte público.



Figura 1 - Oferta de transporte público actual en la zona de estudio (fuente: RATP - transports à Paris et en Ile-de-France : bus, métro, tramway, RER | RATP,2021)



### 2.1.2 Evolución de la oferta de transporte en la zona de estudio

Como ya se ha comentado, el estado futuro de la zona de estudio es muy importante en este caso, y, por lo tanto, se tiene en cuenta también las evoluciones previstas en la zona<sup>1</sup> en lo que respecta el tráfico.

Se obtienen en los mapas siguientes los viales existentes y proyectados, según el modo de transporte considerado: automóvil, bus, y peatonal. Aparece una zona de interés, que se identificada por un círculo rojo en los tres siguientes planos. En efecto, resulta interesante implantar una pasarela ahí por la conexión directa que podría ofrecer con el futuro hub Pleyel que, como ya se ha comentado, será un elemento determinante del Grand Paris. El acceso a todas las instalaciones deportistas de los Juegos Olímpicos desde el lado isla será directo con esta implantación y ofrecerá una muy buena conexión peatonal y de bus para los futuros habitantes del lado isla. Además, en el lado isla, considerando la huella de los futuros edificios, es la zona que ofrece más espacio para permitir implantar la pasarela.

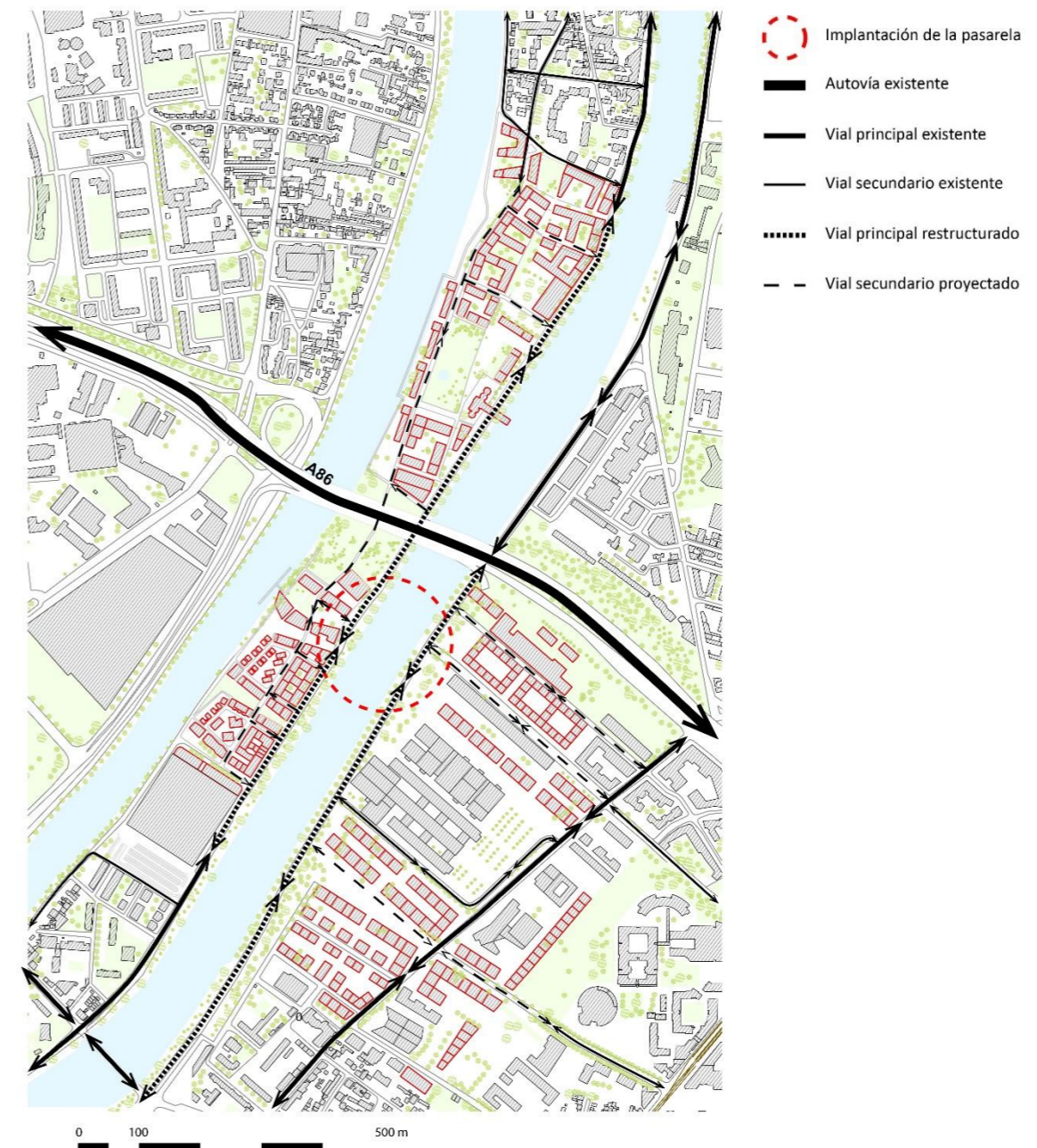


Figura 2 - Viales actuales y futuros de la zona de estudio (fuente: elaboración propia)

<sup>1</sup> *L'écoquartier fluvial [FR]*. (s. f.). Ecoquartier Fluvial de L'île-Saint-Denis. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.pk-lilesaintdenis.com/lecoquartier-fluvial-lisd>



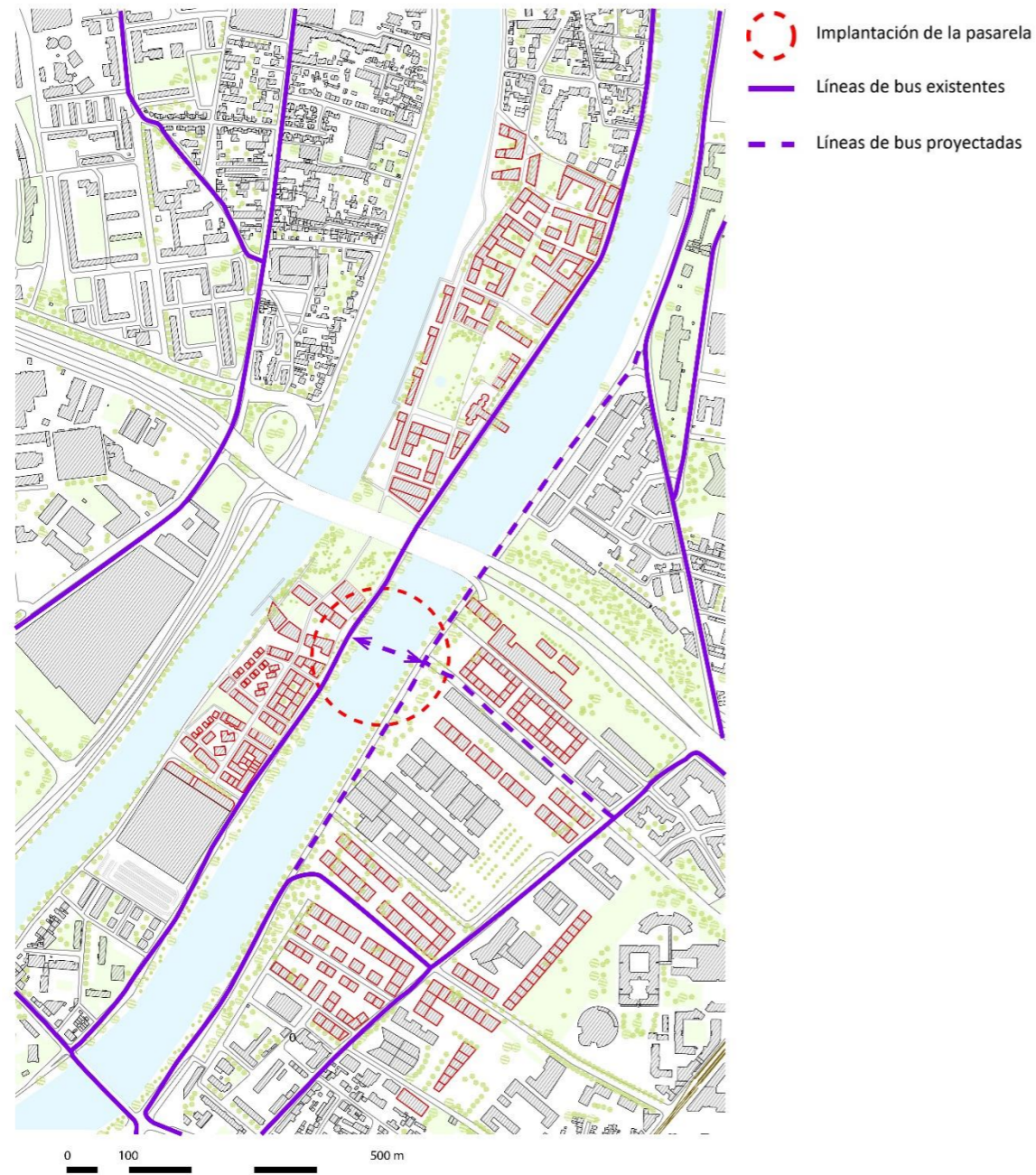


Figura 3 - Líneas de bus existentes y proyectadas en la zona de estudio (fuente: elaboración propia)

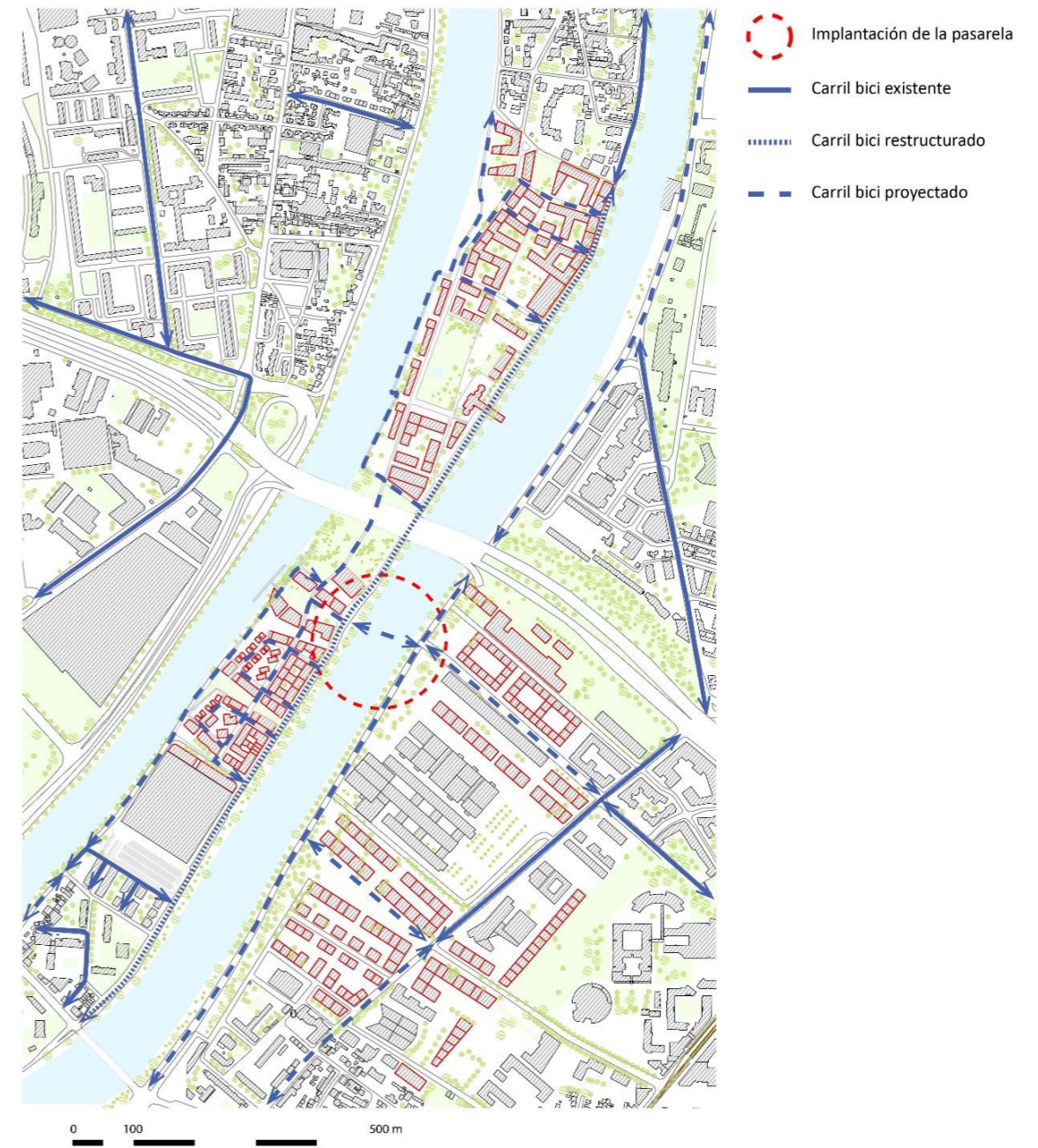


Figura 4 - Carriles bici existentes y futuros (fuente: elaboración propia)



2.1.3 Implantación del puente



Figura 5 - Circulaciones previstas al nivel del puente (fuente: elaboración propia)



Figura 6 - Plaza proyectada en el lado tierra, a nivel de la llegada de la pasarela en el proyecto real (fuente: Universeine, 2021)

En la imagen anterior, se puede ver la implantación del puente que se ha escogido. También, se puede observar las circulations previstas, así como el reparto de las circulations en los extremos del puente. Observamos que, en el lado tierra, se proyecta una plaza peatonal que está por encima del nivel actual de tierra. Se simboliza con el rectángulo verde rayado en la imagen anterior. Esta futura plaza peatonal se muestra en la figura 6. Se divide en dos niveles: uno que estará al nivel del carril existente y que permitirá el acceso directo a la ribera del lado tierra (que llamaremos nivel 1); y otro que estará a un nivel más alto de 5 o 6 metros posiblemente (que llamaremos nivel 2). Cabe destacar que esta altimetría no es la que está en la zona actualmente. Esto significa que este segundo nivel se creará mediante rellenos. Vamos a utilizar y aprovechar esta nueva altimetría del terreno, para permitir el paso de la pasarela por encima del carril existente. Con lo cual, la llegada de la pasarela al nivel del lado tierra se hará a la altura del segundo nivel. Así, se permitirá un paseo continuo de los peatones, sin ninguna interrupción por los coches y eso corresponde a uno de los objetivos del proyecto: dar una plaza dominante al peatón en este entorno urbano. En la figura anterior, las líneas discontinuas al nivel de la plaza en dos niveles significan que los carriles pasan por debajo de la pasarela, es decir, al nivel 1 de la plaza. Observamos también como el nivel 2 está completamente reservado a los peatones, bici y bus.

La figura 6 se ha obtenido de las imágenes del proyecto ganador del concurso de ordenación de la zona. Podemos ver que un puente ya ha sido objeto de un concurso de proyecto que se llevará a cabo para los Juegos Olímpicos de 2024. En el presente trabajo de fin de máster, se propone desarrollar una propuesta de puente diferente.



## 2.2 Separación de los usos en el puente

Definimos a continuación los espacios para los distintos usos del puente. Para ello, presentamos tres alternativas que se han planteado. Todas se definen en planta, del lado tierra al sur de la imagen, y el lado isla al norte de la imagen.

En la primera alternativa, se da un espacio exclusivo al peatón importante a los dos lados del puente, que permite al peatón andar directamente si viene de cualquier lado sin tener que cruzar. El bus y la bici comparten los mismos espacios. Eso es viable por la velocidad reducida de los buses que se implementará en la zona, y por la frecuencia más baja de buses que bicicletas que se puede esperar.

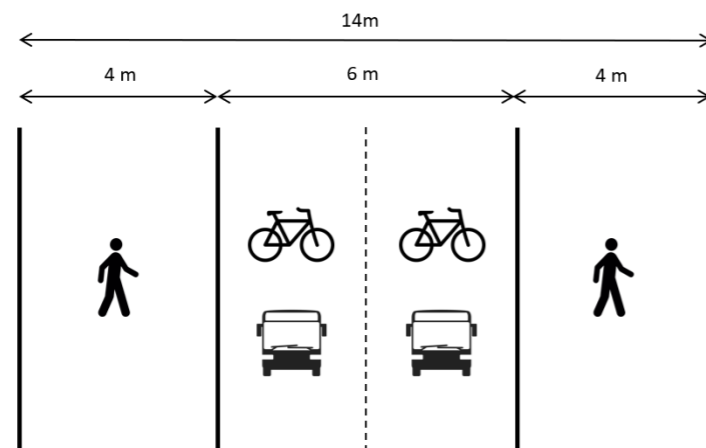


Figura 7 - Alternativa 1 para la separación de los usos en el puente (fuente: elaboración propia)

En la segunda alternativa, se aumenta el espacio reservado al peatón en el lado izquierdo, dándole una gran libertad de movimiento que se justifica por el objetivo de generar un entorno urbano en el que el peatón es dominante. El espacio del bus y de la bici es idéntico a la propuesta anterior. Sin embargo, en esta propuesta, el peatón que llega de la derecha de la pasarela del lado tierra, por ejemplo, tendría que cruzar para ir a su espacio reservado.

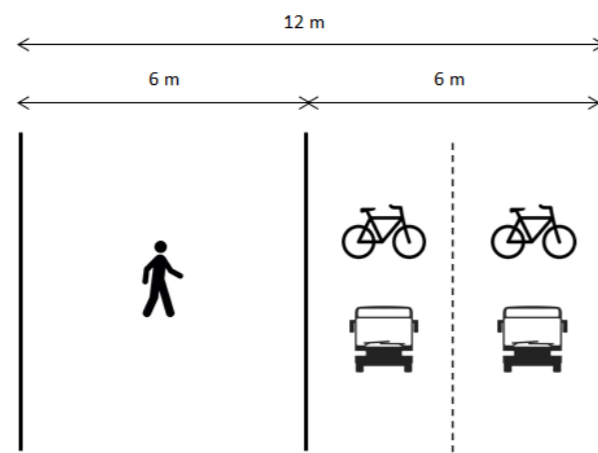


Figura 8 - Alternativa 2 para la separación de los usos en el puente (fuente: elaboración propia)

En la alternativa 3, se separan todos los usos. El peatón sigue teniendo un espacio muy importante con 6 m de ancho de la pasarela. Sin embargo, su posición es más central.

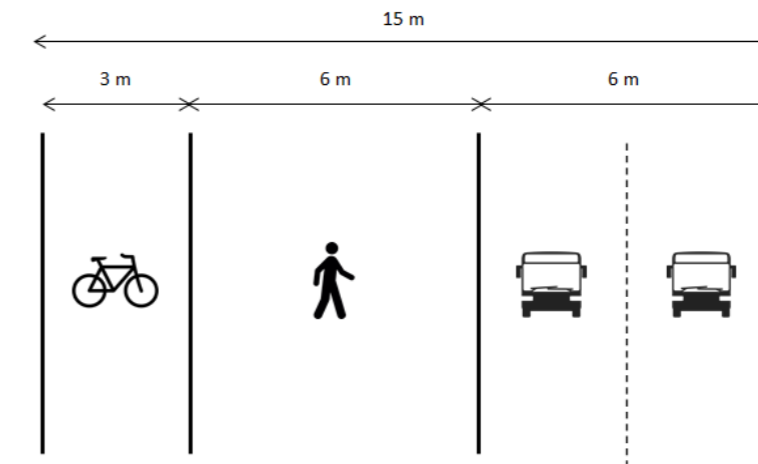


Figura 9 - Alternativa 3 para la separación de los usos en el puente (fuente: elaboración propia)

Finalmente, se elige la alternativa 1 puesto que es la opción más ventajosa para el peatón. Como hemos visto en los apartados previos, el propósito del proyecto es enfocar las infraestructuras hacia un confort óptimo del peatón. Ofrece más seguridad a este al dar un acceso de cada lado de la pasarela. Además, podemos imaginar que la frecuencia de tránsito de los autobuses no será muy importante (suponiendo que se implemente una sola línea), por lo cual, el uso compartido del vial con las bicicletas garantiza la seguridad de los usuarios.

### 3 Sección longitudinal en el eje del puente

A continuación, proponemos una sección longitudinal del puente en la situación actual, y en la situación proyectada. Cabe destacar que el perfil obtenido en la situación proyectada se basa completamente en hipótesis basadas en imágenes encontradas sobre el proyecto.

Primero, con la figura 6 de la plaza proyectada en el lado tierra, se puede establecer que el nivel dos estará aproximadamente a 35,3 m NGF. En efecto, sabemos que actualmente, el vial está a 28,7 m NGF, con lo cual, para dejar espacio suficiente por debajo del puente, se añaden 6,6 metros en el lado tierra al nivel 2 de la plaza. Por lo tanto, la llegada del puente en el lado tierra se hará a 35,3 m NGF. En el lado isla, se han encontrado las figuras 10 y 11.

Podemos observar que la altimetría del lado isla al nivel de la llegada del puente proyectado en el lado isla va a estar cambiada y aumentada. En efecto, habíamos dicho en el análisis de la situación actual que el vial existente está aproximadamente a altimetría constante en el lado isla. Vemos que se proyectan paseos fluviales en el lado isla. Por lo tanto, hay que dejar espacio suficiente por debajo del puente proyectado, para peatones y un vehículo de emergencia. Por eso, suponemos que se sube de 6 metros el nivel del suelo.

Vamos a aprovechar este aumento de la altimetría para que llegue el puente a este nivel en el lado isla. Por lo tanto, el puente estará conectado al vial en este lado, y tendrá por debajo paseos fluviales.

Con estas hipótesis, y las altimetrías ya estudiadas en la situación actual de la zona de estudio, podemos establecer los siguientes perfiles longitudinales al nivel de la implantación de nuestro puente.

Cabe destacar que se ha intentado llegar a la misma implantación que la que está propuesta en el proyecto real.



Figura 10 - Vista del lado isla desde la pasarela proyectada (fuente: Chroniques d'architecture, 2017)



Figura 11 - Vista del lado isla desde el lado tierra en la situación proyectada (fuente: Chroniques d'architecture, 2017)



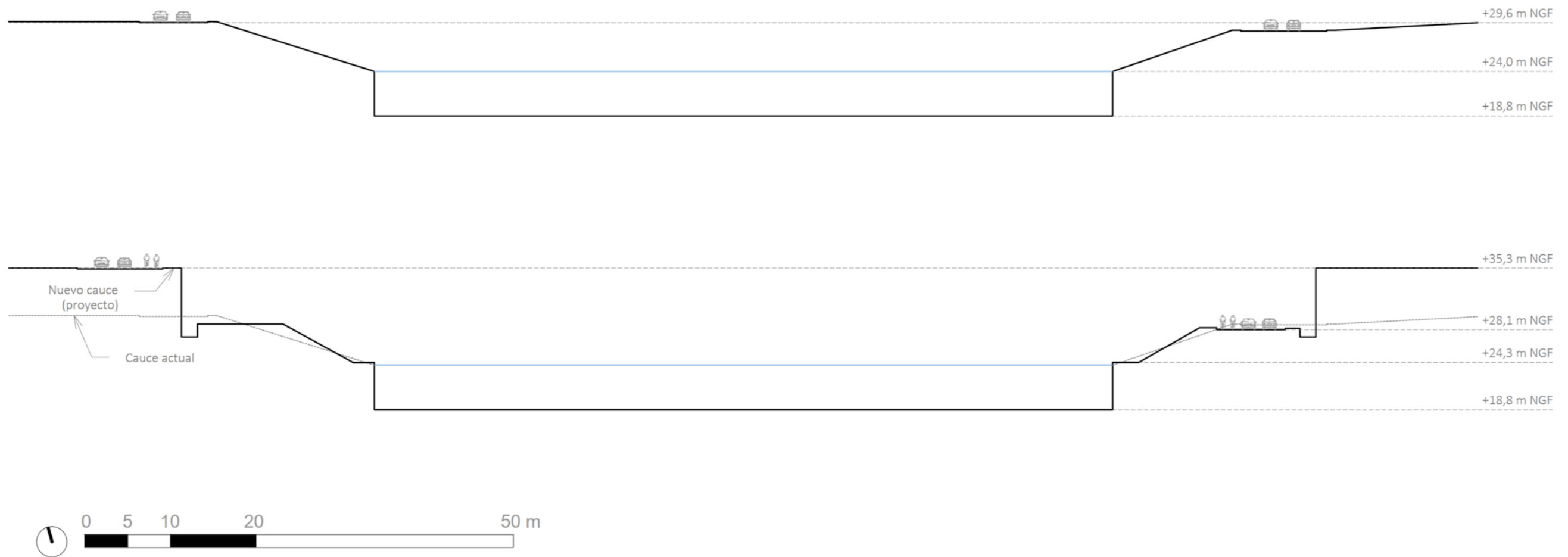


Figura 12 - Sección longitudinal en el eje del puente antes (arriba) y después (abajo) (fuente: elaboración propia)

## 4 Estudio de soluciones estructurales

Se presentan a continuación las distintas alternativas planteadas. Al final de este apartado, se justificará la elección de la alternativa adoptada.

### 4.1 Alternativa 1: puente viga

La primera alternativa es un puente viga, de tres vanos con luces distintas. La sección longitudinal de esta alternativa se presenta a continuación en la figura 14.

Observamos que los vanos están separados por células de apoyo en forma de triángulo invertido. Estas células serían de hormigón. La sección transversal del puente es una sección mixta en cajón, con viga de piso y cuchillos laterales. En la figura 13, se puede observar la sección transversal utilizada en esta alternativa.

Esta alternativa tiene distintas ventajas. Primero, el puente viga se integra de forma eficiente en el paisaje por sus líneas sencillas. Las células de apoyo aportan una integración más importante del puente en su paisaje puesto que se parecen a esculturas soportando el tablero. Además, este puente ofrece una vista completa del paisaje para el peatón cuando este está paseando por el puente, sin ningún obstáculo.

Al nivel estructural, el uso de un cajón mixto en los vanos optimiza el comportamiento del puente frente a la flexión longitudinal y transversal, le aporta también rigidez, y un mejor comportamiento dinámico que la solución completamente metálica. Las células en hormigón también son una optimización de la estructura puesto que las patas de la célula estarán comprimidas frente a acciones permanentes.

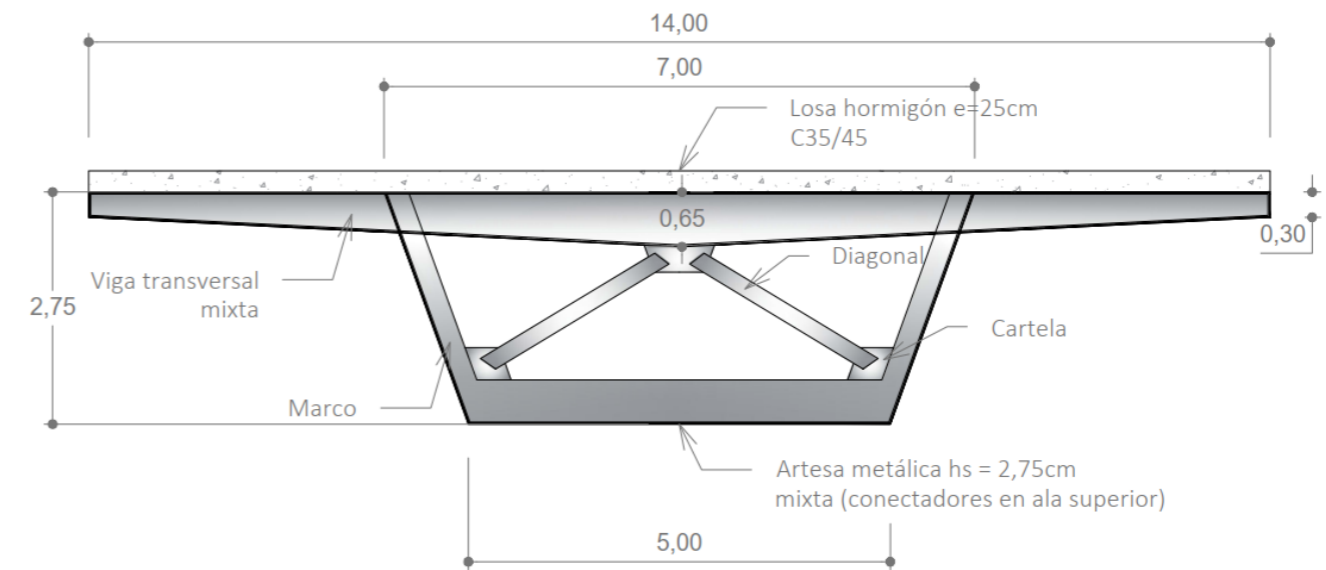


Figura 13 - Sección transversal alternativa 1 puente viga (fuente: elaboración propia)



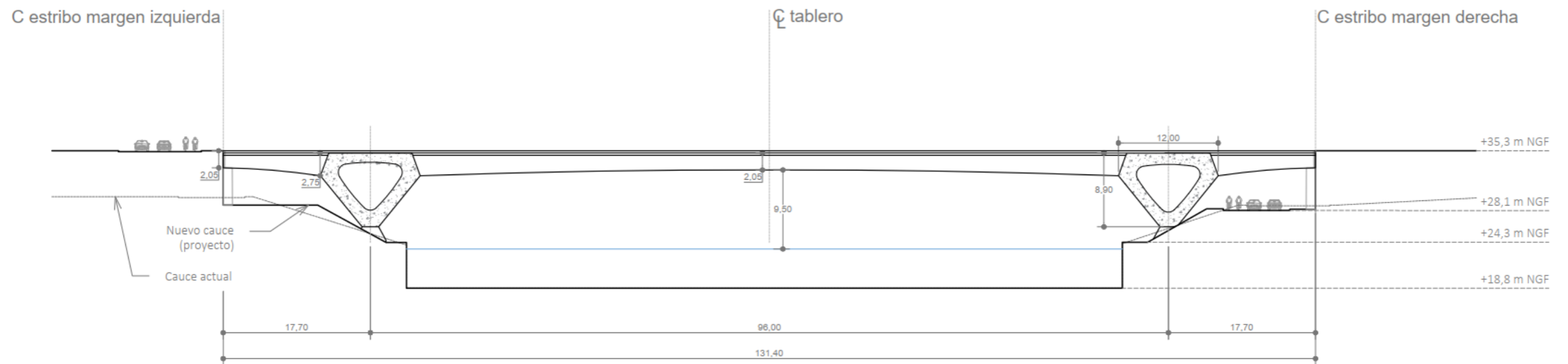


Figura 14 - Sección longitudinal alternativa 1 puente viga (fuente: elaboración propia)

## 4.2 Alternativa 2: puente arco

La segunda propuesta es un puente arco. Por motivos estructurales, se descarta el arco inferior puesto que sería muy rebajado. Entonces, los empujes horizontales del arco serían muy importantes, lo cual puede ser problemático con el suelo que tenemos.

La tipología tipo arco superior se descarta también puesto que, para ser eficiente, la flecha del arco tendría que ser mucho más alta que la rasante del tablero, lo cual es problemático en mi opinión a nivel de la integración paisajística en este contexto urbano.

Por lo tanto, para la segunda alternativa, se propone un puente arco intermedio. Esta solución tiene la ventaja de permitir que el arco tenga una relación luz/flecha de 7,84, limitando así el valor de los empujes horizontales del arco (pero que siguen existiendo), y sin que salga mucho por encima de la rasante del tablero. Se limita la altura de la fibra superior del arco a 6 metros por encima del tablero.

La figura 16 presenta la sección longitudinal del puente. Se observa que se han dispuesto vigas a nivel del arranque del apoyo, que se unen a los estribos del tablero para compensar el empuje horizontal del arco. Con este elemento, cabe destacar que aparece tracción en el estribo.

Las secciones transversales son secciones mixtas, y las vigas longitudinales del arco son vigas metálicas en cajón. Cuando el arco está por debajo del tablero, el tablero descansa sobre el arco mediante columnas cilíndricas huecas, y cuando el arco está por encima del tablero, el tablero está sostenido por el arco mediante un sistema de péndolas flexibles.

Las ventajas de esta solución son múltiples. Primero, el uso de materiales es menor que en la solución viga, puesto que el arco trabaja principalmente a compresión, en comparación a la flexión de una viga recta. El uso de secciones mixtas transversalmente mejora el comportamiento del puente transversalmente, y su comportamiento dinámico. También, esta solución se integra al paisaje, perturbando poco la vista desde la ribera, puesto que parece que los arcos están rebajados visto desde la ribera. Además, ofrece una separación natural entre los usos, lo cual impide que haya conflictos de usos en el puente. Finalmente, cabe destacar que esta solución permite un resguardo frente a la navegabilidad más importante que las otras dos alternativas por la esbeltez más elevada de las vigas longitudinales.

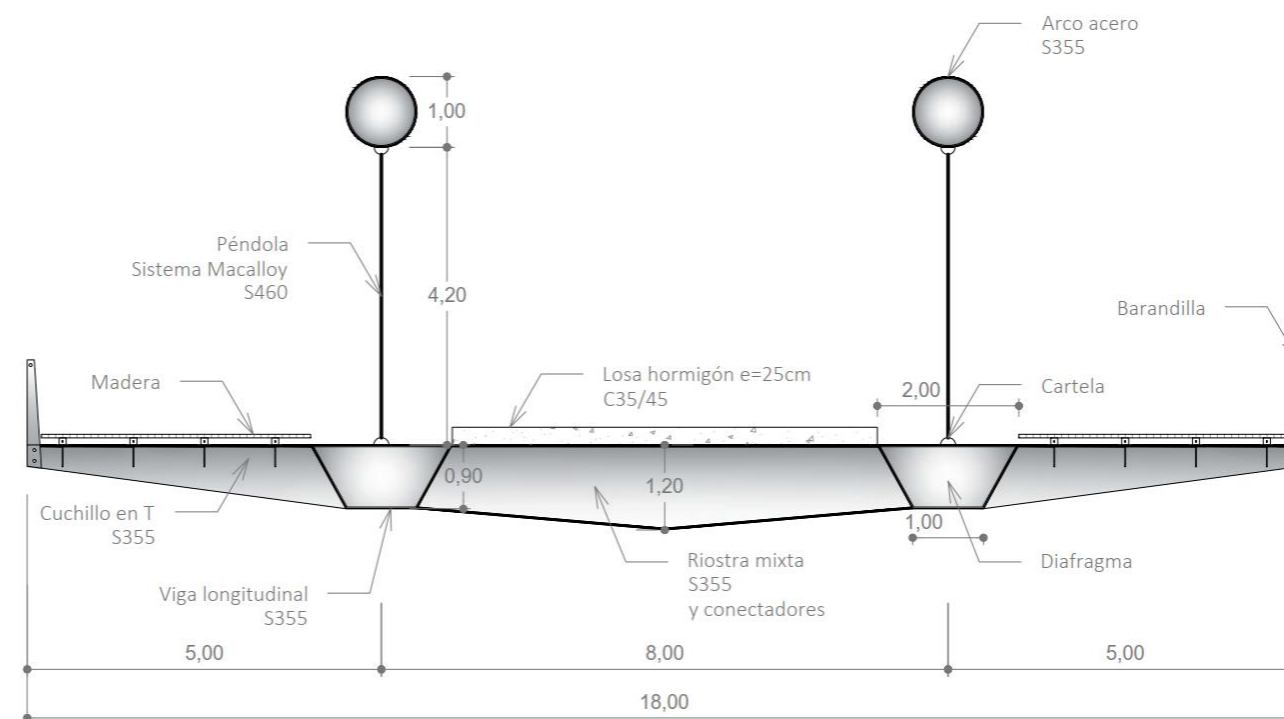


Figura 15 - Sección transversal alternativa 2 puente arco (fuente: elaboración propia)



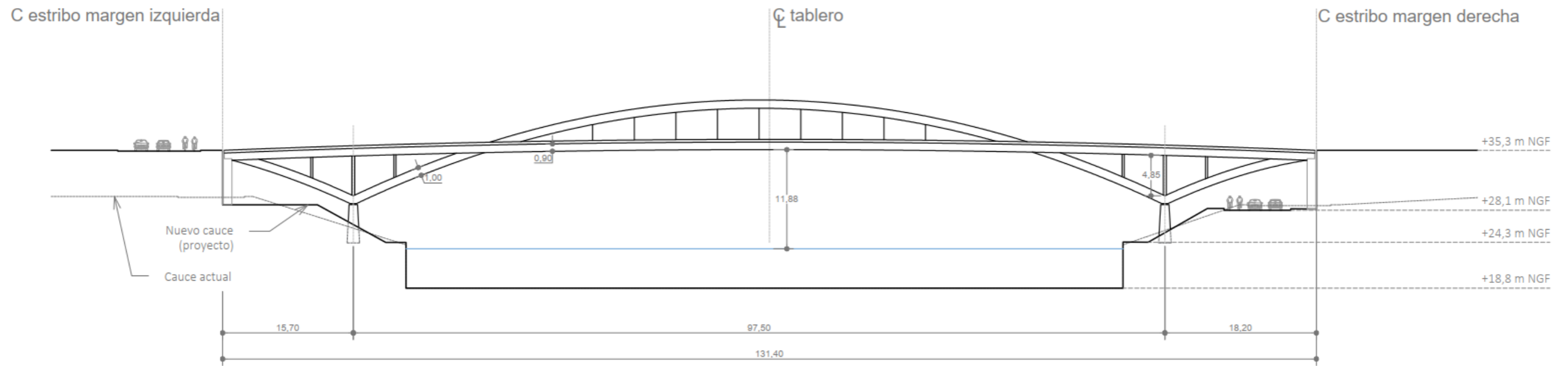


Figura 16 - Sección longitudinal alternativa 2 puente arco (fuente: elaboración propia)

### 4.3 Alternativa 3: puente atirantado

La última alternativa que se ha planteado es la del puente atirantado. En primer lugar, dado la luz que tenemos, y la posición limitada de las torres por el cauce, se pueden disponer únicamente cables por el vano principal, y cables de retenida que se unen a un macizo de retenida, por el espacio limitado detrás de las torres. En segundo lugar, se descarta la posibilidad de disponer una torre única (con un plano o dos planos de atirantamiento). En efecto, dado que la altura de la torre suele fijarse por el ángulo que forma el cable más tendido con el tablero (entre 22,5 y 25°), esto implica una altura de torre muy elevada, superior a 40 metros de altura. Por lo tanto, se estudia únicamente la alternativa de dos torres en un eje longitudinal.

A nivel de la sección transversal, se elige disponer dos torres, para tener dos planos de atirantamiento. Esto permite reducir los problemas de torsión del tablero frente a la solución con un único plano de atirantamiento.

En las figuras 17 y 18, se proponen las secciones transversales y longitudinales siguientes.

Observamos que la altura de la torre que está por encima del tablero es de 10 metros. Esto es bastante razonable en cuanto a la integración paisajística. Con esta solución, el tablero resulta muy esbelto de manera global, lo que reduce el impacto visual sobre el paisaje. Además, la torre está inclinada, de aproximadamente 10° respecto a la vertical, lo cual permite reducir ligeramente el ancho de la cimentación, puesto que se reduce la distancia en la base de las dos torres. También, esta inclinación aporta un cierto dinamismo a la estructura en su aspecto global, creando líneas con distintas inclinaciones.

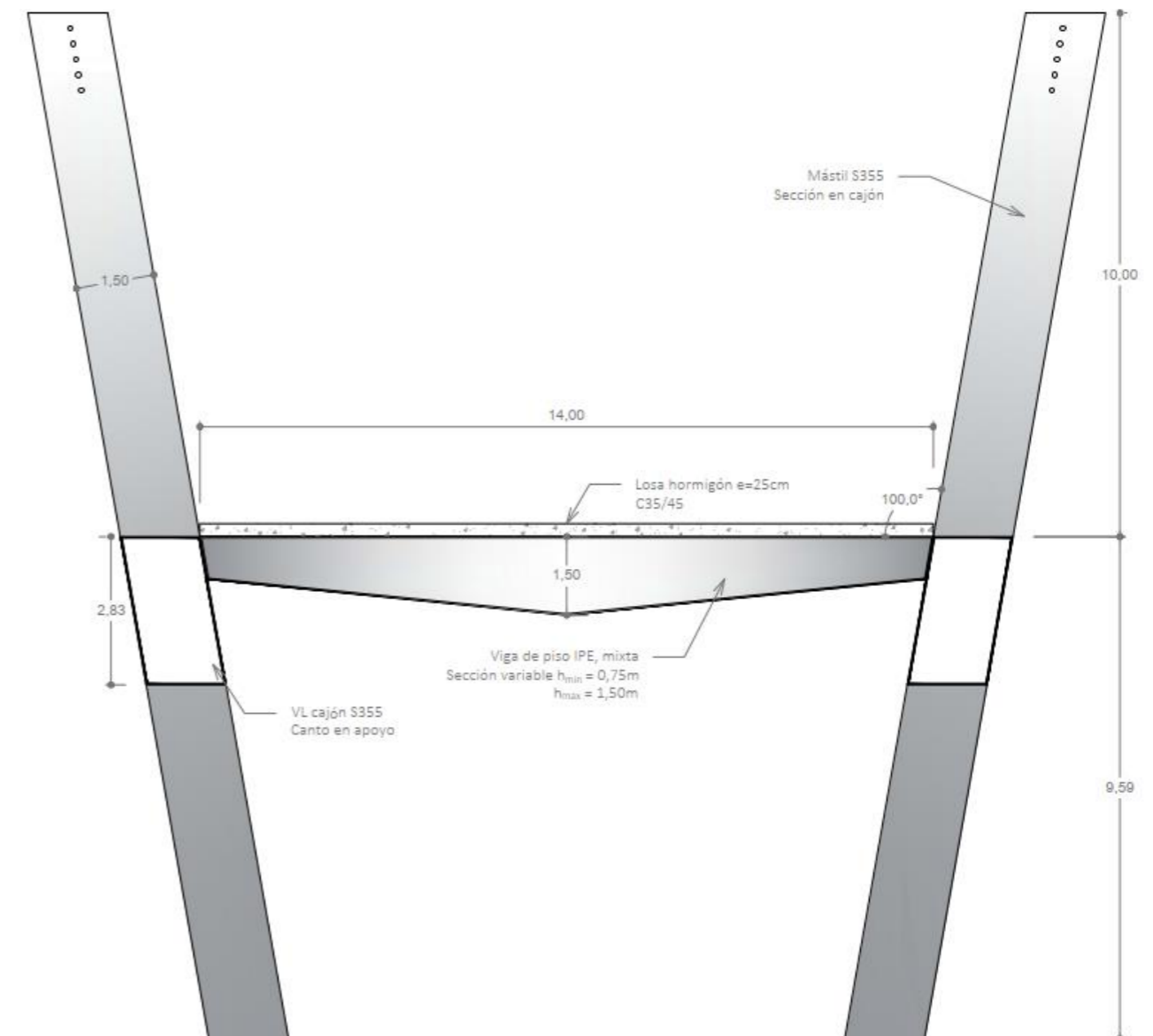


Figura 17 - Sección transversal alternativa 3 puente atirantado (fuente: elaboración propia)



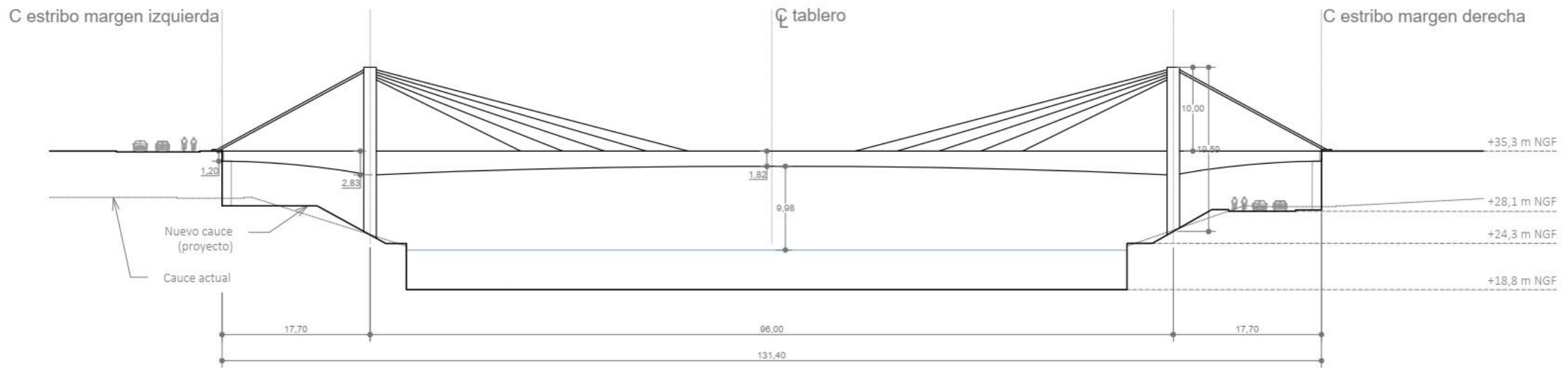


Figura 18 - Sección longitudinal alternativa 3 puente atirantado (fuente: elaboración propia)

#### 4.4 Elección de la alternativa

La elección de la alternativa se realiza basándose en distintos criterios.

Primero, al nivel de los costes, por la ejecución compleja de las tres alternativas, podemos imaginar que van a tener un precio parecido, entonces no se diferencian mucho con este criterio.

Al nivel de la sostenibilidad, las tres han sido pensadas para aprovechar el uso de los materiales, puesto que se han propuesto secciones mixtas. Las secciones mixtas permiten un uso racional de los materiales: el hormigón es muy eficiente frente a compresiones mientras que las secciones metálicas resisten bien tracciones como compresiones. Además, el peso propio del puente sería seguramente mucho más elevado con una solución completamente de hormigón, y menos elevado si la solución estuviera completamente metálica. El aumento de peso frente la solución completamente metálica permite proporcionar a la estructura un mayor amortiguamiento, lo cual permitirá tener un mejor comportamiento dinámico.

Al nivel de la integración paisajística, podemos decir que el puente viga y el puente arco son las dos soluciones menos “invasivas” en el paisaje, y que el puente atirantado es la solución menos integrada al contexto. En efecto, en París, no suele ser común construcciones en altura, o suelen tener una aceptación por parte de la gente menor. Además, el puente atirantado necesitaría unos cables de retenida por detrás de las torres, pero como hay poco espacio detrás, puede ser una solución poco natural en este entorno. Sin embargo, considerando el resguardo frente a la navegabilidad mayor con la solución en arco, por tener vigas longitudinales más esbeltas, podemos decir que la integración paisajística es mayor que las dos otras soluciones.

Culturalmente, París es una ciudad con muchos arcos, que suelen ser bastante rebajados. La solución con arco intermedio sería una manera de saludar la historia de París con los puentes, proponiendo una solución moderna de esta tipología.

Finalmente, al nivel social, el puente arco es el puente que es el más pensado para los peatones. En efecto, ofrece una separación natural entre los usos, lo cual limita los conflictos.

Por todas estas razones, vamos a elegir el puente arco.

## 5 Conclusiones

En este anejo, se ha justificado la implantación del puente, mediante un análisis urbano. Se han estudiado distintas alternativas de separaciones de usos, que han permitido definir la organización de los usos en el puente, y los espacios mínimos necesarios para cada zona.

Además, se han propuesto tres alternativas de puentes para conectar las dos riberas: un puente viga, un puente atirantado, y un puente arco. Tras haber analizado las ventajas e inconvenientes de cada solución, se decidió elegir la solución en arco.



## 6 Bibliografía

---

- MONLEÓN CREMADES, S. (2017). Diseño estructural de puentes. Valencia: Universitat Politècnica de València
- *RATP : transports à Paris et en Ile-de-France: Bus, métro, tramway, RER | RATP.* (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/>
- *Secteur7.1613664924.png (3500x2581).* (s. f.). Recuperado 16 de abril de 2021, de <https://www.ratp.fr/sites/default/files/plans-lignes/Secteurs/secteur7.1613664924.png>
- *Universeine.* (s. f.). VINCI Immobilier - Site Commercial. Recuperado 16 de abril de 2021, de <http://www.vinci-immobilier-entreprise-commercial.com/programme/universeine/>

## ANEJO N°4 : DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso : 2021-2022

Fecha : 13/02/22

Tutor : Carlos Manuel Lázaro Fernández



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>4</b>
2.1	DESCRIPCIÓN GENERAL .....	4
2.2	ARCOS .....	5
2.3	PÉNDOLAS .....	6
2.4	COLUMNAS .....	6
2.5	VIGAS LONGITUDINALES .....	6
2.6	VIGAS TRANSVERSALES .....	7
2.7	RIOSTRAS .....	7
2.8	PILAS .....	7
2.9	ESTRIBOS .....	8
<b>3</b>	<b>NORMATIVA .....</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALES .....</b>	<b>9</b>
4.1	ACERO ESTRUCTURAL .....	9
4.2	HORMIGÓN DE LA LOSA Y DE LAS PILAS .....	9
4.3	ACERO DE LAS ARMADURAS .....	10
4.4	ACERO DE LAS PÉNDOLAS .....	10
4.5	COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES .....	10
<b>5</b>	<b>CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES .....</b>	<b>11</b>
5.1	CLASE DE LAS SECCIONES METÁLICAS .....	11
5.2	ARRASTRE POR CORTANTE .....	14
5.2.1	Ancho eficaz de la losa .....	14
5.2.2	Ancho eficaz del ala inferior de las secciones mixtas .....	17
5.3	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES METÁLICAS .....	18
5.4	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS SECCIONES MIXTAS .....	20
5.4.1	Determinación de la fibra neutra en flexión positiva .....	20
5.4.2	Armadura mínima de la losa .....	22
5.4.3	Determinación de la fibra neutra de la sección fisurada .....	25
5.4.3.1	Recubrimiento nominal .....	25
5.4.3.2	Fibra neutra de la sección mixta fisurada .....	25
5.4.4	Módulo de torsión de las secciones fisuradas y no fisuradas .....	26
5.4.5	Características mecánicas de las secciones sin fisurar .....	28
5.4.6	Características mecánicas de las secciones fisuradas .....	30
<b>6</b>	<b>MODELO DE LA ESTRUCTURA EN SAP2000 .....</b>	<b>31</b>
6.1	SOFTWARE .....	31
6.2	NOMENCLATURA Y DESCRIPCIÓN DEL MODELO .....	31
6.2.1	Nomenclatura .....	31
6.2.2	Descripción del modelo .....	31
6.2.2.1	Arco .....	32
6.2.2.2	Vigas longitudinales .....	33
6.2.2.3	Vigas transversales .....	33
6.2.2.4	Riostras .....	33

6.2.2.5	Péndolas .....	33
6.2.2.6	Columnas .....	33
6.2.2.7	Pilas .....	33
6.2.2.8	Losa .....	34
6.2.2.9	Apoyos .....	36
6.2.2.10	Desconexiones .....	36
6.2.2.11	Nudos .....	36
<b>7</b>	<b>ACCIONES .....</b>	<b>37</b>
7.1	ACCIONES PERMANENTES .....	37
7.1.1	Peso propio .....	37
7.1.1.1	Tablero .....	37
7.1.1.2	Pilas de hormigón .....	38
7.1.2	Cargas muertas .....	38
7.1.2.1	Pavimento y aceras .....	38
7.1.2.2	Sistemas de contención .....	39
7.1.2.3	Canaletas e impostas .....	39
7.2	ACCIONES VARIABLES: SOBRECARGA DE USO .....	40
7.2.1	Acciones debidas al tráfico .....	40
7.2.1.1	Determinación de los carriles virtuales .....	40
7.2.1.2	LM1 .....	40
7.2.1.3	Fuerzas de frenado y aceleración .....	46
7.2.1.4	Fuerzas centrífugas .....	47
7.2.2	Acciones debidas a los peatones .....	47
7.3	ACCIONES VARIABLES: TEMPERATURA .....	48
7.3.1	Componente uniforme de temperatura .....	48
7.3.2	Gradiente vertical de temperatura .....	49
7.4	ACCIONES VARIABLES: VIENTO .....	52
7.4.1	Presión pico del viento .....	52
7.4.1.1	Velocidad básica del viento .....	52
7.4.1.2	Presión pico .....	53
7.4.2	Fuerzas del viento sobre el tablero .....	54
7.4.2.1	Empuje transversal sobre el tablero .....	55
7.4.2.2	Componente vertical del viento .....	56
7.4.2.3	Componente longitudinal del viento .....	56
7.4.3	Fuerzas del viento sobre otros elementos del puente .....	57
7.4.4	Introducción de las cargas de viento en el modelo .....	60
<b>8</b>	<b>COMBINACIONES DE ACCIONES .....</b>	<b>61</b>
8.1	DESCRIPCIÓN GENERAL .....	61
8.1.1	Estado límite último .....	61
8.1.2	Estado límite de servicio .....	62
8.2	ENVOLVENTES Y COMBINACIONES AUXILIARES .....	62
8.2.1	Acciones permanentes .....	63
8.2.2	Acciones variables .....	63
8.2.2.1	Sobrecarga de uso .....	63
8.2.2.2	Viento .....	66
8.2.2.3	Temperatura .....	67
8.3	COMBINACIONES ELU FUNDAMENTALES – ESTRUCTURA .....	69
8.4	COMBINACIONES ELU FUNDAMENTALES – JUNTAS DE DILATACIÓN .....	70
8.5	COMBINACIONES ELU FUNDAMENTALES – APARATOS DE APOYO .....	70

8.6	COMBINACIONES ELU PARA LA COMPROBACIÓN DEL PANDEO .....	71	10.2.1.2	Limitaciones tensionales en el hormigón .....	113
8.7	COMBINACIONES ELS CARACTERÍSTICAS .....	73	10.2.1.3	Limitaciones tensionales en las armaduras .....	113
8.8	COMBINACIONES ELS FRECUENTE .....	73	10.2.1.4	Procedimiento general .....	113
8.9	COMBINACIONES ELS CASI-PERMANENTE .....	74	10.2.2	Arco .....	114
8.10	COMBINACIONES ELS DE FLECHAS .....	74	10.2.3	Vigas longitudinales .....	115
<b>9</b>	<b>COMPROBACIONES ELU .....</b>	<b>75</b>	10.2.3.1	Limitaciones tensionales en el hormigón .....	115
9.1	PÉNDOLAS .....	75	10.2.3.2	Limitaciones tensionales en la sección metálica .....	115
9.2	ARCO .....	75	10.2.3.3	Limitaciones tensionales en las armaduras .....	117
9.2.1	Determinación de la resistencia de la sección .....	76	10.2.4	Riostras .....	117
9.2.2	Comprobación de la resistencia de la sección .....	77	10.2.4.1	Limitaciones tensionales en el hormigón .....	117
9.3	COLUMNAS .....	80	10.2.4.2	Limitaciones tensionales en la sección metálica .....	118
9.3.1	Determinación de la resistencia de la sección .....	80	10.2.4.3	Limitaciones tensionales en las armaduras .....	118
9.3.2	Comprobación de la resistencia de la sección .....	81	10.2.5	Vigas transversales .....	118
9.4	VIGAS LONGITUDINALES .....	83	10.2.5.1	Limitaciones tensionales en el hormigón .....	119
9.4.1	Determinación de la resistencia de la sección .....	84	10.2.5.2	Limitaciones tensionales en la sección metálica .....	119
9.4.1.1	Flexión positiva de eje horizontal .....	84	10.2.5.3	Limitaciones tensionales en las armaduras .....	120
9.4.1.2	Flexión negativa de eje horizontal .....	85	10.3	CONTROL DE LA FISURACIÓN DE LA LOSA .....	121
9.4.1.3	Flexión de eje vertical .....	86	10.3.1	Descripción general .....	121
9.4.2	Comprobación de la resistencia de la sección .....	87	10.3.2	Vigas longitudinales .....	123
9.5	VIGAS TRANSVERSALES .....	90	10.3.3	Vigas transversales .....	124
9.5.1	Determinación de la resistencia de la sección .....	90	10.3.4	Riostras .....	124
9.5.1.1	Flexión positiva de eje horizontal .....	90	<b>11</b>	<b>CONECTADORES .....</b>	<b>125</b>
9.5.1.2	Flexión negativa de eje horizontal .....	91	11.1	DESCRIPCIÓN GENERAL .....	125
9.5.1.3	Flexión de eje vertical .....	92	11.1.1	Resistencia de los conectadores .....	125
9.5.2	Comprobación de la resistencia de la sección .....	92	11.1.2	Disposiciones constructivas y separaciones .....	126
9.6	RIOSTRAS .....	96	11.1.3	Dimensionamiento .....	127
9.6.1	Determinación de la resistencia de la sección .....	96	11.2	CONECTADORES DE LAS VIGAS LONGITUDINALES .....	129
9.6.1.1	Flexión positiva de eje horizontal .....	96	11.2.1	Dimensionamiento de los conectadores en ELS .....	129
9.6.1.2	Flexión negativa de eje horizontal .....	97	11.2.2	Dimensionamiento de los conectadores en ELU .....	130
9.6.1.3	Flexión de eje vertical .....	98	11.2.3	Dimensionamiento final de los conectadores .....	131
9.6.2	Comprobación de la resistencia de la sección .....	98	11.3	CONECTADORES DE LAS VIGAS TRANSVERSALES .....	131
9.7	PILAS .....	101	11.3.1	Dimensionamiento de los conectadores en ELS .....	131
9.7.1	Recubrimiento .....	101	11.3.2	Dimensionamiento de los conectadores en ELU .....	132
9.7.2	Armadura mínima y máxima .....	101	11.3.3	Dimensionamiento final de los conectadores .....	133
9.7.3	Dimensionamiento de las pilas .....	101	11.4	CONECTADORES DE LAS RIOSTRAS .....	134
9.7.3.1	Software .....	101	11.4.1	Dimensionamiento de los conectadores en ELS .....	134
9.7.3.2	Secciones comprobadas .....	102	11.4.2	Dimensionamiento de los conectadores en ELU .....	135
9.7.3.3	Resultados .....	103	11.4.3	Dimensionamiento final de los conectadores .....	136
9.8	COMPROBACIÓN DEL PANDEO .....	105	<b>12</b>	<b>EQUIPAMIENTOS .....</b>	<b>137</b>
9.8.1	Modos de pandeo e imperfecciones iniciales .....	105	12.1	DRENAJE .....	137
9.8.2	Comprobación de la resistencia del arco en segundo orden .....	110	12.2	APARATOS DE APOYO Y DISPOSITIVO ANTI-LEVANTAMIENTO EN LOS ESTRIBOS .....	140
9.8.2.1	Modo 1 del caso Pandeo-1 .....	110	12.2.1	Aparatos de apoyo .....	140
9.8.2.2	Modo 1 del caso Pandeo-2 .....	111	12.2.2	Dispositivo anti-levantamiento en los estribos .....	143
<b>10</b>	<b>COMPROBACIONES ELS .....</b>	<b>112</b>	12.3	JUNTAS DE DILATACIÓN .....	145
10.1	FLECHAS .....	112	<b>13</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>146</b>
10.2	LIMITACIONES TENSIONALES .....	112	<b>14</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>146</b>
10.2.1	Descripción general .....	112			
10.2.1.1	Limitaciones tensionales en el acero estructural .....	112			



## 1 Introducción y objetivos

El presente anejo tiene por objetivo de justificar el dimensionamiento de los distintos elementos que componen la superestructura.

Se presentan a continuación con más detalle la estructura retenida, el modelo empleado para calcular los esfuerzos en los distintos elementos, así que las distintas comprobaciones que se han realizado, en estado límite último (ELU), y de servicio (ELS), basándose en el Eurocódigo.

Cabe destacar que no se realiza la comprobación a fatiga de la estructura.

## 2 Descripción general de la estructura

### 2.1 Descripción general

La estructura es un puente oblicuo, constituido por dos arcos rectos intermedios, y dos vigas longitudinales atirantando los arcos. Aparecen también vigas de piso, y cuchillos laterales, dado que los arcos se sitúan entre acera y calzada.

Se ha optado por un puente oblicuo, por los condicionantes. Los viales ya existentes y el contexto urbano han sido determinantes en la elección de este tipo de puente, puesto que es el que se adapta más a esta situación.

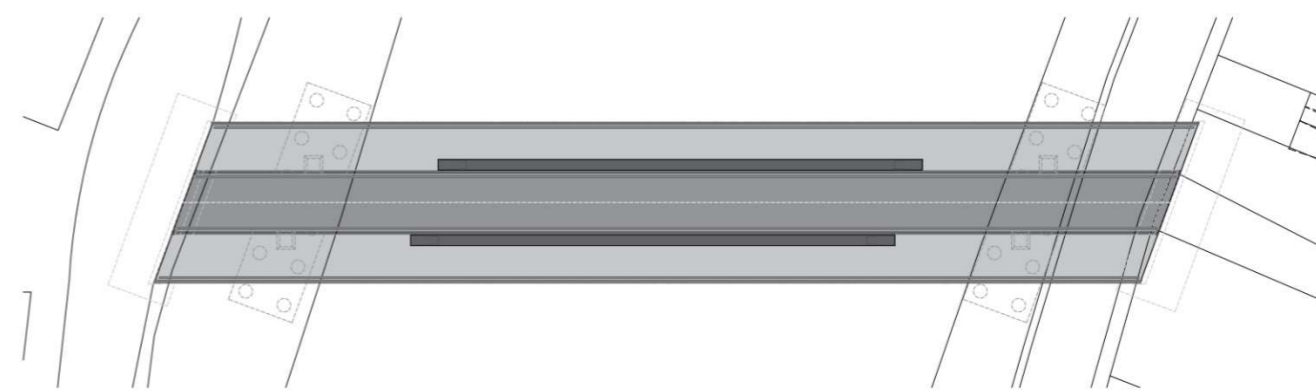


Figura 1 - Vista en planta del puente (fuente: elaboración propia)

El ancho total del tablero en el eje perpendicular al eje de la plataforma es de 21 m. La luz entre arranques de cada arco es de 97,5 m y la flecha de los arcos es de aproximadamente 11,9 m, con lo cual el rebajamiento de los arcos es de 8,2. Este rebajamiento es bastante importante y se ha adoptado por motivos formales, y una mejor adaptación al entorno urbano. Cabe destacar que este rebajamiento puede influir mucho en el diseño de las pilas y cimentaciones puesto que el empuje horizontal de los arcos será mucho más importante que si los arcos no estuviesen tan rebajados.

El puente está constituido también por arcos de compensación que nacen desde los arranques de los arcos principales, y llegan a conectarse a las vigas longitudinales a nivel de los estribos. Estos arcos de compensación son útiles puesto que permiten compensar el empuje horizontal de los arcos principales, y así disminuir el impacto que tiene el rebajamiento sobre las pilas y las cimentaciones.

Los arcos se unen al tablero mediante péndolas, o columnas. Las péndolas se disponen en la parte en la cual el arco está por encima del tablero, y las columnas de acero en la parte en la cual el arco se encuentra por debajo de la viga longitudinal.

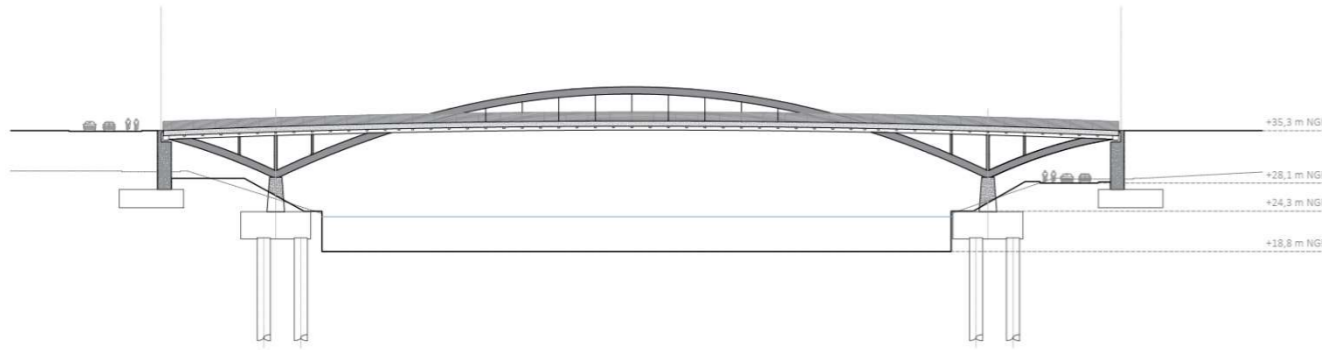


Figura 2 – Vista longitudinal de puente (fuente: elaboración propia)

Finalmente, el tablero es un tablero mixto, en los sentidos transversal y longitudinal, con lo cual se tiene que asegurar una conexión entre la losa del tablero y las vigas longitudinales y transversales para asegurar este comportamiento mixto. Se ha optado por un tablero mixto por la mayor rigidez que aporta la losa de hormigón a las vigas de acero. El tablero presenta también un bombeo longitudinal de 2%, desde el estribo a la parte central del puente, mientras que el bombeo transversal es de aproximadamente 2% del borde de las aceras al centro de la plataforma. Cabe destacar que el bombeo transversal se mide en el eje perpendicular al de la plataforma, y no en el eje de las vigas transversales. El bombeo longitudinal se consigue mediante una forma parabólica de las vigas longitudinales, y el bombeo transversal se obtiene por una variación de canto de las vigas transversales.

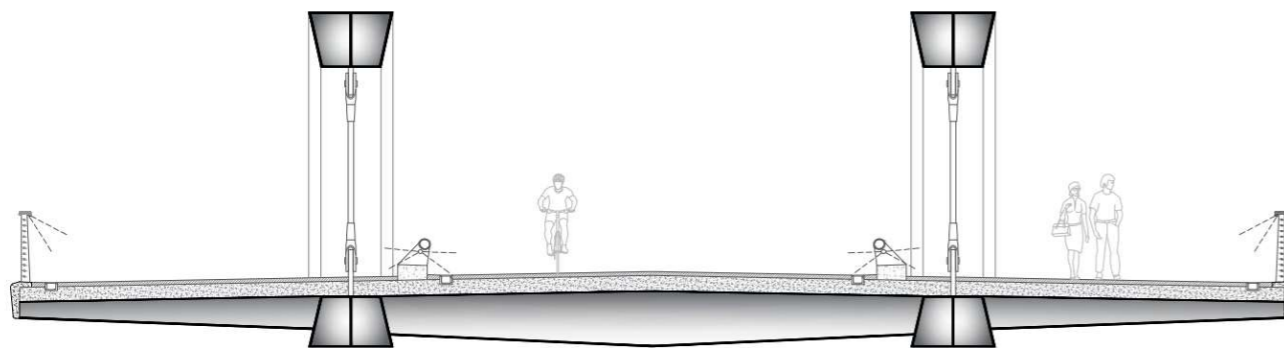


Figura 3 – Sección transversal del puente (fuente: elaboración propia)

En la figura siguiente, se puede observar los usos del puente. En la parte central del puente está la plataforma, en la que pueden pasar los buses. Se ha elegido dejar las bicicletas pasar por la plataforma también, por distintas razones. Primero, quería dejar un espacio completamente separado para los peatones, para dejarles un espacio confortable, puesto que será un entorno urbano, y el peatón tiene que estar cómodo. Además, en París, muchas vías entre bicicletas y buses se comparten ya y han mostrado buenos resultados en los últimos años a nivel de la seguridad. Como solamente habrá buses en ese puente, y no coches, y se puede imaginar que el tráfico de buses no será muy intenso. Así pues, queda justificado el hecho de que se comparte la plataforma entre buses y bicicletas. La separación entre los distintos usos se muestra en la figura siguiente.

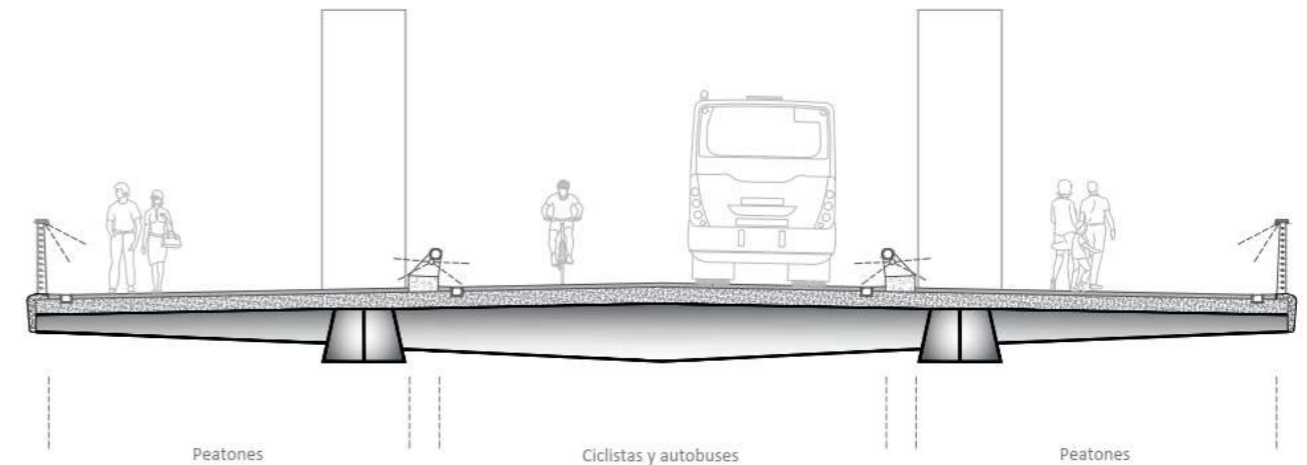


Figura 4 – Separación entre los usos en el puente (fuente: elaboración propia)

Se presentan a continuación los distintos elementos que constituyen el puente.

## 2.2 Arcos

Los arcos de este puente son metálicos, con un acero S355. Los arcos principales como los arcos de compensación tienen una sección en cajón de forma trapezoidal, de 97,5 cm de canto, y por tanto los arcos tienen una esbeltez (relación luz/canto) de 100. Además, tienen un alma central. Las cotas de la sección transversal del arco se presentan en la figura siguiente.

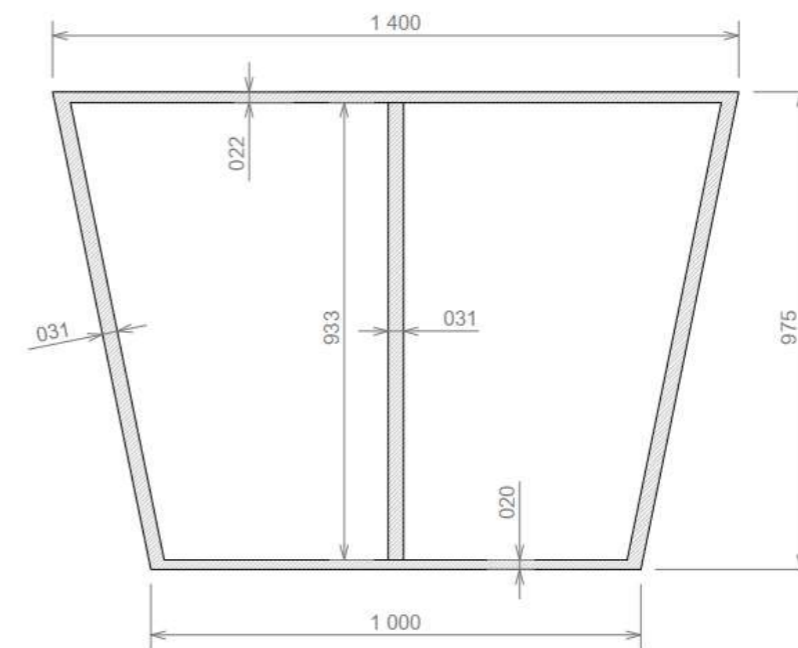


Figura 5 – Sección transversal del arco (fuente: elaboración propia)



Se puede apreciar, en la vista longitudinal del puente que los arranques de los arcos no son simétricos respecto al tablero, es decir que la distancia entre arranques y estribos es distinta entre el lado tierra, y el lado isla. Por lo tanto, los arcos de compensación no son idénticos en los dos lados. Esta asimetría, y el hecho de que el puente es oblicuo pueden suponer un comportamiento 3D de la estructura bastante importante, lo cual podrá generar unos esfuerzos parásitos apreciables, sobre todo a nivel del tablero (torsión, etc...). La asimetría se debe a los condicionantes del terreno y el hecho de que las dos riberas no son idénticas.

### 2.3 Péndolas

Las péndolas se utilizan en la parte de tablero inferior, es decir cuando el arco principal está por encima del tablero. Tienen un diámetro de 97 mm. Unen los arcos principales y las vigas longitudinales. Tienen una separación constante de 5 m. La péndola más corta mide 1,86 m mientras que la más grande, ubicada al nivel de la clave de los arcos, mide 3,7 m.

Las péndolas son barras con giros en los extremos desconectados, es decir que los giros no tienen que ser compatibles con los del resto de los elementos unidos a las péndolas. Eso significa en la práctica que los flectores son nulos en los dos extremos de las péndolas. Por lo tanto, son barras que trabajan exclusivamente a axil.

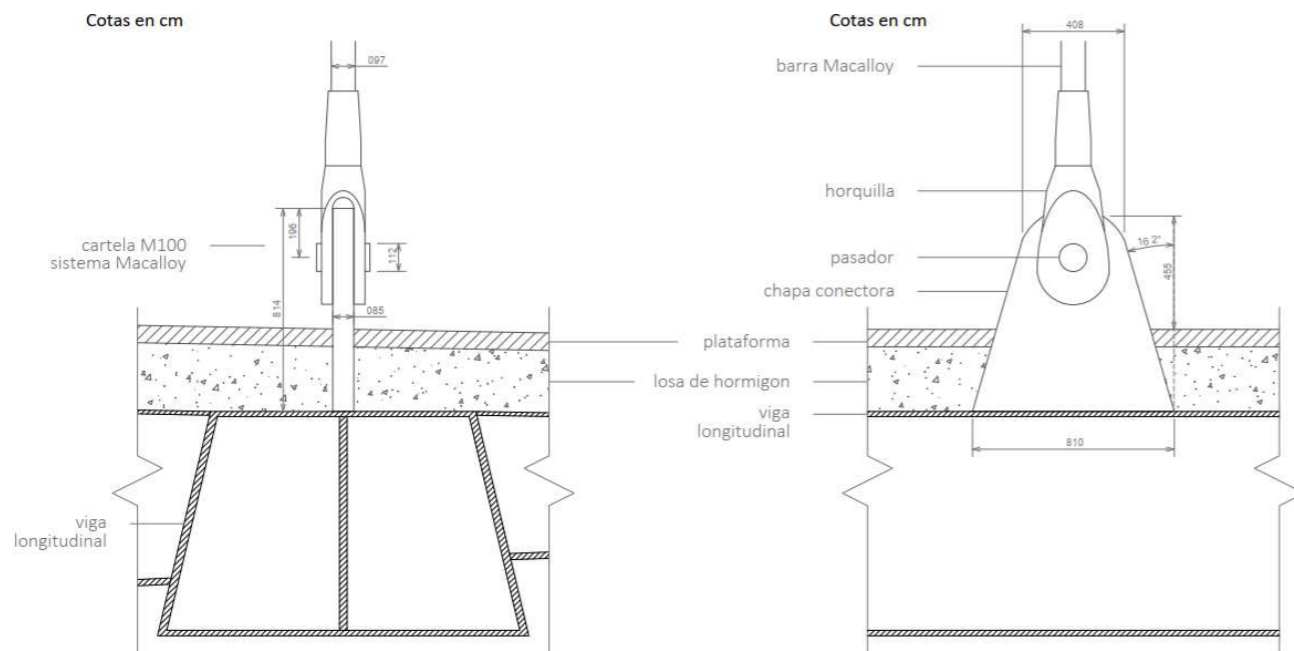


Figura 6 - Péndolas utilizadas en la parte de tablero inferior (fuente: elaboración propia)

### 2.4 Columnas

Las columnas se utilizan en la parte de tablero superior, es decir cuando el arco está por debajo del tablero. Están conectadas de forma rígida a las vigas longitudinales y a los arcos. Son secciones metálicas, en cajón, de forma rectangular. Tienen una separación de 5 m.

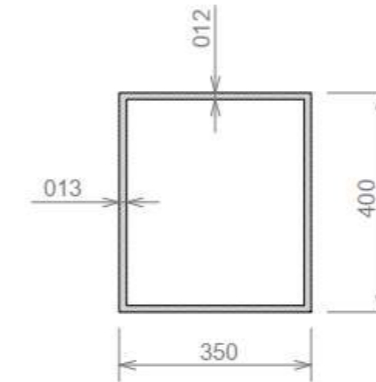


Figura 7 - Péndolas utilizadas en la parte de tablero inferior (fuente: elaboración propia)

### 2.5 Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales permiten el atirantamiento del arco. Trabajan principalmente a tracción, y la flexión es bastante reducida por la disposición de columnas y péndolas.

Son secciones metálicas, en forma de cajón trapezoidal con un alma central. Tienen un canto constante de 90 cm, con lo cual tienen una esbeltez de aproximadamente 144,4. Esta esbeltez se explica por la flexión reducida en comparación a un puente viga, y entonces, el mejor funcionamiento de esas barras. Eso conduce a un ahorro de material considerable.

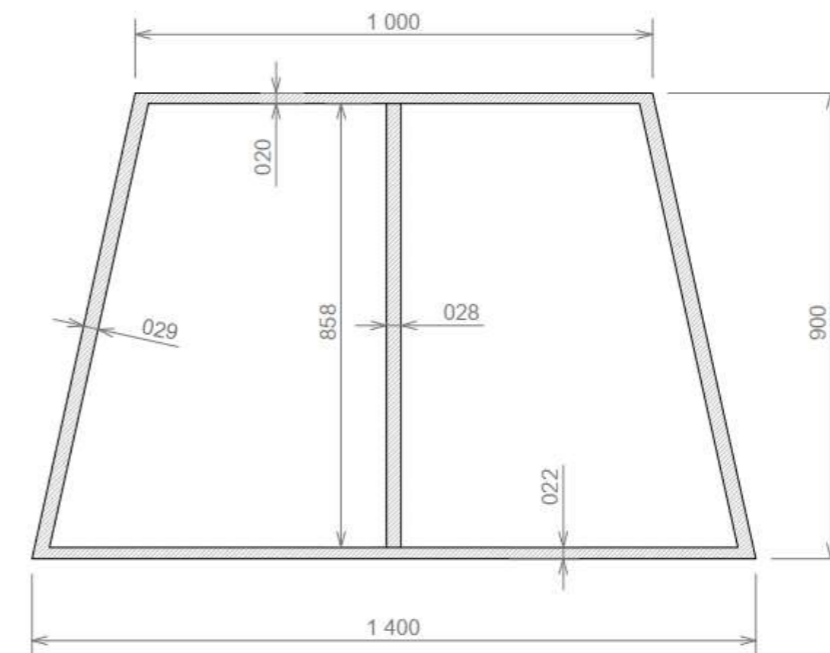


Figura 8 - Sección transversal de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

La forma elegida se parece a una forma simétrica a la sección del arco, respecto a un eje horizontal. Eso se justifica por la voluntad de crear un efecto de simetría y crear líneas armoniosas.

## 2.6 Vigas transversales

Las vigas transversales son secciones en doble T, tanto en las aceras como en la plataforma. Tienen un canto variable: en la plataforma, el mayor canto está al nivel del centro de la plataforma, por tener mayores flexiones positivas de eje horizontal y porque las cargas de los vehículos son muy desfavorables. En las aceras, la sección máxima está en la unión con las vigas longitudinales, puesto que ahí se encuentra el pico de flexiones negativas, mientras que, en los extremos, los flectores son nulos, con lo cual se dispone de un canto mínimo. Se muestran a continuación las secciones características de las vigas transversales. Las secciones VT1, VT2, VT3, VT4 representan respectivamente la sección de centro luz de la plataforma, la sección de unión entre las vigas de piso y las vigas longitudinales, la sección de unión entre las vigas longitudinales y los cuchillos, y finalmente el extremo de los cuchillos.

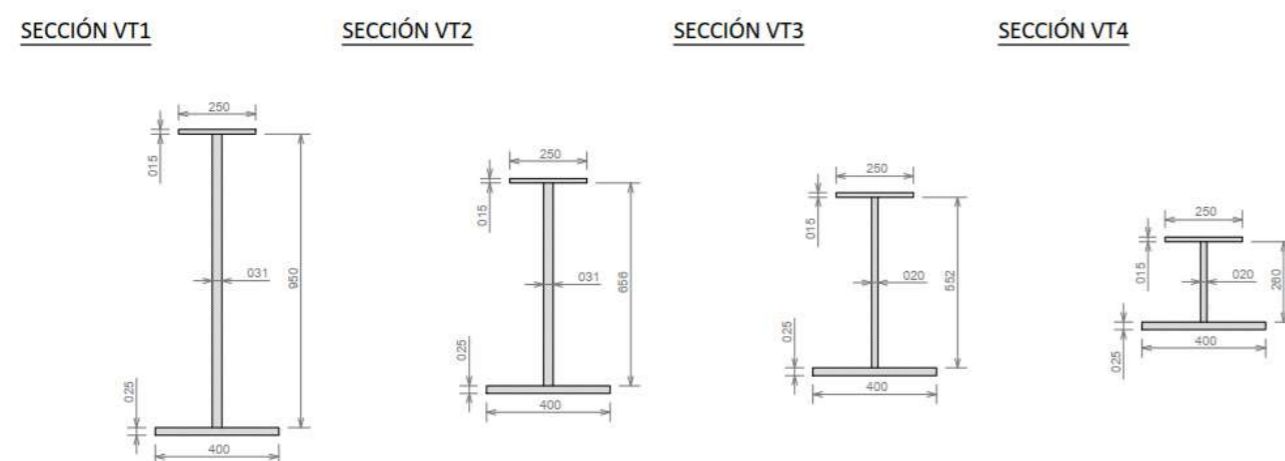


Figura 9 – Secciones transversales características de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

La separación entre vigas transversales es constante a lo largo del puente, salvo en unos casos. Eso se debe a la asimetría que hay entre la disposición de cada arco respecto a la viga longitudinal que le corresponde. En efecto, vimos que la clave de los arcos no corresponde con la mitad de las vigas longitudinales. Por lo tanto, se ha tenido que adaptar a eso para poder proponer una repartición de péndolas y columnas correcta. Recordamos que esos elementos están siempre dispuestos donde hay vigas transversales. Entonces, la separación normal entre vigas transversales es de 2,5 m, medidos en el eje de la plataforma. Esta separación cambia al llegar justo antes del nudo entre el arco y la viga longitudinal, y se dispone de una separación 1,875 m para solamente dos vigas, y luego se vuelve a poner una separación normal. Lo mismo ocurre en el otro nudo de intersección entre el arco y la viga longitudinal (véase plano hoja n°8).

Todo eso ha permitido obtener una buena repartición de las péndolas, y columnas, y se ha optimizado las longitudes de trabajo de las péndolas, disponiendo de una en clave de cada arco.

## 2.7 Riostras

Las riostras son secciones metálicas en cajón de canto constante y de forma rectangular. La unión entre las riostras y las vigas longitudinales es rígida. Son las vigas transversales a nivel de los estribos del puente, donde se apoyan las vigas longitudinales. Se muestra a continuación la sección de las riostras.

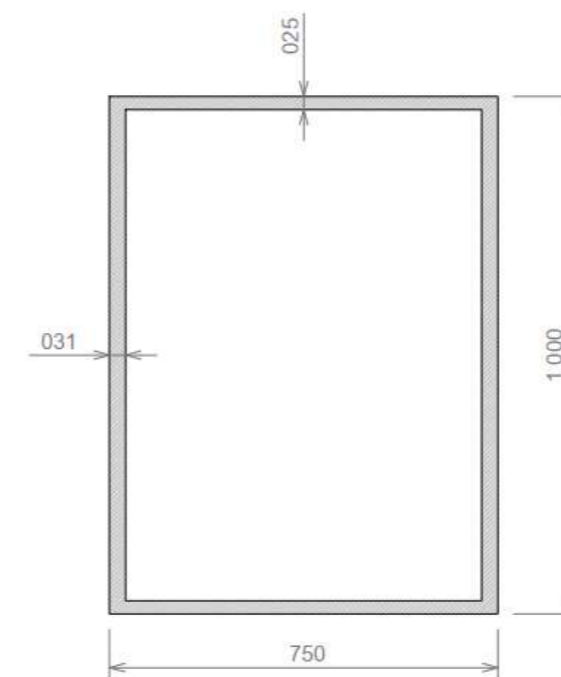


Figura 10 – Sección transversal de las riostras (fuente: elaboración propia)

## 2.8 Pilas

Las pilas son secciones llenas de hormigón armado, de forma cuadrada. En cabeza, el ancho es de 1,7 m mientras que, en la base de las pilas, el ancho es de 2,4 m. La unión entre la cabeza de las pilas y los arcos se ha elegido finalmente como monolítica.

Inicialmente, la unión prevista entre los arcos y las pilas era mediante apoyos tipo 'pot', que permitían flectores nulos en cabeza de las pilas. Sin embargo, como se explicará más adelante, este tipo de apoyo no era factible en este caso, puesto que los empujes horizontales son bastante importantes en la unión por el rebajamiento importante de los arcos. El dimensionamiento de los aparatos de apoyo tipo 'pot' se basa en un axil de compresión máximo, pero se limita también el máximo esfuerzo horizontal concomitante. Así pues, no se ha encontrado ningún aparato de apoyo que cumpliera con eso, es decir: carga vertical elevada y carga horizontal concomitante elevada.

Por eso, se ha elegido empotrar finalmente los arcos en la cabeza de las pilas.

Además, inicialmente se había previsto una sección rectangular mucho más esbelta pero no cumplía con los esfuerzos en la base de las pilas. Por lo tanto, las secciones finales retenidas son las que se han comentado antes y que se muestran a continuación.

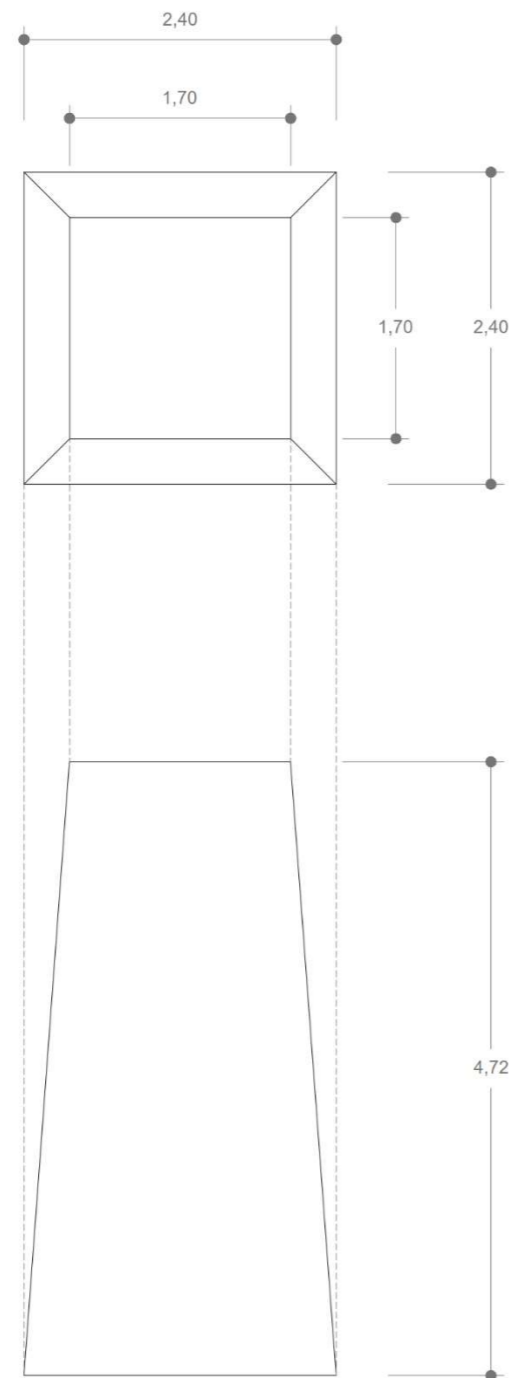


Figura 11 – Vista en planta y alzado de las pilas (fuente: elaboración propia)

Se puede ver en la figura anterior que las pilas tienen una altura de 4,72 m.

## 2.9 Estribos

Los estribos propuestos son estribos cerrados, en los que se apoyan las vigas longitudinales. Permiten también, como muro, contener las tierras que están por detrás. Aparecen también unos dispositivos de anti-levantamiento que permiten recoger la tracción que aparece en los apoyos extremos de las vigas longitudinales por los arcos de compensación. Se muestra el estribo a continuación.

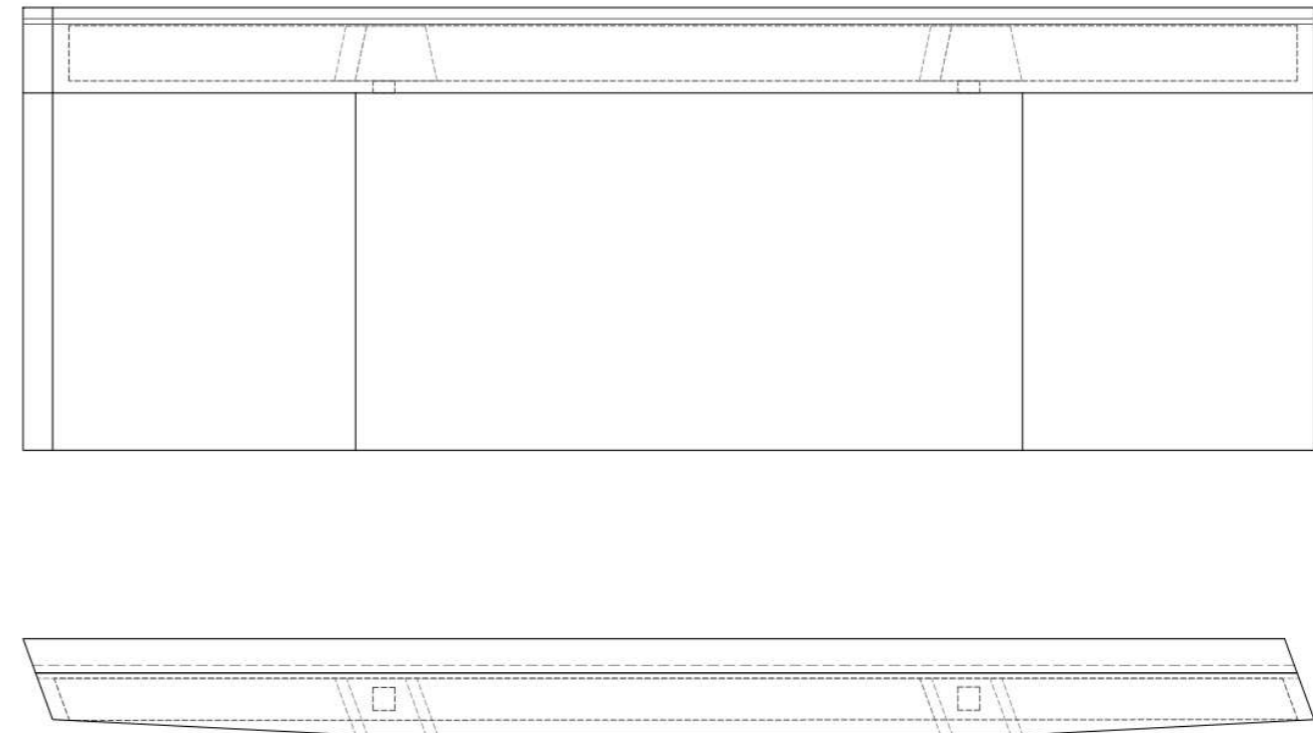


Figura 12 - Vista en planta, y en alzado del estribo (fuente: elaboración propia)



### 3 Normativa

En este trabajo, no se utilizarán las normas españolas, por la ubicación del puente. Así pues, se ha decidido utilizar la normativa que se utilizaría normalmente en Francia. Entonces, la normativa utilizada en este anejo ha sido la del Eurocódigo los anejos franceses. Más precisamente, se ha utilizado:

- EN 1991-2 (2003) (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges
- EN 1991-1-5 (2003) (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions
- EN 1991-1-4 (2005) (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions
- EN 1992-2 (2005) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules
- EN 1993-1-5 (2006) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements
- EN 1993-2 (2006) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges
- EN 1994-2 (2005) (English): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges

### 4 Materiales

A continuación, se muestran las principales características de los materiales empleados en la estructura útiles para el diseño de los distintos elementos.

#### 4.1 Acero estructural

Para las vigas longitudinales, las vigas transversales, las riostras, los arcos y las columnas, se emplea el mismo acero S355, cuyas características se muestran seguidamente.

##### Acero vigas

Tipo	S355	
Módulo de elasticidad longitudinal	$E_a$	210000 MPa
Coefficiente de Poisson	$\nu_a$	0,3
Módulo de elasticidad transversal	$G_a$	80769,23 MPa
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha_{th,a}$	0,000012 °C <sup>-1</sup>
Límite elástico característico	$f_{yk}$	355 MPa
Resistencia última a tracción característica	$f_u$	490 MPa

Tabla 1 – Principales características del acero estructural empleado (fuente: elaboración propia)

#### 4.2 Hormigón de la losa y de las pilas

Para la losa y las pilas de hormigón armado, se emplea el mismo hormigón C35/45, cuyas características se muestran seguidamente.

##### Hormigón

Tipo	C35/45	
Resistencia característica a 28 días	$f_{ck}$	35 MPa
Resistencia media a compresión a 28 días	$f_{cm}$	43 MPa
Resistencia media a tracción	$f_{ctm}$	3,2 MPa
Resistencia característica inferior a tracción (cuantil 5%)	$f_{ctk,0.05}$	2,2 MPa
Resistencia característica superior a tracción (cuantil 95%)	$f_{ctk,0.95}$	4,2 MPa
Módulo de deformación secante (Módulo de elasticidad)	$E_{cm}$	34077 MPa
Coefficiente de Poisson	$\nu_c$	0,2
Módulo de elasticidad transversal	$G_c$	14198,75 MPa

Tabla 2 - Principales características del hormigón empleado (fuente: elaboración propia)

### 4.3 Acero de las armaduras

Se utilizan para las armaduras de las pilas, y de la losa del tablero las armaduras de clase B.

#### Acero armaduras

Tipo		Clase B
Límite elástico característico	$f_{sk}$	500 MPa
Módulo de elasticidad longitudinal	$E_s$	210000 MPa

Tabla 3 - Principales características de las armaduras empleadas (fuente: elaboración propia)

### 4.4 Acero de las péndolas

Las péndolas son de acero inoxidable S520. Las principales características de las péndolas se muestran a continuación.

#### Acero pendolas

Tipo		S520
Material		Acero inoxidable
Límite elástico del acero	$f_y$	520 MPa
Resistencia a tracción (carga unitaria máxima a tracción)	$f_u$	660 MPa
Deformación remanente concentrada de rotura	$\epsilon_{u,min}$	19
Resiliencia (medida de la resistencia a la rotura frágil)	$K_v$	27
Módulo de elasticidad	$E$	205000 MPa

Tabla 4 - Principales características de las péndolas empleadas (fuente: elaboración propia)

### 4.5 Coeficientes de seguridad de los materiales

Los distintos coeficientes de seguridad que se deben considerar, según el Eurocódigo son los siguientes:

#### Acero en situaciones persistentes o transitorias

Resistencia de las secciones	$\gamma_{M0}$	1
Resistencia de las barras frente a la inestabilidad	$\gamma_{M1}$	1,1
Resistencia de las secciones con taladros (rotura a tracción)	$\gamma_{M2}$	1,25

#### Hormigón estructural en situaciones persistentes o transitorias

Coeficiente de seguridad del hormigón	$\gamma_c$	1,5
Coeficiente de seguridad de las armaduras	$\gamma_s$	1,15

#### Conectores en situaciones persistentes o transitorias

Coeficiente de seguridad de los conectadores	$\gamma_v$	1,25
--	------------	------

Tabla 5 – Coeficientes de seguridad empleados para los distintos materiales (fuente: elaboración propia)

## 5 Características mecánicas de las secciones

En este apartado, se determinan las características mecánicas de todas las secciones transversales útiles para definir un modelo de cálculo de la estructura, y realizar las distintas comprobaciones a nivel seccional.

### 5.1 Clase de las secciones metálicas

Primero, se determinan las clases de las secciones, que sean mixtas o metálicas. La clase de una sección mixta depende únicamente de la clase de la parte metálica que constituye la sección. Por lo tanto, la determinación de la clase es idéntica en ambos casos, y por eso, se presentan en el mismo apartado.

Cabe destacar que la clase de una sección se determina a partir de las solicitaciones a las que está sometida (compresión, flexo-compresión). Depende también de la esbeltez de cada chapa que constituye la sección, y traduce el riesgo de que una sección pueda abollar o no frente a solicitaciones normales. La clase de una sección será la clase máxima de las chapas que tiene. Una sección puede ser de clase 1, 2, 3 y 4, y eso traduce la capacidad de una sección a plastificar si es de clase 1 o 2, o que puede únicamente trabajar en su rango elástico si es de clase 3. En el caso 4, hay que reducir de forma ficticia la sección resistente, para tener en cuenta que parte de la sección puede abollar, y que no puede contribuir completamente en la resistencia de la sección.

Por eso, resulta determinante obtener la clase de las secciones, antes de calcular las características mecánicas de las secciones. Para simplificar el problema de clasificación, se supone que las secciones están sometidas únicamente a compresión pura, lo cual es el peor caso, frente a la abolladura de las chapas. Así, no se hará una clasificación según cada caso.

Se ha decidido utilizar secciones que sean únicamente de clase 1, o 2 frente a compresión pura, para aprovechar el material, y poder contar con la resistencia plástica de las secciones. Eso puede conducir a espesores de chapas que no sean optimas. Sin embargo, ese trabajo de optimización de las chapas se podría hacer en un trabajo ulterior, basándose en el límite superior que proporcionarán los siguientes cálculos. Estos cálculos se basan en los siguientes criterios proporcionados por el Eurocódigo 3.

Table 5.2 (sheet 1 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Class	Internal compression parts					
	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  applies where either the compression stress  $\sigma \leq f_y$  or the tensile strain  $\epsilon_y > f_y/E$

Figura 13 – Tabla para la determinación de la clase de chapas internas (fuente: Apartado 5.6 de EN 1993-1-1:2005)



Table 5.2 (sheet 2 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

		Outstand flanges				
		Rolled sections		Welded sections		
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For $k_\sigma$ , see EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 14 - Tabla para la determinación de la clase de chapas externas (fuente: Apartado 5.6 de EN 1993-1-1:2005)

Según lo que se ha dicho antes, se utilizan solamente las columnas en las que aparecen 'parte sometida a compresión'. Siguiendo los criterios, se determinan las clases de cada chapa de cada sección, y luego la clase de cada sección, considerando las chapas de los cajones, las almas de las secciones en doble T como chapas internas, y las alas de las secciones en doble T como chapas externas. Considerando las mismas notaciones que en las figuras anteriores, se obtiene:

Clasificación de la sección metálica de la VL

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\epsilon$	Clase
Ala superior	0,461	0,020	23,040	0,810	1
Ala inferior	0,651	0,022	29,610	0,810	2
Alma recta	0,858	0,028	30,640	0,810	2
Alma inclinada	0,879	0,029	30,310	0,810	2

Tabla 6 - Clasificación de la sección metálica de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

Clasificación de la sección metálica del arco

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\epsilon$	Clase
Ala superior	0,648	0,022	29,470	0,810	2
Ala inferior	0,457	0,020	22,850	0,810	1
Alma recta	0,933	0,031	30,100	0,810	2
Alma inclinada	0,952	0,031	30,710	0,810	2

Tabla 7 - Clasificación de la sección metálica del arco (fuente: elaboración propia)

Clasificación de la sección metálica de la VT1

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\epsilon$	Clase
Ala superior	0,111	0,015	7,370	0,810	2
Ala inferior	0,186	0,025	7,420	0,810	2
Alma	0,950	0,031	30,650	0,810	2

Tabla 8 - Clasificación de la sección VT1 (sección de máximo canto en las vigas de piso) (fuente: elaboración propia)

#### Clasificación de la sección metálica de la VT2

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\varepsilon$	Clase
Ala superior	0,111	0,015	7,370	0,810	2
Ala inferior	0,186	0,025	7,420	0,810	2
Alma	0,656	0,031	21,160	0,810	1

Tabla 9 - Clasificación de la sección VT2 (sección de mínimo canto en las vigas de piso) (fuente: elaboración propia)

#### Clasificación de la sección metálica de la VT3

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\varepsilon$	Clase
Ala superior	0,115	0,015	7,670	0,810	2
Ala inferior	0,190	0,025	7,600	0,810	2
Alma	0,552	0,020	27,610	0,810	2

Tabla 10 - Clasificación de la sección VT3 (sección de máximo canto en los cuchillos) (fuente: elaboración propia)

#### Clasificación de la sección metálica de la VT4

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\varepsilon$	Clase
Ala superior	0,115	0,015	7,670	0,810	2
Ala inferior	0,190	0,025	7,600	0,810	2
Alma	0,260	0,020	13,000	0,810	1

Tabla 11 - Clasificación de la sección VT4 (sección de mínima canto en los cuchillos) (fuente: elaboración propia)

#### Clasificación de la sección metálica de las riostras

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\varepsilon$	Clase
Almas	0,950	0,031	30,650	0,810	2
Alas	0,688	0,025	27,520	0,810	2

Tabla 12 - Clasificación de la sección transversal de las riostras (fuente: elaboración propia)

#### Clasificación de la sección metálica de las columnas comprimidas cortas

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\varepsilon$	Clase
Almas	0,376	0,013	28,920	0,810	2
Alas	0,324	0,012	27,000	0,810	2

Tabla 13 - Clasificación de la sección de las columnas cortas (fuente: elaboración propia)

#### Clasificación de la sección metálica de las columnas comprimidas largas

Se consideran las clases en compresión, por ser el caso más desfavorable

Chapa considerada	c (m)	t (m)	c/t	$\varepsilon$	Clase
Almas	0,376	0,013	28,920	0,810	2
Alas	0,324	0,012	27,000	0,810	2

Tabla 14 - Clasificación de la sección de las columnas largas (fuente: elaboración propia)

Aparecen dos tablas para las columnas. Eso se debe a que inicialmente se había planteado secciones distintas para las columnas, según sean las columnas más grandes o cortas, dando más rigidez a las columnas grandes, por el mayor riesgo de pandeo que tienen. Finalmente, se ha optado por dos secciones idénticas, puesto que las secciones elegidas para las columnas cortas no cumplían.



## 5.2 Arrastre por cortante

El arrastre por cortante es un fenómeno físico en el que aparecen tensiones normales muy variables en el ancho de una fibra de una sección transversal. Luego, aparecen zonas mucho más solicitadas que otras, que casi no contribuyen a la resistencia de la sección. Por lo tanto, la hipótesis de Navier-Bernoulli deja de ser válida, y hay que reducir el ancho de la sección en un ancho en el que se puede considerar que las tensiones normales son aproximadamente constantes. Este fenómeno se produce cuando una pieza está sometida a flexión variable a lo largo de su longitud y sobre todo en piezas poco esbeltas, cuyas alas son muy anchas.

El arrastre por cortante es un fenómeno que hay que tener en cuenta para determinar las características mecánicas de las secciones, y poder modelar de forma más realista el puente, puesto que, si no se tuviera en cuenta, se sobrevaloraría la rigidez de las secciones computadas. Hay que hacerlo tanto para las partes metálicas de las secciones mixtas, como para las losas de las secciones mixtas. A continuación, se determinan los anchos eficaces en cada caso.

### 5.2.1 Ancho eficaz de la losa

El ancho eficaz de la losa se determina para casos claramente asimilables a puentes vigas según las figuras siguientes. Observamos que el cálculo del ancho eficaz difiere según la sección transversal considerada: apoyo extremo, centro vano, apoyo interno...

(5) At mid-span or an internal support, the total effective width  $b_{eff}$ , see Figure 5.1, may be determined as:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ci} \quad (5.3)$$

where:

$b_0$  is the distance between the centres of the outstand shear connectors;

$b_{ci}$  is the value of the effective width of the concrete flange on each side of the web and taken as  $L_c/8$  ( but not greater than the geometric width  $b_i$  . The value  $b_i$  should be taken as the distance from the outstand shear connector to a point mid-way between adjacent webs, measured at mid-depth of the concrete flange, except that at a free edge  $b_i$  is the distance to the free edge. The length  $L_c$  should be taken as the approximate distance between points of zero bending moment. For typical continuous composite beams, where a moment envelope from various load arrangements governs the design, and for cantilevers,  $L_c$  may be assumed to be as shown in Figure 5.1.

(6) The effective width at an end support may be determined as:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ci} \quad (5.4)$$

with:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_c / b_{ci}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

where:

$b_{ci}$  is the effective width, see (5), of the end span at mid-span and  $L_c$  is the equivalent span of the end span according to Figure 5.1.

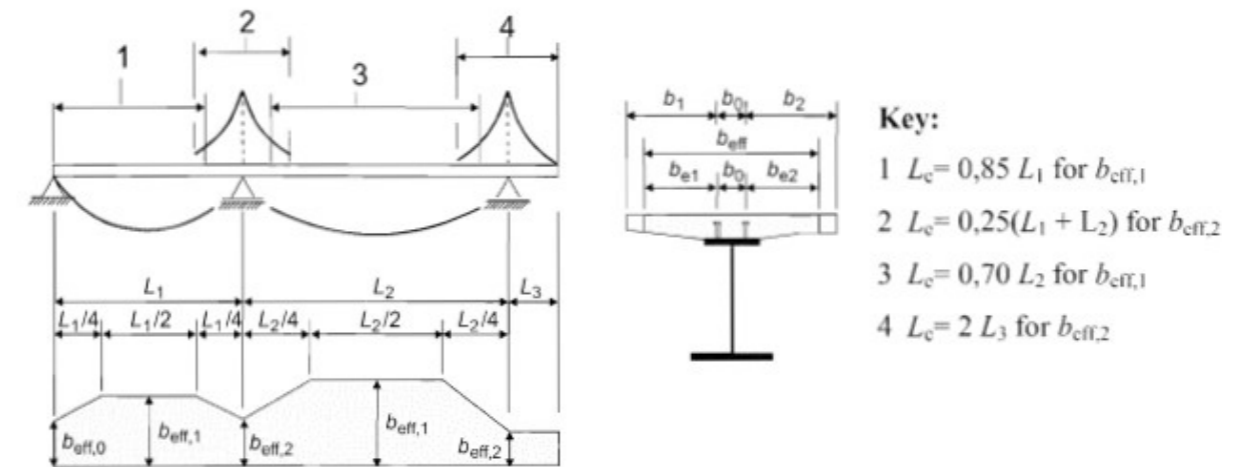


Figure 5.1: Equivalent spans, for effective width of concrete flange

Figura 16 – Definición de las longitudes equivalentes de los vanos (fuente: Apartado 5.4.1.2 de EN 1994-2:2005)

En nuestro caso, tratamos con un puente arco, con lo cual, la asimilación a un puente viga no es inmediata, y el estudio del arrastre por cortante tendría que realizarse mediante un modelo de elementos finitos de la losa para poder determinar claramente los anchos eficaces. Como se indicará más adelante, el modelo elegido es un modelo emparrillado, con lo cual no se podrá captar el fenómeno de arrastre por cortante directamente con el modelo. Por lo tanto, se hace una hipótesis sobre el ancho eficaz de la losa la viga longitudinal. Se considera que no toda la losa del puente contribuye a resistir a la flexión longitudinal, y que solo el siguiente ancho es eficaz para las vigas longitudinales:

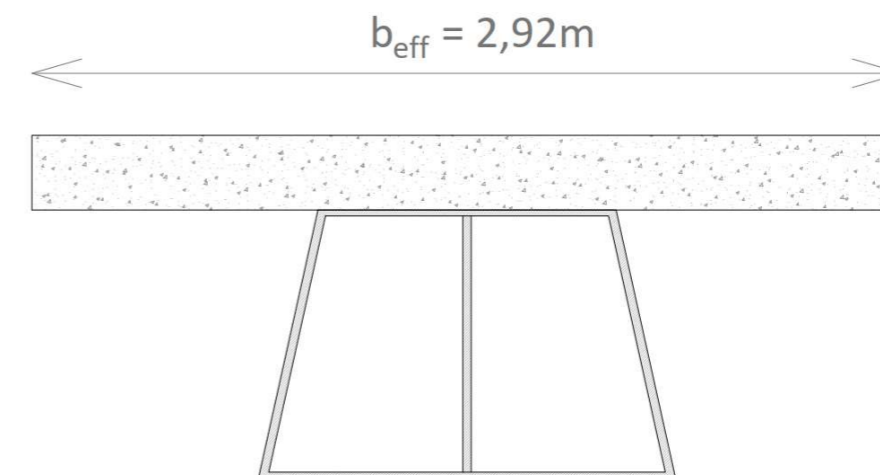


Figura 17 - Ancho eficaz de la losa considerado para las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

Figura 15 – Definición del ancho eficaz de la losa según los casos (fuente: Apartado 5.4.1.2 de EN 1994-2:2005)



Esta hipótesis parece bastante conservadora. Sin embargo, solo un estudio más detallado mediante elementos finitos podría confirmar si esta hipótesis es realmente razonable.

En cuanto al ancho eficaz de las vigas transversales, se supone que las vigas transversales actúan como vigas de tres vanos, con dos apoyos sobre las vigas longitudinales, y con dos vanos en voladizo. Mediante las fórmulas de las figuras anteriores del Eurocódigo, se determinan los anchos eficaces.

Aparecen tres tramos distintos en los que habría que considerar distintos anchos eficaces: tramos de tipo 4 (extremo libre) y tramos de tipo 3 (centro vano). Cada tipo tiene la longitud efectiva que le corresponde, según la figura de las longitudes equivalentes. Entonces, las longitudes equivalentes son:

Para el extremo libre:

$$L_e = 2L_3$$

Siendo:

- $L_e$  la longitud equivalente para el vano considerado
- $L_3$  la luz del cuchillo

Para el vano interior:

$$L_e = 0,7L_3$$

Siendo:

- $L_e$  la longitud equivalente para el vano considerado
- $L_2$  la luz del vano interior

Conocidas las longitudes equivalentes, se computan los anchos eficaces, considerando:

$$b_{eff} = b_o + \sum_i b_{ei}$$

Siendo:

- $b_o$  la distancia entre conectadores extremos. Se supondrá nula puesto que no se conoce a este nivel, y es conservador
- $b_{ei}$  los semi anchos eficaces de cada lado de los conectadores

En este caso, como estamos considerando secciones en centro vano, o de extremos libres, o de apoyos internos, pues los semi anchos eficaces se obtienen mediante la formula siguiente:

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i\right)$$

Donde:

- $b_i$  es el semi ancho considerado

Se exponen a continuación los resultados obtenidos para los anchos eficaces. Cabe recordar que hay vigas transversales que tienen separaciones distintas, y, por lo tanto, anchos tributarios distintos, y luego anchos eficaces distintos. Se llamarán:

- 'vigas tipo a' las vigas transversales cuyo ancho tributario es idéntico en los dos semi anchos y de 1,174 m
- 'vigas tipo b' las vigas transversales cuyas semi anchos de losa miden 1,174 m y 0,8805 m.
- 'vigas tipo c' las vigas transversales cuyas semi anchos de losa miden 0,8805 m.
- Vano 1 un extremo libre
- Vano 2 el vano entre apoyos
- Vano 3 el otro extremo libre

#### Ancho eficaz de la losa de las vigas transversales de tipo a

Se denominan tipo a las VT cuyo ancho tributario es idéntico en los dos semi anchos y de 1,174 m

Luz total	L	22,36 m
Ancho total de la losa	b	2,348 m
Distancia entre conectadores extremos	$b_o$	0 m
Semi ancho losa 1	$b_1$	1,174 m
Semi ancho losa 2	$b_2$	1,174 m

Tabla 15 – Datos básicos para la determinación de los anchos eficaces de las vigas transversales tipo a (fuente: elaboración propia)

Vano i	Luz (m)
1	5,856
2	10,648
3	5,856

Tabla 16 – Vanos de cualquier tipo de viga transversal (fuente: elaboración propia)<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Dado que estos datos son válidos para cualquier tipo de viga transversal, no se vuelve a mostrar para los resultados de los otros tipos de vigas transversales.

Zona i	Tipo	$L_{e,i}$ (m)
1	Extremo libre	11,712
2	Centro vano	7,4536
3	Extremo libre	11,712

Tabla 17 – Longitudes equivalentes de los distintos tramos para cualquier tipo de viga transversal (fuente: elaboración propia)<sup>2</sup>

Zona i	Tipo sección	$L_{e,i}$ (m)	$b_{e1}$ (m)	$b_{e2}$ (m)	$b_{eff}$ (m)
1	Extremo libre	11,712	1,174	1,174	2,348
1	Apoyo interno	11,712	1,174	1,174	2,348
2	Centro vano	7,454	0,9317	0,9317	1,8634
3	Apoyo interno	11,712	1,174	1,174	2,348
3	Extremo libre	11,712	1,174	1,174	2,348

Tabla 18 – Anchos eficaces en las distintas secciones de interés de las vigas transversales de tipo a (fuente: elaboración propia)

Para las vigas de tipo b, se obtiene:

Ancho eficaz de la losa de las vigas transversales de la plataforma de tipo b

Se denominan tipo b las VT cuyas semi anchos de losa miden 1,174 m y 0,8805 m

Luz total	L	22,36 m
Ancho total de la losa	b	2,0545 m
Distancia entre conectadores extremos	$b_0$	0 m
Semi ancho losa 1	$b_1$	1,174 m
Semi ancho losa 2	$b_2$	0,8805 m

Tabla 19 - Datos básicos para la determinación de los anchos eficaces de las vigas transversales tipo b (fuente: elaboración propia)

Zona i	Tipo sección	$L_{e,i}$ (m)	$b_{e1}$ (m)	$b_{e2}$ (m)	$b_{eff}$ (m)
1	Extremo libre	11,712	1,174	0,8805	2,0545
1	Apoyo interno	11,712	1,174	0,8805	2,0545
2	Centro vano	7,454	0,9317	0,8805	1,8122
3	Apoyo interno	11,712	1,174	0,8805	2,0545
3	Extremo libre	11,712	1,174	0,8805	2,0545

Tabla 20 - Anchos eficaces en las distintas secciones de interés de las vigas transversales de tipo b (fuente: elaboración propia)

Para las vigas de tipo c, obtenemos:

Ancho eficaz de la losa de las vigas transversales de tipo c

Se denominan tipo c las VT cuyas semi anchos de losa miden 0,8805 m

Luz total	L	22,36 m
Ancho total de la losa	b	1,761 m
Distancia entre conectadores extremos	$b_0$	0 m
Semi ancho losa 1	$b_1$	0,8805 m
Semi ancho losa 2	$b_2$	0,8805 m

Tabla 21 - Datos básicos para la determinación de los anchos eficaces de las vigas transversales tipo c (fuente: elaboración propia)

Zona i	Tipo sección	$L_{e,i}$ (m)	$b_{e1}$ (m)	$b_{e2}$ (m)	$b_{eff}$ (m)
1	Extremo libre	11,712	0,881	0,881	1,761
1	Apoyo interno	11,712	0,881	0,881	1,761
2	Centro vano	7,454	0,881	0,881	1,761
3	Apoyo interno	11,712	0,881	0,881	1,761
3	Extremo libre	11,712	0,881	0,881	1,761

Tabla 22 - Anchos eficaces en las distintas secciones de interés de las vigas transversales de tipo c (fuente: elaboración propia)

<sup>2</sup> Dado que estos datos son válidos para cualquier tipo de viga transversal, no se vuelve a mostrar para los resultados de los otros tipos de vigas transversales.

Finalmente, para las riostras, tenemos:

Ancho eficaz de la losa de las riostras

Luz total	L	22,36 m
Ancho total de la losa	b	1,549 m
Distancia entre conectadores extremos	b <sub>0</sub>	0 m
Semi ancho losa 1	b <sub>1</sub>	1,174 m
Semi ancho losa 2	b <sub>2</sub>	0,375 m

Tabla 23 - Datos básicos para la determinación de los anchos eficaces de las riostras (fuente: elaboración propia)

Zona i	Tipo sección	L <sub>e,i</sub> (m)	b <sub>e1</sub> (m)	b <sub>e2</sub> (m)	b <sub>eff</sub> (m)
1	Extremo libre	11,712	1,174	0,375	1,549
1	Apoyo interno	11,712	1,174	0,375	1,549
2	Centro vano	7,454	0,932	0,375	1,307
3	Apoyo interno	11,712	1,174	0,375	1,549
3	Extremo libre	11,712	1,174	0,375	1,549

Tabla 24 - Anchos eficaces en las distintas secciones de interés de las riostras (fuente: elaboración propia)

Una vez realizados estos cálculos, y dado el gran número de casos que aparecen, se simplifica el problema, y se coge, para cada tipo de viga transversal, un ancho eficaz medio, a lo largo de las vigas transversales. Este ancho eficaz medio se adoptará tanto para la elaboración del modelo como para la comprobación a nivel seccional de las distintas secciones y será válido en estados límite de servicio (ELS) y ultimo (ELU).

5.2.2 Ancho eficaz del ala inferior de las secciones mixtas

En este apartado, se determinan los anchos eficaces del ala inferior de la parte metálica de las secciones mixtas.

A continuación, se muestran las longitudes equivalentes y los anchos eficaces propuestos por el EN 1993-1-5:2006.

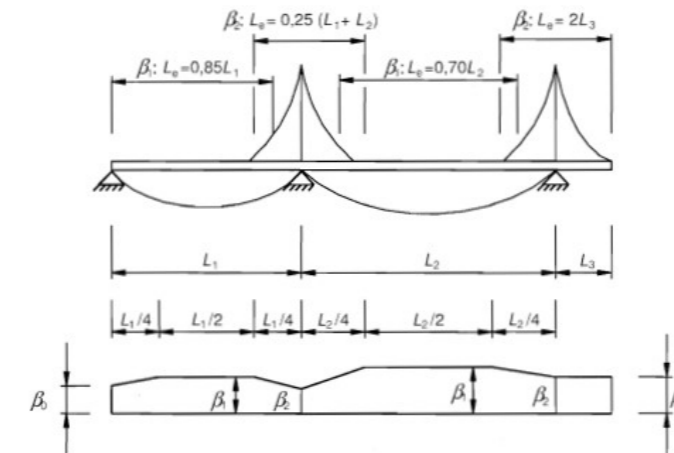


Figure 3.1: Effective length  $L_e$  for continuous beam and distribution of effective width

Figura 18 – Definición de las longitudes equivalentes de los vanos (fuente: Apartado 3.2.1 de EN 1993-1-5:2006)

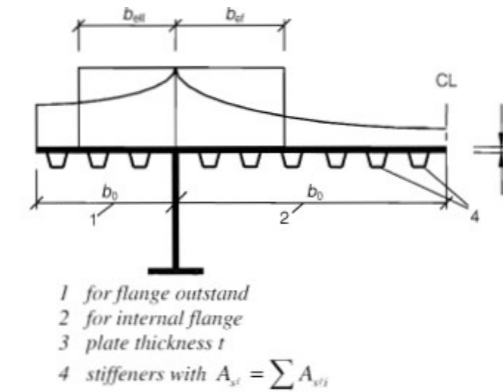


Figure 3.2: Notations for shear lag

Table 3.1: Effective width factor  $\beta$

$\kappa$	Verification	$\beta$ - value
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( \kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	sagging bending	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	hogging bending	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
all $\kappa$	end support	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$ , but $\beta_0 < \beta_1$
all $\kappa$	Cantilever	$\beta = \beta_2$ at support and at the end

$\kappa = a_0 b_0 / L_e$  with  $a_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$   
in which  $A_{st}$  is the area of all longitudinal stiffeners within the width  $b_0$  and other symbols are as defined in Figure 3.1 and Figure 3.2.

Figura 19 - Definición del ancho eficaz de la losa según los casos (fuente: Apartado 3.2.1 de EN 1993-1-5:2006)



Cabe destacar que este método es válido únicamente para vigas en las que el vano en voladizo no es mayor que 50% de la longitud del vano adyacente. Eso no se cumple exactamente, pero dado que estamos muy próximo a este límite, se considera que ese método es aplicable en este caso.

Primero, observamos que las longitudes equivalentes son idénticas que en el caso de los anchos eficaces de las losas. Entonces, no se vuelven a mostrar los resultados para cada tipo de viga, y se pueden consultar en el apartado anterior. En cuanto a la determinación de los anchos eficaces, se basa en determinar primero la situación en la que estamos:

- Para las zonas de voladizo, y apoyo interno, se determinará el coeficiente  $\beta_2$  según el valor de  $\kappa$
- Para las zonas del vano central, se determinará el coeficiente  $\beta_1$  según el valor de  $\kappa$

Se exponen a continuación los resultados. Como la parte metálica de las vigas transversales es idéntica en cada caso, no se hará una diferencia entre el tipo de viga, sino que se hará únicamente una diferencia entre los resultados de las vigas transversales, y de las riostras, cuyas secciones son distintas.

#### Ancho eficaz del ala inferior de las vigas transversales

Luz total	L	22,36 m
Ancho total del ala inferior	b	0,4 m
Semi ancho del ala inferior 1	$b_{0,1}$	0,2 m
Semi ancho del ala inferior 2	$b_{0,2}$	0,2 m

Tabla 25 – Datos básicos para la determinación de los anchos eficaces del ala inferior de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Zona i	Tipo sección	$L_{e,i}$ (m)	$\kappa_{bo,1}$	$\kappa_{bo,2}$	$\beta_{bo,1}$	$\beta_{bo,2}$	$b_{eff,1}$ (m)	$b_{eff,2}$ (m)	$b_{eff}$ (m)
1	Extremo libre	11,712	0,01708	0,01708	1,000	1,000	0,200	0,200	0,400
1	Apoyo interno	11,712	0,01708	0,01708	1,000	1,000	0,200	0,200	0,400
2	Centro vano	7,454	0,02683	0,02683	0,995	0,995	0,199	0,199	0,398
3	Apoyo interno	11,712	0,01708	0,01708	1,000	1,000	0,200	0,200	0,400
3	Extremo libre	11,712	0,01708	0,01708	1,000	1,000	0,200	0,200	0,400

Tabla 26 - Anchos eficaces en las distintas secciones de interés de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Para las riostras, obtenemos:

#### Ancho eficaz del ala inferior de las riostras

Luz total	L	22,36 m
Ancho total del ala inferior	b	0,75 m
Semi ancho del ala inferior 1	$b_{0,1}$	0,375 m
Semi ancho del ala inferior 2	$b_{0,2}$	0,375 m

Tabla 27 – Datos básicos para la determinación de los anchos eficaces del ala inferior de las riostras (fuente: elaboración propia)

Zona i	Tipo sección	$L_{e,i}$ (m)	$\kappa_{bo,1}$	$\kappa_{bo,2}$	$\beta_{bo,1}$	$\beta_{bo,2}$	$b_{eff,1}$ (m)	$b_{eff,2}$ (m)	$b_{eff}$ (m)
1	Extremo libre	11,712	0,032	0,032	0,894	0,894	0,335	0,335	0,670
1	Apoyo interno	11,712	0,032	0,032	0,894	0,894	0,335	0,335	0,670
2	Centro vano	7,454	0,050	0,050	0,984	0,984	0,369	0,369	0,738
3	Apoyo interno	11,712	0,032	0,032	0,894	0,894	0,335	0,335	0,670
3	Extremo libre	11,712	0,032	0,032	0,894	0,894	0,335	0,335	0,670

Tabla 28 - Anchos eficaces en las distintas secciones de interés de las riostras (fuente: elaboración propia)

Observamos que la reducción del ancho por arrastre por cortante es mínima en las vigas transversales. De hecho, no se va a tener en cuenta. A nivel de las riostras, se tomará para el ala inferior, un ancho eficaz único a lo largo de todas las riostras, y que será igual al valor mínimo de los anchos eficaces obtenidos, es decir 67 cm, en vez de 75 cm inicialmente.

A nivel de las vigas longitudinales, puesto que no se pueden asimilar a vigas simples sobre apoyos rígidos, se supone que el arrastre por cortante no va a afectar el ala inferior de esas vigas. Eso parece razonable puesto que el ala inferior está dividida en dos por el alma central de la sección. Por lo tanto, el ala resultante es poco ancha.

### 5.3 Características mecánicas de las secciones metálicas

A partir de ahora, podemos determinar completamente las características mecánicas de las secciones transversales, teniendo en cuenta las reducciones que hay que hacer en cada caso por abolladura de las chapas y por arrastre por cortante. En nuestro caso, como se ha visto, solo se considerarán reducciones por arrastre por cortante, teniendo secciones de clase 1 o 2.

Las características mecánicas de las secciones metálicas, o de las partes metálicas de las secciones mecánicas se han calculado mediante el programa AUTOCAD. Se han dibujado las secciones en el programa, y se ha utilizado el comando *massprop* para obtener las características mecánicas de las secciones. Sin embargo, no permite calcular el área por cortante, y los módulos de torsión, con lo cual, se calcularán a mano.

Cabe destacar que se tiene en cuenta aquí únicamente la torsión de Saint-Venant, es decir la torsión uniforme, y no se hará ninguna referencia a la torsión no uniforme. Esta torsión resulta de interés sobre todo para secciones abiertas, puesto que se puede admitir que las secciones cerradas tipo cajón no se ven afectadas por

este fenómeno. El estudio detallado del efecto de la torsión no uniforme sobre las vigas transversales, que son secciones en doble T tendría que hacerse en un estudio ulterior mediante por ejemplo la analogía entre la torsión no uniforme y la flexión.

Se adoptan en este apartado las siguientes notaciones:

Area	A	m <sup>2</sup>
Fibra más alejada del centroide en el eje x <sup>+</sup>	x <sub>sup</sub>	m
Fibra más alejada del centroide en el eje x <sup>-</sup>	x <sub>inf</sub>	m
Fibra más alejada del centroide en el eje y <sup>+</sup>	y <sub>sup</sub>	m
Fibra más alejada del centroide en el eje y <sup>-</sup>	y <sub>inf</sub>	m
Momento de inercia de eje x	I <sub>x</sub>	m <sup>4</sup>
Momento de inercia de eje y	I <sub>y</sub>	m <sup>4</sup>
Producto de inercia	I <sub>xy</sub>	m <sup>4</sup>
Módulo de torsión (Saint-Venant)	J	m <sup>4</sup>
Espesor de la chapa i	e <sub>i</sub>	m
Longitud de la chapa i	l <sub>i</sub>	m
Area de la celda i	Ω <sub>i</sub>	m <sup>2</sup>
Integral de la longitud de la línea media de la chapa i dividido por su espesor	α <sub>ii</sub>	
Segmento de fibra media del alma separando las celdas i y j dividido por su espesor	α <sub>ij</sub>	

Tabla 29 – Notaciones utilizadas para las características mecánicas (fuente: elaboración propia)

Dado que el módulo de torsión cambia para las secciones mixtas, para tener en cuenta la losa de hormigón, no se detalla en este apartado su determinación, y solo se explicará para las columnas, que son secciones completamente metálicas.

Para calcular el área de cortante, se considera simplemente el área de las chapas paralelas al eje de cortante considerado. En cuanto al módulo de torsión, para las secciones en cajón de las columnas, se utiliza la fórmula de Bredt:

$$J = \frac{4\Omega^2}{\sum_i e_i l_i}$$

Siendo Ω el área encerrada por la línea media.

Obtenemos, para las vigas transversales:

Sección	Ubicación	A (m <sup>2</sup> )	x <sub>sup</sub> (m)	x <sub>inf</sub> (m)	y <sub>sup</sub> (m)	y <sub>inf</sub> (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>xy</sub> (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	A <sub>Q,x</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>Q,y</sub> (m <sup>2</sup> )
VT1	Centro vano	0,0432	0,2	-0,2	0,561	-0,429	0,00524751	0,00015522	0	1,180E-05	0,0138	0,0295
VT2	Apoyo interno	0,03408998	0,2	-0,2	0,406	-0,290	0,00217714	0,00015449	0	8,880E-06	0,0138	0,0203
VT3	Apoyo interno	0,02479141	0,2	-0,2	0,365	-0,228	0,0012811	0,00015323	0	3,837E-06	0,0138	0,0110
VT4	Extremo libre	0,01895	0,2	-0,2	0,193	-0,107	0,00026021	0,00015304	0	3,058E-06	0,0138	0,0052
VT5	Vano	0,03586346	0,2	-0,2	0,437	-0,317	0,00264761	0,00015464	0	9,445E-06	0,0138	0,0221
VT6	Cuchillo	0,0245695	0,2	-0,2	0,358	-0,223	0,00122503	0,00015323	0	3,807E-06	0,0138	0,0108

Tabla 30 – Características mecánicas de la parte metálica de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

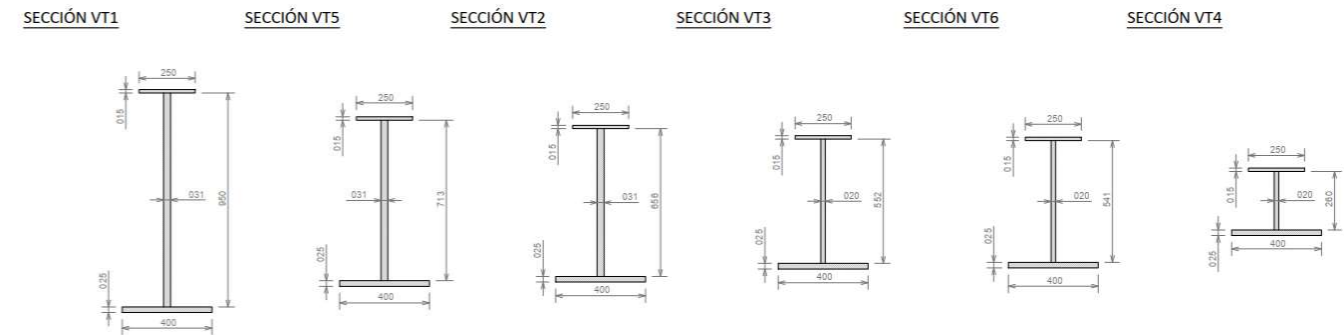


Figura 20 - Secciones consideradas para las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que, en la tabla anterior, aparecen nuevas secciones que no se habían mencionado antes. La utilidad de la introducción de esas secciones se explicará más adelante, pero de momento, son simplemente dos secciones a 15 % de la luz del vano, a cada lado del apoyo. Entonces, VT5 se sitúa a una distancia igual a 15 % de la luz del vano central, respecto al apoyo interno, dentro de las vigas de piso. VT6 se ubica a una distancia igual a 15 % de la luz del vano en voladizo, respecto al apoyo interno, dentro de los cuchillos.

Las características mecánicas de la viga longitudinal y del arco son:

Sección	A (m <sup>2</sup> )	x <sub>sup</sub> (m)	x <sub>inf</sub> (m)	y <sub>sup</sub> (m)	y <sub>inf</sub> (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>xy</sub> (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	A <sub>Q,x</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>Q,y</sub> (m <sup>2</sup> )
VL	0,12578327	0,7	-0,7	0,48625729	-0,41374271	0,01424215	0,02426838	0	0,024467	0,062078	0,073764
Arco	0,13875624	0,7	-0,7	0,4518088	-0,5231912	0,01775649	0,0269946	0	0,0285957	0,062642	0,086769

Tabla 31 - Características mecánicas de la parte metálica del arco y de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)



Figura 21 - Secciones consideradas para los arcos y las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)



Para las columnas, obtenemos:

Sección	A (m <sup>2</sup> )	x <sub>sup</sub> (m)	x <sub>inf</sub> (m)	y <sub>sup</sub> (m)	y <sub>inf</sub> (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>xy</sub> (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	A <sub>Q,x</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>Q,y</sub> (m <sup>2</sup> )	Ω (m <sup>2</sup> )
Péndola corta	0,018176	0,175	-0,175	0,2	-0,2	0,00043142	0,00036345	0	0,000590671	0,0084	0,009776	0,131
Péndola larga	0,018176	0,175	-0,175	0,2	-0,2	0,00043142	0,00036345	0	0,000590671	0,0084	0,009776	0,131

Tabla 32 - Características mecánicas de las columnas (fuente: elaboración propia)<sup>3</sup>

SECCIÓN COLUMNAS  
(llamadas PE2 y PE3)

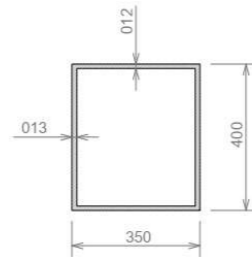


Figura 22 - Secciones consideradas para las columnas (fuente: elaboración propia)

También, para las riostras, considerando la siguiente sección reducida, obtenemos:

SECCIÓN RIOSTRA

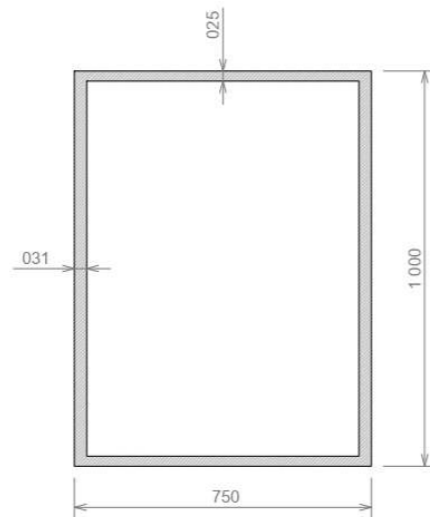


Figura 23 – Sección reducida considerada para la determinación de las características mecánicas de las riostras (fuente: elaboración propia)

Características mecánicas de la riostra

Sección	A (m <sup>2</sup> )	x <sub>sup</sub> (m)	x <sub>inf</sub> (m)	y <sub>sup</sub> (m)	y <sub>inf</sub> (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>xy</sub> (m <sup>4</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	A <sub>Q,x</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>Q,y</sub> (m <sup>2</sup> )
Riostra	0,0944	0,375	-0,375	0,48967161	-0,51032839	0,01285835	0,00937371	0	0,016369068	0,0375	0,0589

Tabla 33 - Características mecánicas de las riostras (fuente: elaboración propia)

Cabe señalar que todas las características mecánicas están referidas a los ejes principales, que son los ejes básicos horizontales X y verticales Y, puesto que todas las secciones tienen un eje de simetría en el eje vertical. Además, los valores se refieren siempre al centro de gravedad de las secciones, que, conforme a la nomenclatura señalada al inicio de ese apartado, se puede ver mediante las coordenadas (x<sub>sup</sub>; y<sub>sup</sub>) y (x<sub>inf</sub>; y<sub>inf</sub>). En cualquier caso, los ejes y centros de gravedad se muestran en las figuras debajo de cada tabla.

5.4 Características mecánicas de las secciones mixtas

En este apartado, se calculan las características mecánicas de las secciones mixtas.

5.4.1 Determinación de la fibra neutra en flexión positiva

Usaremos las siguientes notaciones. Si en el desarrollo de las fórmulas, no se detallan los términos, es que aparecen en lo que sigue.

Coefficiente de equivalencia a tiempo cero para la flexión x-x	η <sub>0</sub>
Coefficiente de equivalencia a tiempo cero para la torsión	η <sub>0G</sub>
Ancho eficaz de la losa de hormigón	b <sub>eff</sub> m
Ancho reducido de la losa de hormigón	b <sub>R</sub> m
Espesor de la losa de hormigón	h <sub>c</sub> m
Espesor reducido de la losa de hormigón	h <sub>cR</sub> m
Area reducida de la losa de hormigón	A <sub>cR</sub> m <sup>2</sup>
Area de la sección metálica	A <sub>s</sub> m <sup>2</sup>
Area reducida de la sección mixta	A <sub>sR</sub> m <sup>2</sup>
Momento de inercia de eje x reducido de la sección mixta	I <sub>xR</sub> m <sup>4</sup>
Momento de inercia de eje y reducido de la sección mixta	I <sub>yR</sub> m <sup>4</sup>
Posición de la FN de la losa comprimida (desde y <sub>sup</sub> de la sección mixta) bajo solicitaciones de flexión horizontal	y <sub>c</sub> m
Momento de inercia reducido de eje x de la losa respecto a su CDG	I <sub>cR,x</sub> m <sup>4</sup>
Posición de la FN de la sección metálica (desde y <sub>sup</sub> de la sección mixta) bajo solicitaciones de flexión horizontal	y <sub>s</sub> m
Momento de inercia de eje x de la sección metálica respecto a su CDG	I <sub>s,x</sub> m <sup>4</sup>
Posición de la FN de la sección mixta (desde y <sub>sup</sub> de la sección mixta) bajo solicitaciones de flexión horizontal	y
Posición de la FN de la sección mixta (desde y <sub>sup</sub> de la sección mixta) bajo solicitaciones de flexión horizontal sin fisurar	y <sup>f</sup> m
Momento de inercia de eje y de la sección metálica respecto a su CDG	I <sub>s,y</sub> m <sup>4</sup>
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la sección metálica en el eje y	d <sub>s,y</sub> m
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje y	d <sub>c,y</sub> m
Módulo de torsión reducido de la sección mixta	J <sub>R</sub> m <sup>4</sup>
Area de cortante de eje x	A <sub>Q,x</sub> m <sup>2</sup>
Area de cortante de eje y	A <sub>Q,y</sub> m <sup>2</sup>

Tabla 34 - Notaciones utilizadas para las características mecánicas de las secciones mixtas (fuente: elaboración propia)

<sup>3</sup> Aunque en el nombre de la sección, aparece el termino péndola, se hace referencia aquí a las columnas. Eso se debe a que al inicio no se hacía una diferencia en el nombre entre columnas y péndolas. Sin embargo, se ha dejado así puesto que otras hojas Excel están basadas en la misma nomenclatura o hacen referencia a estas celdas mediante este nombre. En

cualquier caso, si en el título de la figura o en el texto que sigue la figura, aparece el término 'columna', y que hay péndola en la figura, se hace referencia a columnas.



Para determinar las características mecánicas de las secciones mixtas, hay que considerar dos casos: sección fisurada y no fisurada. Se explica el razonamiento para el primer caso en este apartado.

Suponemos una sección mixta sometida a un momento flector positivo.

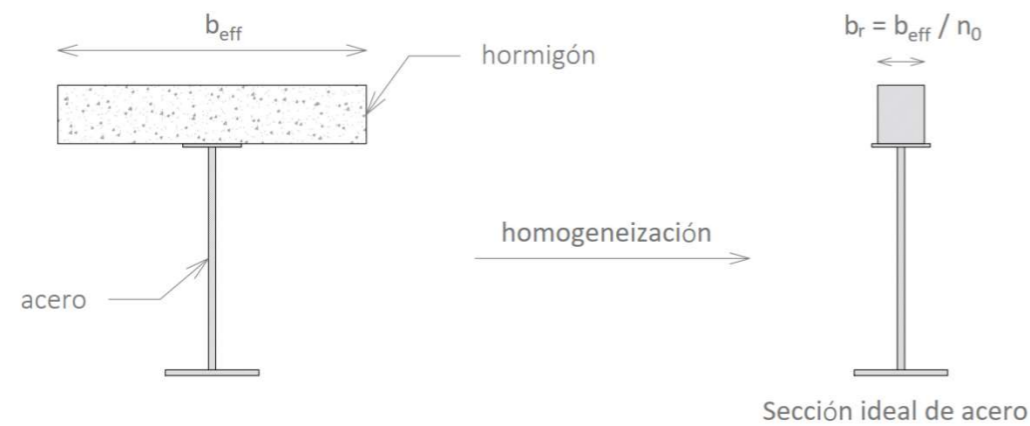


Figura 24 - Concepto de sección ideal de acero (fuente: elaboración propia)

Por lo tanto, la losa de hormigón se encuentra totalmente comprimida o parcialmente traccionada, según la posición de la fibra neutra. Para obtener las características mecánicas de las secciones mixtas, se convierte la sección mixta en una sección homogeneizada a acero. Eso se hace usando un coeficiente de equivalencia para la flexión:

$$n_o = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Siendo:

- $n_o$  el coeficiente de equivalencia hormigón-acero a tiempo cero para la flexión. Permite evaluar las cargas instantáneas (que no son afectadas por los efectos reológicos) y las cargas permanentes a tiempo cero. Cabe destacar que el tratamiento completo de una estructura mixta se tendría que realizar usando otros coeficientes de equivalencia para evaluar el efecto reológico, y el efecto de las cargas a largo plazo. Sin embargo, eso necesitaría distintos modelos de cálculo, lo cual alargaría de forma considerable los cálculos. Por lo tanto, se considera aquí únicamente este coeficiente de equivalencia.
- $E_a$  el módulo de elasticidad longitudinal del acero estructural
- $E_{cm}$  el módulo de deformación secante del hormigón

Luego, con este coeficiente, se reduce el ancho eficaz del hormigón a un ancho reducido de acero con la relación:

$$b_R = \frac{b_{eff}}{n_o}$$

En el primer caso, la fibra neutra, medida desde la fibra superior de la sección mixta, se encuentra en el perfil metálico, lo cual corresponde a la siguiente situación.

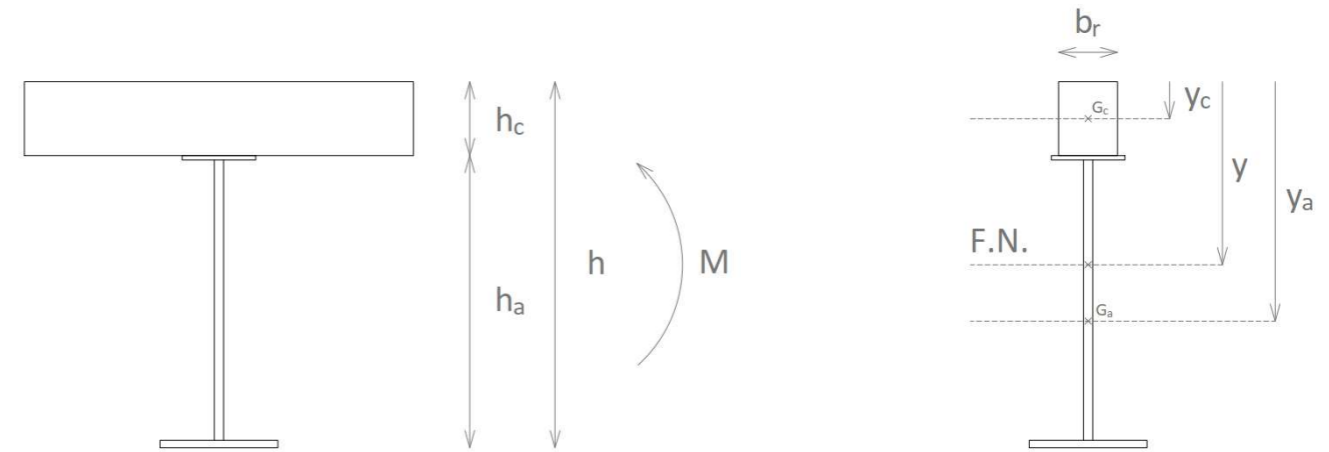


Figura 25 - Esquema correspondiente al caso uno: fibra neutra en el perfil metálico (fuente: elaboración propia)

Estudiamos en ese caso una sección en doble T, con un eje de simetría vertical. Las fórmulas establecidas a continuación serían válidas para cualquier sección con un eje de simetría vertical.

La posición de la fibra neutra es:

$$y = \frac{\sum_i y_i A_i}{\sum_i A_i}$$

Lo cual implica:

$$y = \frac{\frac{h_c}{2} \cdot b_R \cdot h_c + A_a \cdot y_a}{b_R \cdot h_c + A_a}$$

Luego:

$$y = \frac{A_{cr} \cdot \frac{h_c}{2} + A_a \cdot y_a}{A_{cr} + A_a} \geq h_c$$

Siendo  $A_{cr}$  el área de la losa de hormigón comprimida.

Si cumple la condición establecida anteriormente, la obtención de las características mecánicas de la sección no fisurada, sometida a flexión positiva son:

- $A_{cR} = b_R \cdot h_c$
- $A_R = A_{cR} + A_a$
- $I_{cR,x} = \frac{1}{12} \cdot b_R \cdot h_c^3$
- $I_{xR} = I_{a,x} + I_{cR,x} + A_{cR} \cdot d_{c,y}^2 + A_a \cdot d_{a,y}^2$
- $d_{c,y} = \text{abs}(y - y_c)$
- $d_{a,y} = \text{abs}(y - y_a)$

Como comentado, estas fórmulas se usarán para la obtención de las características mecánicas de las secciones cuya losa no este fisurada, y que cumplen con la condición del caso 1. Además, se usarán para los cajones de forma idéntica a la sección en doble T.

Cabe destacar que hay unas vigas transversales que son asimétricas, por tener la losa asimétrica, dado que la separación entre esas vigas no es siempre constante. Eso se omitirá en el cálculo de las características mecánicas, y se realizará el cálculo de la misma forma que si fuese simétrica. Eso no modifica de forma importante los resultados a nivel global que se obtendrán, y tiene solamente un efecto muy localizado.

Consideramos ahora el caso 2: la fibra neutra se encuentra en la losa, lo cual corresponde a la situación siguiente.

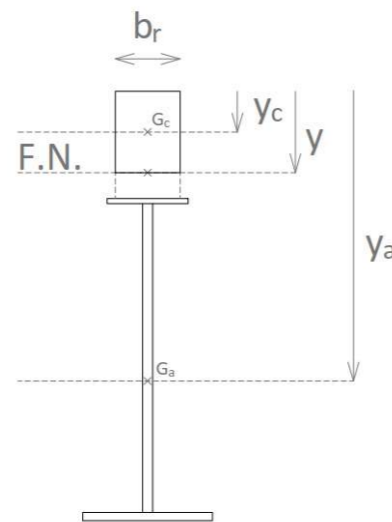


Figura 26 - Esquema correspondiente al caso dos: fibra neutra en la losa de hormigón (fuente: elaboración propia)

En este caso, las fibras por debajo de la fibra neutra están traccionadas, con lo cual, se desprecian esas fibras de hormigón, y se considera en el cálculo de las características mecánicas únicamente la parte del hormigón comprimido.

La posición de la fibra neutra viene dada por:

$$y = \frac{\frac{y}{2} \cdot b_R \cdot y + A_a \cdot y_a}{b_R \cdot y + A_a}$$

Desarrollando y simplificando:

$$y^2 \cdot \frac{b_R}{2} + y \cdot A_a - A_a \cdot y_a = 0$$

Luego, el discriminante de esa ecuación de segundo orden es:

$$\Delta = A_a^2 + 4 \cdot \frac{b_R}{2} \cdot A_a \cdot y_a$$

Lo cual se puede simplificar como:

$$\Delta = A_a^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot b_R \cdot y_a}{A_a}\right)$$

Quedándonos con la única solución positiva, la posición de la fibra neutra viene dada en este caso por:

$$y = \frac{A_a}{b_R} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_R \cdot y_a}{A_a}}\right) < h_c$$

Si cumple la condición establecida anteriormente, la obtención de las características mecánicas de la sección no completamente fisurada, sometida a flexión positiva son:

- $A_{cR} = b_R \cdot y$
- $A_R = A_{cR} + A_a$
- $I_{cR,x} = \frac{1}{12} \cdot b_R \cdot y^3$
- $I_{xR} = I_{a,x} + I_{cR,x} + A_{cR} \cdot d_{c,y}^2 + A_a \cdot d_{a,y}^2$
- $d_{c,y} = \text{abs}(y - y_c)$
- $d_{a,y} = \text{abs}(y - y_a)$

#### 5.4.2 Armadura mínima de la losa

Para las secciones mixtas de clase 1 o 2, en las que su cálculo a flexión se realiza con un sistema plástico de tensiones, se debe colocar una armadura mínima dentro del ancho eficaz de la losa. Esa armadura mínima se utilizará para determinar las características mecánicas de las secciones con losas fisuradas, y también para la comprobación de las secciones en ELU, y en ELS.

Adoptamos a continuación las notaciones siguientes. Si no se indica claramente el significado de una letra, hay que mirar la tabla siguiente para ver el significado.

Posición de la FN de la sección mixta (desde $y_{sup}$ de la sección mixta) bajo solicitaciones de flexión horizontal	$y$	m
Posición de la FN de la losa comprimida (desde $y_{sup}$ de la sección mixta) bajo solicitaciones de flexión horizontal	$y_c$	m
Posición de la FN de la sección mixta (desde $y_{sup}$ de la sección mixta), sin considerar la microfisuración del hormigón	$y'$	m
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje $y$	$d_{c,y}$	m
Armadura mínima dentro del ancho eficaz de la losa	$A_s$	m <sup>2</sup>
Diámetro de la armadura	$\phi$	m
Número de armaduras	$n^{\circ}$	
Separación entre las armaduras	$s$	m
Cuantía mínima de armadura	$\rho_{s,min}$	
Area mínima de armaduras	$A_{s,min}$	
Area mínima de armaduras por capa $i$	$A_{si,min}$	
Area de la losa en el ancho eficaz (reducido por arrastre por cortante)	$A_c$	m <sup>2</sup>
Límite elástico del acero estructural	$f_y$	MPa
Límite elástico de la armadura	$f_{sk}$	MPa
Resistencia media a tracción del hormigón	$f_{ctm}$	MPa
Coefficiente para considerar la ley de tensiones en la sección inmediatamente antes de la fisuración	$k_c$	
Espesor de la losa, sin considerar posibles acartelamientos de la misma	$h_c$	m
Distancia entre el centro de gravedad de la losa y el centro de gravedad de la sección no fisurada calculado con un coeficiente de equivalencia a corto plazo $n_0$	$z_0$	m
Coefficiente de clase	$\delta$	
Area de armaduras dispuesta por capa $i$	$A_{si,prov}$	m <sup>2</sup>

Tabla 35 – Notaciones utilizadas para la obtención de las armaduras mínimas (fuente: elaboración propia)

La armadura mínima viene dada por:

$$A_s = \rho_s \cdot A_c$$

Con:

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c}$$

Siendo:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0,3 \leq 1$$

El coeficiente  $\delta$  se toma igual a uno para secciones de clase 1 o 2.

Cabe destacar que el termino  $z_0$  representa la distancia entre el centro de gravedad de la losa y el centro de gravedad de la sección mixta no fisurada. Por lo tanto, eso corresponde únicamente al caso 1 del caso anterior. Tenemos que calcular entonces la fibra neutra para este cálculo considerando la sección completa, sin despreciar el hormigón traccionado. Como se puede observar en la siguiente tabla, la

columna en la que aparece  $y'$ , que corresponde a ese cálculo, es muy próxima a los valores de la columna  $y$ , y las diferencias son notables únicamente cuando la profundidad de la fibra neutra en la losa es poco elevada.

Calculamos entonces las áreas mínimas de armaduras por capa, suponiendo una distribución de armaduras idénticas en las dos para cada sección.

En la tabla siguiente, el elemento considerado se llama como:

- VL: una viga longitudinal
- VT\_a\_P: viga transversal de tipo a, de la plataforma
- VT\_a\_A: viga transversal de tipo a, de las aceras
- VT\_b\_P: viga transversal de tipo b, de la plataforma
- VT\_b\_A: viga transversal de tipo b, de las aceras
- VT\_c\_P: viga transversal de tipo c, de la plataforma
- VT\_c\_A: viga transversal de tipo c, de las aceras

Sin embargo, comprobando la fisuración de la losa de las vigas longitudinales, ha resultado que nos hacía falta más armaduras (se estudia en detalle en la comprobación del ELS). Se muestran después de la figura de las armaduras mínimas, los diámetros y separaciones entre armaduras que se han finalmente adoptado. Vemos que, en la viga longitudinal, la armadura dispuesta es mucho más elevada que la mínima sugerida por el Eurocódigo. Eso se debe a la tracción muy elevada a la cual están sometidas las vigas longitudinales, por la tipología del puente estudiado (véase apartado de comprobaciones ELS).



Armaduras mínimas en bandas eficaces

Elemento	Sección	$b_{eff}$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$f_y$ (MPa)	$f_{tk}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$h_c$ (m)	$y$ (m)	$y_c$ (m)	$d_{y'}$ (m)	$y'$ (m)	$z_0$ (m)	$k_c$	$\delta$	$\rho_{s,min}$	$A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )	$\phi$ (m)	$n^{\circ}$	$s$ (m)	$A_{s,prov}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,prov}/A_{s,min}$	Comprobación	$\rho_{s,prov}$
VL	VL	2,920	0,7300	355	500	3,2	0,25	0,440	0,125	0,315	0,440	0,315	1,00	1	0,00967	0,007058	0,003529	0,016	18	0,16	0,003669	1,0398	CUMPLE	0,01005
VT_a_P	VT1	2,251	0,5628	355	500	3,2	0,25	0,345	0,125	0,220	0,345	0,220	0,94	1	0,00936	0,005269	0,002635	0,012	24	0,09	0,002829	1,0736	CUMPLE	0,01005
VT_a_P	VT2	2,251	0,5628	355	500	3,2	0,25	0,269	0,125	0,144	0,269	0,144	0,84	1	0,00884	0,004975	0,002487	0,012	22	0,1	0,002546	1,0236	CUMPLE	0,00905
VT_a_A	VT3	2,251	0,5628	355	500	3,2	0,25	0,229	0,114	0,114	0,230	0,105	0,76	1	0,00840	0,004729	0,002364	0,012	21	0,1	0,002546	1,0768	CUMPLE	0,00905
VT_a_A	VT4	2,251	0,5628	355	500	3,2	0,25	0,169	0,084	0,084	0,180	0,055	0,60	1	0,00751	0,004229	0,002115	0,012	19	0,11	0,002314	1,0945	CUMPLE	0,00823
VT_a_P	VT5	2,251	0,5628	355	500	3,2	0,25	0,283	0,125	0,158	0,283	0,158	0,86	1	0,00896	0,005042	0,002521	0,012	23	0,09	0,002829	1,1220	CUMPLE	0,01005
VT_a_A	VT6	2,251	0,5628	355	500	3,2	0,25	0,227	0,113	0,113	0,227	0,102	0,75	1	0,00838	0,004713	0,002357	0,012	21	0,1	0,002546	1,0803	CUMPLE	0,00905
VT_b_P	VT1	2,006	0,5015	355	500	3,2	0,25	0,363	0,125	0,238	0,363	0,238	0,96	1	0,00945	0,004740	0,002370	0,012	21	0,09	0,002521	1,0637	CUMPLE	0,01005
VT_b_P	VT2	2,006	0,5015	355	500	3,2	0,25	0,282	0,125	0,157	0,282	0,157	0,86	1	0,00895	0,004487	0,002244	0,012	20	0,1	0,002269	1,0113	CUMPLE	0,00905
VT_b_A	VT3	2,006	0,5015	355	500	3,2	0,25	0,239	0,120	0,120	0,239	0,114	0,78	1	0,00853	0,004276	0,002138	0,012	19	0,1	0,002269	1,0612	CUMPLE	0,00905
VT_b_A	VT4	2,006	0,5015	355	500	3,2	0,25	0,176	0,088	0,088	0,185	0,060	0,62	1	0,00764	0,003832	0,001916	0,012	17	0,11	0,002063	1,0765	CUMPLE	0,00823
VT_b_P	VT5	2,006	0,5015	355	500	3,2	0,25	0,297	0,125	0,172	0,297	0,172	0,88	1	0,00906	0,004545	0,002273	0,012	21	0,09	0,002521	1,1092	CUMPLE	0,01005
VT_b_A	VT6	2,006	0,5015	355	500	3,2	0,25	0,237	0,118	0,118	0,237	0,112	0,77	1	0,00850	0,004262	0,002131	0,012	19	0,1	0,002269	1,0646	CUMPLE	0,00905
VT_c_P	VT1	1,761	0,4403	355	500	3,2	0,25	0,383	0,125	0,258	0,383	0,258	0,97	1	0,00954	0,004201	0,002100	0,012	19	0,09	0,002213	1,0536	CUMPLE	0,01005
VT_c_P	VT2	1,761	0,4403	355	500	3,2	0,25	0,297	0,125	0,172	0,297	0,172	0,88	1	0,00906	0,003989	0,001995	0,012	18	0,09	0,002213	1,1094	CUMPLE	0,01005
VT_c_A	VT3	1,761	0,4403	355	500	3,2	0,25	0,251	0,125	0,126	0,251	0,126	0,80	1	0,00866	0,003812	0,001906	0,012	17	0,1	0,001992	1,0449	CUMPLE	0,00905
VT_c_A	VT4	1,761	0,4403	355	500	3,2	0,25	0,185	0,092	0,092	0,192	0,067	0,65	1	0,00778	0,003426	0,001713	0,012	16	0,11	0,001811	1,0570	CUMPLE	0,00823
VT_c_P	VT5	1,761	0,4403	355	500	3,2	0,25	0,313	0,125	0,188	0,313	0,188	0,90	1	0,00917	0,004038	0,002019	0,012	18	0,09	0,002213	1,0959	CUMPLE	0,01005
VT_c_A	VT6	1,761	0,4403	355	500	3,2	0,25	0,249	0,124	0,124	0,249	0,124	0,80	1	0,00863	0,003801	0,001900	0,012	17	0,1	0,001992	1,0481	CUMPLE	0,00905
Riostra_P	VT1	1,549	0,3873	355	500	3,2	0,25	0,494	0,125	0,369	0,494	0,369	1,00	1	0,00967	0,003744	0,001872	0,012	17	0,09	0,001947	1,0398	CUMPLE	0,01005
Riostra_P	VT2	1,549	0,3873	355	500	3,2	0,25	0,494	0,125	0,369	0,494	0,369	1,00	1	0,00967	0,003744	0,001872	0,012	17	0,09	0,001947	1,0398	CUMPLE	0,0100531
Riostra_A	VT3	1,549	0,3873	355	500	3,2	0,25	0,494	0,125	0,369	0,494	0,369	1,00	1	0,00967	0,003744	0,001872	0,012	17	0,09	0,001947	1,0398	CUMPLE	0,0100531
Riostra_A	VT4	1,549	0,3873	355	500	3,2	0,25	0,494	0,125	0,369	0,494	0,369	1,00	1	0,00967	0,003744	0,001872	0,012	17	0,09	0,001947	1,0398	CUMPLE	0,0100531
Riostra_P	VT5	1,549	0,3873	355	500	3,2	0,25	0,494	0,125	0,369	0,494	0,369	1,00	1	0,00967	0,003744	0,001872	0,012	17	0,09	0,001947	1,0398	CUMPLE	0,0100531
Riostra_A	VT6	1,549	0,3873	355	500	3,2	0,25	0,494	0,125	0,369	0,494	0,369	1,00	1	0,00967	0,003744	0,001872	0,012	17	0,09	0,001947	1,0398	CUMPLE	0,0100531

Tabla 37 – Armaduras mínimas a disponer en el ancho eficaz de las secciones mixtas (fuente: elaboración propia)

Elemento	Sección	$b_{eff}$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )	$\phi$ (m)	$s$ (m)	$A_{s,prov}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,prov}/A_{s,min}$	Comprobación	$\rho_s$
VL	VL	2,920	0,7300	0,007058	0,003529	0,02	0,1	0,009173	2,60	CUMPLE	0,0251
VT_a_P	VT1	2,251	0,5628	0,005269	0,002635	0,012	0,09	0,002829	1,07	CUMPLE	0,0101
VT_a_P	VT2	2,251	0,5628	0,004975	0,002487	0,012	0,09	0,002829	1,14	CUMPLE	0,0101
VT_a_A	VT3	2,251	0,5628	0,004729	0,002364	0,012	0,09	0,002829	1,20	CUMPLE	0,0101
VT_a_A	VT4	2,251	0,5628	0,004229	0,002115	0,012	0,09	0,002829	1,34	CUMPLE	0,0101
VT_a_P	VT5	2,251	0,5628	0,005042	0,002521	0,012	0,09	0,002829	1,12	CUMPLE	0,0101
VT_a_A	VT6	2,251	0,5628	0,004713	0,002357	0,012	0,09	0,002829	1,20	CUMPLE	0,0101
VT_b_P	VT1	2,006	0,5015	0,004740	0,002370	0,012	0,09	0,002521	1,06	CUMPLE	0,0101
VT_b_P	VT2	2,006	0,5015	0,004487	0,002244	0,012	0,09	0,002521	1,12	CUMPLE	0,0101
VT_b_A	VT3	2,006	0,5015	0,004276	0,002138	0,012	0,09	0,002521	1,18	CUMPLE	0,0101
VT_b_A	VT4	2,006	0,5015	0,003832	0,001916	0,012	0,09	0,002521	1,32	CUMPLE	0,0101
VT_b_P	VT5	2,006	0,5015	0,004545	0,002273	0,012	0,09	0,002521	1,11	CUMPLE	0,0101
VT_b_A	VT6	2,006	0,5015	0,004262	0,002131	0,012	0,09	0,002521	1,18	CUMPLE	0,0101
VT_c_P	VT1	1,761	0,4403	0,004201	0,002100	0,012	0,09	0,002213	1,05	CUMPLE	0,0101
VT_c_P	VT2	1,761	0,4403	0,003989	0,001995	0,012	0,09	0,002213	1,11	CUMPLE	0,0101
VT_c_A	VT3	1,761	0,4403	0,003812	0,001906	0,012	0,09	0,002213	1,16	CUMPLE	0,0101
VT_c_A	VT4	1,761	0,4403	0,003426	0,001713	0,012	0,09	0,002213	1,29	CUMPLE	0,0101
VT_c_P	VT5	1,761	0,4403	0,004038	0,002019	0,012	0,09	0,002213	1,10	CUMPLE	0,0101
VT_c_A	VT6	1,761	0,4403	0,003801	0,001900	0,012	0,09	0,002213	1,16	CUMPLE	0,0101
Riostra_P	VT1	1,549	0,3873	0,003744	0,001872	0,012	0,09	0,001947	1,04	CUMPLE	0,0101
Riostra_P	VT2	1,549	0,3873	0,003744	0,001872	0,012	0,09	0,001947	1,04	CUMPLE	0,0101
Riostra_A	VT3	1,549	0,3873	0,003744	0,001872	0,012	0,09	0,001947	1,04	CUMPLE	0,0101
Riostra_A	VT4	1,549	0,3873	0,003744	0,001872	0,012	0,09	0,001947	1,04	CUMPLE	0,0101
Riostra_P	VT5	1,549	0,3873	0,003744	0,001872	0,012	0,09	0,001947	1,04	CUMPLE	0,0101
Riostra_A	VT6	1,549	0,3873	0,003744	0,001872	0,012	0,09	0,001947	1,04	CUMPLE	0,0101

Tabla 36 - Armaduras finales dispuestas dentro del ancho eficaz de las vigas mixtas (fuente: elaboración propia)



### 5.4.3 Determinación de la fibra neutra de la sección fisurada

En este apartado, se detalla la determinación de las secciones mixtas con la losa completamente fisurada.

#### 5.4.3.1 Recubrimiento nominal

Primero, se determina el recubrimiento nominal. Aunque depende del diámetro de las armaduras, en este caso como las armaduras utilizadas no cambian el valor del recubrimiento por ser diámetros pequeños, se computa el cálculo con el máximo diámetro de las secciones, pero no es determinante en este caso, y daría un valor idéntico para cada tipo de diámetro si se hubiera calculado para cada caso de diámetro.

Usaremos las siguientes notaciones.

Recubrimiento nominal	$c_{nom}$	m
Recubrimiento mínimo	$c_{min}$	m
Recubrimiento mínimo por exigencias de garantía	$c_{min,b}$	m
Recubrimiento mínimo por condiciones ambientales	$c_{min,dur}$	m
Margen de recubrimiento	$\Delta c_{dev}$	m

Tabla 38 - Notaciones utilizadas (fuente: elaboración propia)

El recubrimiento nominal se define como la suma del recubrimiento nominal, y de la margen de recubrimiento.

El recubrimiento mínimo se calcula como:

(2)P The greater value for  $c_{min}$  satisfying the requirements for both bond and environmental conditions shall be used.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

where:

- $c_{min,b}$  minimum cover due to bond requirement, see 4.4.1.2 (3)
- $c_{min,dur}$  minimum cover due to environmental conditions, see 4.4.1.2 (5)
- $\Delta c_{dur,y}$  additive safety element, see 4.4.1.2 (6)
- $\Delta c_{dur,st}$  reduction of minimum cover for use of stainless steel, see 4.4.1.2 (7)
- $\Delta c_{dur,add}$  reduction of minimum cover for use of additional protection, see 4.4.1.2 (8)

Figura 27 – Definición del recubrimiento mínimo (fuente: Apartado 4.4.1.2 de EN 1992-1-1:2004)

Atendiendo a las tablas 4.1 del apartado 4 de EN 1992-1-1:2004, se supone que la clase de exposición es XC4. Luego, atendiendo a los distintos criterios del Eurocódigo, se suman o restan puntos atribuidos por criterios, y se obtiene la clase estructural final que en este caso es de 4, lo que fija el valor del recubrimiento por condiciones ambientales.

El cálculo detallado se muestra en la tabla siguiente:

#### Recubrimiento mínimo por condiciones ambientales

Clase estructural	4
Clase de exposición	XC4
C1: Vida útil de la obra	100 años
Puntos por C1	2
C2: Clase de resistencia	C35/45
Puntos por C2	-1
C3: Elemento con una geometría de losa	-1
C4: Naturaleza del ligado	0
Clase final	4
Recubrimiento mínimo por condiciones ambientales	$c_{min,dur}$ 0,03 m

Tabla 39 - Recubrimiento mínimo por condiciones ambientales (fuente: elaboración propia)

Luego, el recubrimiento mínimo se obtiene como se puede ver en la siguiente tabla. Los valores no detallados se tienen que considerar nulos. Finalmente se calcula el recubrimiento nominal.

#### Recubrimiento mínimo

Valor de desviación	$\Delta c_{dev}$	0,01 m
Diámetro de la armadura	$\phi$	0,016 m
Recubrimiento mínimo por exigencias de garantía	$c_{min,b}$	0,016 m
Recubrimiento mínimo	$c_{min}$	0,03

#### Recubrimiento nominal

Margen de recubrimiento	$\Delta c_{dev}$	0,01 m
Recubrimiento nominal	$c_{nom}$	0,04 m

Tabla 40 - Cálculo del recubrimiento mínimo, y del recubrimiento nominal (fuente: elaboración propia)

#### 5.4.3.2 Fibra neutra de la sección mixta fisurada

Suponemos una sección mixta con la losa completamente fisurada. Eso ocurre por ejemplo en el caso de una losa muy traccionada, por estar sometida a axiles elevados y flectores negativos importantes. En este caso, hay que despreciar completamente la resistencia a tracción del hormigón, y se considera la sección mixta con el perfil metálico y las armaduras de la losa, como en la figura siguiente.

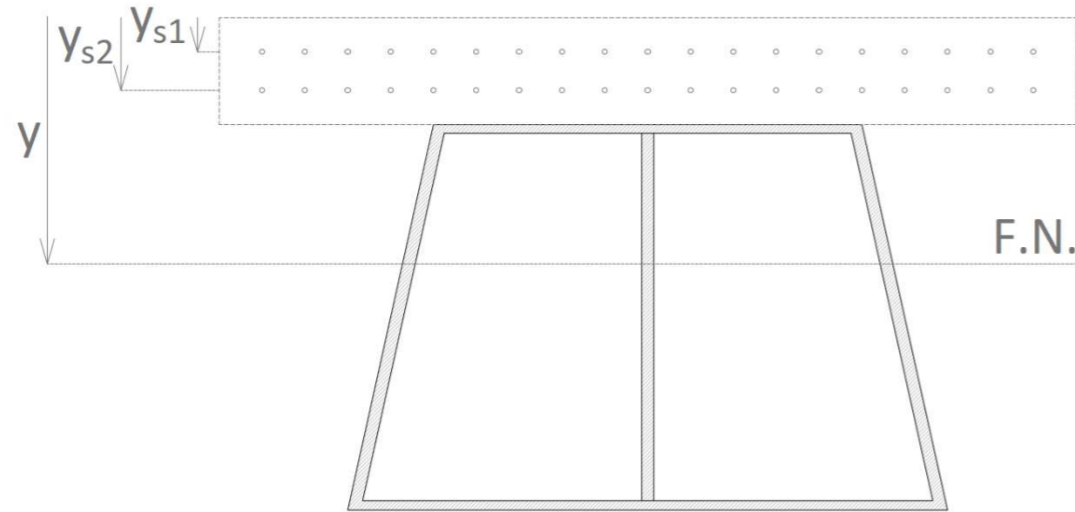


Figura 28 - Sección fisurada (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que este procedimiento sería válido para cualquier sección metálica, aunque se haya dibujado con la viga longitudinal a modo de ejemplo.

Usaremos las siguientes notaciones.

Diámetro de las armaduras	$\phi$	m
Separación entre las armaduras	s	m
Área de las armaduras de la capa superior	$A_{s1}$	m <sup>2</sup>
Área de las armaduras de la capa inferior	$A_{s2}$	m <sup>2</sup>
Centro de gravedad de la capa superior de armaduras	$y_{s1}$	m
Centro de gravedad de la capa inferior de armaduras	$y_{s2}$	m
Distancia entre el centro de gravedad de la capa superior y la FN de la sección completa	$d_{s1,y}$	m
Distancia entre el centro de gravedad de la capa inferior y la FN de la sección completa	$d_{s2,y}$	m
Inercia de la sección fisurada respecto a la FN de eje x	$I_x$	m <sup>4</sup>
Inercia de la sección fisurada respecto a la FN de eje y	$I_y$	m <sup>4</sup>

Tabla 41 - Notaciones utilizadas (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra viene dada por:

$$y = \frac{y_a \cdot A_a + y_{s1} \cdot A_{s1} + y_{s2} \cdot A_{s2}}{A}$$

Siendo A el área de la sección fisurada:

$$A = A_a + A_{s1} + A_{s2}$$

Luego, las características mecánicas de la sección fisurada se computan de la siguiente manera:

- $y_{s1} = r_{nom} + \frac{\phi}{2}$
- $y_{s2} = h_c - \left(r_{nom} + \frac{\phi}{2}\right)$
- $d_{s1,y} = abs(y - y_{s1})$
- $d_{s2,y} = abs(y - y_{s2})$
- $I_x = I_a + d_{a,y}^2 \cdot A_a + d_{s1,y}^2 \cdot A_{s1} + d_{s2,y}^2 \cdot A_{s2}$

La inercia de eje x se obtiene despreciando la inercia de las armaduras, siendo despreciable en comparación a la de la parte metálica.

#### 5.4.4 Módulo de torsión de las secciones fisuradas y no fisuradas

El módulo de torsión uniforme de secciones mixtas se calcula considerando un nuevo coeficiente de equivalencia. Este coeficiente de equivalencia se define como:

$$n_{OG} = \frac{G_a}{G_c}$$

Para calcular el módulo de torsión, se considera la losa con un espesor reducido  $h_{cR}$ , obtenido como:

$$h_{cR} = \frac{h_c}{n_{OG}}$$

En caso de secciones fisuradas, se computa únicamente la mitad del espesor de la losa para obtener el espesor reducido.

Además, hay que considerar el ancho real de la sección, sin tener en cuenta los efectos del arrastre por cortante.

La formulación utilizada para determinar el módulo de torsión uniforme depende del tipo de sección: sección abierta, unicelular, o multicelular. En este proyecto, los tres tipos aparecen.

En el caso de una sección abierta, el módulo de torsión uniforme se obtiene como:

$$J = \frac{1}{3} \cdot \sum_i l_i \cdot e_i^3 + \frac{1}{3} \cdot b \cdot h_c^3 \cdot \frac{G_c}{G_s}$$

Siendo:

- $l_i$  la longitud de las chapas de acero
- $e_i$  el espesor de las chapas de acero
- $b$  el ancho real de la losa de hormigón



Para la torsión uniforme de una sección unicelular, el módulo de torsión uniforme se obtiene aplicando la fórmula de Bredt, teniendo en cuenta que la chapa superior que está conectada a la losa tiene un espesor equivalente de:

$$e = e_{sup} + h_{CR}$$

Siendo:

- $e$  el espesor a considerar para la chapa conectada a la losa
- $e_{sup}$  el espesor de la chapa superior
- $h_{CR}$  el espesor de la losa reducida

Finalmente, para las secciones multicelulares, se utiliza la misma formulación, reduciendo de forma idéntica que para las secciones unicelulares la losa para obtener un espesor equivalente de la chapa superior. Cabe destacar que, del lado de la seguridad, no se consideran en el módulo de torsión las ramificaciones de la losa, es decir las partes de la losa que no estén directamente superpuestas a la chapa superior metálica. Además, considerar las secciones como secciones unicelulares para el módulo de torsión de las secciones mixtas es también del lado de la seguridad.

Los resultados obtenidos para las secciones abiertas son los siguientes:

Elemento	Sección	Losa fisurada (si/no)	Chapa i	$e_i$ (m)	$I_i$ (m)	$J_i$ (m <sup>4</sup> )	$J$ (m <sup>4</sup> )
VT_a_P	VT1	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002805
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,950	9,43E-06	
			Losa reducida	0,125	2,348	2,69E-04	
VT_a_P	VT1	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0021616
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,950	9,43E-06	
			Losa reducida	0,250	2,348	2,15E-03	
VT_a_P	VT2	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002776
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,656	6,52E-06	
			Losa reducida	0,125	2,348	2,69E-04	
VT_a_P	VT2	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0021587
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,656	6,52E-06	
			Losa reducida	0,250	2,348	2,15E-03	
VT_a_A	VT3	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002726
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,552	1,47E-06	
			Losa reducida	0,125	2,348	2,69E-04	
VT_a_A	VT3	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0021537
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,552	1,47E-06	
			Losa reducida	0,250	2,348	2,15E-03	
VT_a_A	VT4	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002718
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,260	6,93E-07	
			Losa reducida	0,125	2,348	2,69E-04	
VT_a_A	VT4	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0021529
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,260	6,93E-07	
			Losa reducida	0,250	2,348	2,15E-03	
VT_a_P	VT5	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002782
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,713	7,08E-06	
			Losa reducida	0,125	2,348	2,69E-04	
VT_a_P	VT5	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0021593
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,713	7,08E-06	
			Losa reducida	0,250	2,348	2,15E-03	
VT_a_A	VT6	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002725
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,541	1,44E-06	
			Losa reducida	0,125	2,348	2,69E-04	
VT_a_A	VT6	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0021536
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,541	1,44E-06	
			Losa reducida	0,250	2,348	2,15E-03	
VT_b_P	VT1	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002469
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,950	9,43E-06	
			Losa reducida	0,125	2,055	2,35E-04	
VT_b_P	VT1	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0018929
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,950	9,43E-06	
			Losa reducida	0,250	2,055	1,88E-03	
VT_b_P	VT2	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002440
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,656	6,52E-06	
			Losa reducida	0,125	2,055	2,35E-04	
VT_b_P	VT2	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0018900
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,656	6,52E-06	
			Losa reducida	0,250	2,055	1,88E-03	
VT_b_A	VT3	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002390
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,552	1,47E-06	
			Losa reducida	0,125	2,055	2,35E-04	
VT_b_A	VT3	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0018849
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,552	1,47E-06	
			Losa reducida	0,250	2,055	1,88E-03	

Tabla 42 – Módulo de torsión de las secciones abiertas, parte 1 (fuente: elaboración propia)

Sección	Tipología	Condición	Ala superior	Ala inferior	Alma	Losa reducida	$I_x$ (m <sup>4</sup> )
VT_b_A	VT4	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002382
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,260	6,93E-07	
			Losa reducida	0,125	2,055	2,35E-04	
VT_b_A	VT4	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0018841
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,260	6,93E-07	
			Losa reducida	0,250	2,055	1,88E-03	
VT_b_P	VT5	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002446
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,713	7,08E-06	
			Losa reducida	0,125	2,055	2,35E-04	
VT_b_P	VT5	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0018905
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,713	7,08E-06	
			Losa reducida	0,250	2,055	1,88E-03	
VT_b_A	VT6	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002389
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,541	1,44E-06	
			Losa reducida	0,125	2,055	2,35E-04	
VT_b_A	VT6	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0018849
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,541	1,44E-06	
			Losa reducida	0,250	2,055	1,88E-03	
VT_c_P	VT1	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002133
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,950	9,43E-06	
			Losa reducida	0,125	1,761	2,02E-04	
VT_c_P	VT1	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0016242
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,950	9,43E-06	
			Losa reducida	0,250	1,761	1,61E-03	
VT_c_P	VT2	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002104
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,656	6,52E-06	
			Losa reducida	0,125	1,761	2,02E-04	
VT_c_P	VT2	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0016212
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,656	6,52E-06	
			Losa reducida	0,250	1,761	1,61E-03	
VT_c_A	VT3	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002054
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,552	1,47E-06	
			Losa reducida	0,125	1,761	2,02E-04	
VT_c_A	VT3	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0016162
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,552	1,47E-06	
			Losa reducida	0,250	1,761	1,61E-03	
VT_c_A	VT4	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002046
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,260	6,93E-07	
			Losa reducida	0,125	1,761	2,02E-04	
VT_c_A	VT4	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0016154
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,260	6,93E-07	
			Losa reducida	0,250	1,761	1,61E-03	
VT_c_P	VT5	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002110
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,713	7,08E-06	
			Losa reducida	0,125	1,761	2,02E-04	
VT_c_P	VT5	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0016218
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,031	0,713	7,08E-06	
			Losa reducida	0,250	1,761	1,61E-03	
VT_c_A	VT6	Si	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0002054
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,541	1,44E-06	
			Losa reducida	0,125	1,761	2,02E-04	
VT_c_A	VT6	No	Ala superior	0,015	0,250	2,81E-07	0,0016162
			Ala inferior	0,025	0,400	2,08E-06	
			Alma	0,020	0,541	1,44E-06	
			Losa reducida	0,250	1,761	1,61E-03	

Tabla 43 - Módulo de torsión de las secciones abiertas, parte 2 (fuente: elaboración propia)

Para las secciones cerradas, que sean unicelulares o multicelulares, se obtiene:

Elemento	Chapa i	$e_i$ (m)	$l_i$ (m)	$I_i$ (m <sup>4</sup> )	$J$ (m <sup>4</sup> )
VL	Ala inferior	0,022	1,365	1,0497	0,03130
	Alma inclinada	0,029	0,923		
	Ala superior + losa	0,064	0,965		
	Alma inclinada	0,029	0,923		
VL fisurada	Ala inferior	0,022	1,365	1,0391	0,02917
	Alma inclinada	0,029	0,912		
	Ala superior + losa	0,042	0,970		
	Alma inclinada	0,029	0,912		
Riostra	Ala inferior	0,025	0,719	0,7168	0,01985
	Alma recta	0,031	0,997		
	Ala superior + losa	0,069	0,720		
	Alma recta	0,031	0,997		
Riostra fisurada	Ala inferior	0,025	0,719	0,7089	0,01867
	Alma recta	0,031	0,986		
	Ala superior + losa	0,047	0,719		
	Alma recta	0,031	0,986		

Tabla 44 - Módulo de torsión de las secciones cerradas (fuente: elaboración propia)

#### 5.4.5 Características mecánicas de las secciones sin fisurar

Podemos calcular de forma completa las características mecánicas de las secciones sin fisurar, aplicando todo lo que se ha explicado anteriormente. Los resultados se muestran a continuación.

Cabe destacar que la inercia de eje y de las secciones mixtas se ha computado únicamente considerando la inercia de eje y proporcionada por la parte metálica de la sección.

Para las vigas longitudinales, vigas transversales y riostras, obtenemos:



Viga	Fisurada	$n_D$	$b_{eff}$ (m)	$b_D$ (m)	$h_c$ (m)	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$y_g$ (m)	$y$ (m)	$y_c$ (m)	$A_{gR}$ (m <sup>2</sup> )	$A_R$ (m <sup>2</sup> )	$I_{gR,x}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{g,x}$ (m <sup>4</sup> )	$d_{g,y}$ (m)	$d_{c,y}$ (m)	$I_{gR}$ (m <sup>4</sup> )	$n_{0G}$	$h_{cR}$ (m)	$I_{gR}$ (m <sup>4</sup> )	$J_g$ (m <sup>4</sup> )	$A_{Q,R}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{Q,y}$ (m <sup>2</sup> )
VL	No	6,1625	2,92	0,474	0,25	0,1258	0,736	0,440	0,125	0,1185	0,2442	0,00061697	0,01424215	0,296	0,315	0,037652913	5,6885	0,044	0,02426838	0,03130044	0,0621	0,0738

Tabla 46 – Características mecánicas de la viga longitudinal sin fisurar (fuente: elaboración propia)

Viga	Sección	$n_D$	$b_{eff}$ (m)	$b_D$ (m)	$h_c$ (m)	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$y_g$ (m)	$y$ (m)	$y'$ (m)	$y_c$ (m)	$A_{gR}$ (m <sup>2</sup> )	$A_R$ (m <sup>2</sup> )	$I_{gR,x}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{g,x}$ (m <sup>4</sup> )	$d_{g,y}$ (m)	$d_{c,y}$ (m)	$I_{gR}$ (m <sup>4</sup> )	$n_{0G}$	$h_{cR}$ (m)	$I_{gR}$ (m <sup>4</sup> )	$J_g$ (m <sup>4</sup> )	$A_{Q,R}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{Q,y}$ (m <sup>2</sup> )
VT_a_P	VT1	6,1625	2,251	0,365	0,25	0,0432	0,811	0,345	0,345	0,125	0,0913	0,1345	0,000475633	0,00524751	0,466	0,220	0,01952276	5,6885	0,044	0,00015522	0,002162	0,0138	0,0295
VT_a_P	VT2	6,1625	2,251	0,365	0,25	0,0341	0,656	0,269	0,269	0,125	0,0913	0,1254	0,000475633	0,00217714	0,387	0,144	0,00965341	5,6885	0,044	0,00015449	0,002159	0,0138	0,0203
VT_a_A	VT3	6,1625	2,251	0,365	0,25	0,0248	0,615	0,229	0,230	0,114	0,0836	0,1084	0,000364673	0,0012811	0,386	0,114	0,00642821	5,6885	0,044	0,00015323	0,002154	0,0138	0,0110
VT_a_A	VT4	6,1625	2,251	0,365	0,25	0,0190	0,443	0,169	0,180	0,084	0,0616	0,0806	0,000146143	0,0002602	0,274	0,084	0,00227049	5,6885	0,044	0,00015304	0,002153	0,0138	0,0052
VT_a_P	VT5	6,1625	2,251	0,365	0,25	0,0359	0,687	0,283	0,283	0,125	0,0913	0,1272	0,000475633	0,00264761	0,403	0,158	0,01124278	5,6885	0,044	0,00015464	0,002159	0,0138	0,0221
VT_a_A	VT6	6,1625	2,251	0,365	0,25	0,0246	0,608	0,227	0,227	0,113	0,0828	0,1073	0,000354114	0,00122503	0,382	0,113	0,00622024	5,6885	0,044	0,00015323	0,002154	0,0138	0,0108
VT_b_P	VT1	6,1625	2,006	0,326	0,25	0,0432	0,811	0,363	0,363	0,125	0,0814	0,1246	0,000423858	0,00524751	0,448	0,238	0,0189501	5,6885	0,044	0,00015522	0,001893	0,0138	0,0295
VT_b_P	VT2	6,1625	2,006	0,326	0,25	0,0341	0,656	0,282	0,282	0,125	0,0814	0,1155	0,000423858	0,00217714	0,374	0,157	0,00937666	5,6885	0,044	0,00015449	0,001890	0,0138	0,0203
VT_b_A	VT3	6,1625	2,006	0,326	0,25	0,0248	0,615	0,239	0,239	0,120	0,0778	0,1026	0,000370918	0,0012811	0,375	0,120	0,00625863	5,6885	0,044	0,00015323	0,001885	0,0138	0,0110
VT_b_A	VT4	6,1625	2,006	0,326	0,25	0,0190	0,443	0,176	0,185	0,088	0,0574	0,0763	0,000148476	0,00026021	0,267	0,088	0,00220257	5,6885	0,044	0,00015304	0,001884	0,0138	0,0052
VT_b_P	VT5	6,1625	2,006	0,326	0,25	0,0359	0,687	0,297	0,297	0,125	0,0814	0,1172	0,000423858	0,00264761	0,390	0,172	0,01092065	5,6885	0,044	0,00015464	0,001891	0,0138	0,0221
VT_b_A	VT6	6,1625	2,006	0,326	0,25	0,0246	0,608	0,237	0,237	0,118	0,0771	0,1017	0,00036017	0,00122503	0,371	0,118	0,00605558	5,6885	0,044	0,00015323	0,001885	0,0138	0,0108
VT_c_P	VT1	6,1625	1,761	0,286	0,25	0,0432	0,811	0,383	0,383	0,125	0,0714	0,1146	0,000372083	0,00524751	0,427	0,258	0,0182871	5,6885	0,044	0,00015522	0,001624	0,0138	0,0295
VT_c_P	VT2	6,1625	1,761	0,286	0,25	0,0341	0,656	0,297	0,297	0,125	0,0714	0,1055	0,000372083	0,00217714	0,360	0,172	0,00905752	5,6885	0,044	0,00015449	0,001621	0,0138	0,0203
VT_c_A	VT3	6,1625	1,761	0,286	0,25	0,0248	0,615	0,251	0,251	0,125	0,0714	0,0962	0,000372083	0,0012811	0,363	0,126	0,00606369	5,6885	0,044	0,00015323	0,001616	0,0138	0,0110
VT_c_A	VT4	6,1625	1,761	0,286	0,25	0,0190	0,443	0,185	0,192	0,092	0,0529	0,0718	0,000150736	0,00026021	0,258	0,092	0,00212459	5,6885	0,044	0,00015304	0,001615	0,0138	0,0052
VT_c_P	VT5	6,1625	1,761	0,286	0,25	0,0359	0,687	0,313	0,313	0,125	0,0714	0,1073	0,000372083	0,00264761	0,374	0,188	0,01054842	5,6885	0,044	0,00015464	0,001622	0,0138	0,0221
VT_c_A	VT6	6,1625	1,761	0,286	0,25	0,0246	0,608	0,249	0,249	0,124	0,0711	0,0956	0,000366137	0,00122503	0,360	0,124	0,00586629	5,6885	0,044	0,00015323	0,001616	0,0138	0,0108
Riostra_P	VT1	6,1625	1,549	0,251	0,25	0,0944	0,740	0,494	0,494	0,125	0,0628	0,1572	0,00032729	0,01285835	0,246	0,369	0,02743941	5,6885	0,044	0,00937371	0,019852	0,0375	0,0589
Riostra_P	VT2	6,1625	1,549	0,251	0,25	0,0944	0,740	0,494	0,494	0,125	0,0628	0,1572	0,00032729	0,01285835	0,246	0,369	0,02743941	5,6885	0,044	0,00937371	0,019852	0,0375	0,0589
Riostra_A	VT3	6,1625	1,549	0,251	0,25	0,0944	0,740	0,494	0,494	0,125	0,0628	0,1572	0,00032729	0,01285835	0,246	0,369	0,02743941	5,6885	0,044	0,00937371	0,019852	0,0375	0,0589
Riostra_A	VT4	6,1625	1,549	0,251	0,25	0,0944	0,740	0,494	0,494	0,125	0,0628	0,1572	0,00032729	0,01285835	0,246	0,369	0,02743941	5,6885	0,044	0,00937371	0,019852	0,0375	0,0589
Riostra_P	VT5	6,1625	1,549	0,251	0,25	0,0944	0,740	0,494	0,494	0,125	0,0628	0,1572	0,00032729	0,01285835	0,246	0,369	0,02743941	5,6885	0,044	0,00937371	0,019852	0,0375	0,0589
Riostra_A	VT6	6,1625	1,549	0,251	0,25	0,0944	0,740	0,494	0,494	0,125	0,0628	0,1572	0,00032729	0,01285835	0,246	0,369	0,02743941	5,6885	0,044	0,00937371	0,019852	0,0375	0,0589

Tabla 45 - Características mecánicas de las vigas transversales y riostras sin fisurar (fuente: elaboración propia)



#### 5.4.6 Características mecánicas de las secciones fisuradas

Considerando lo que se ha explicado anteriormente, obtenemos las siguientes características mecánicas de las secciones fisuradas:

Viga	Fisurada	$b_{eff}$ (m)	$h_c$ (m)	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$y_s$ (m)	$\phi$ (m)	$A_{s1}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (m <sup>2</sup> )	$y_{s1}$ (m)	$y_{s2}$ (m)	$y_s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$y$ (m)	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$d_{xy}$ (m)	$d_{1,y}$ (m)	$d_{2,y}$ (m)	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$n_{05}$	$h_{ec}$ (m)	$J_p$ (m <sup>4</sup> )	$A_{0,x}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{0,y}$ (m <sup>2</sup> )
VL	SI	2,92	0,25	0,1258	0,736	0,02	0,009173	0,009173	0,05	0,2	0,736	0,1441	0,658	0,014	0,078	0,608	0,458	0,0203278	0,02426838	5,6885	0,044	0,02917189	0,0621	0,0738

Tabla 48 - Características mecánicas de la viga longitudinal fisurada (fuente: elaboración propia)

Viga	Sección	$b_{eff}$ (m)	$h_c$ (m)	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$y_s$ (m)	$\phi$ (m)	$A_{s1}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (m <sup>2</sup> )	$y_{s1}$ (m)	$y_{s2}$ (m)	$y_s$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$y$ (m)	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$d_{xy}$ (m)	$d_{1,y}$ (m)	$d_{2,y}$ (m)	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$n_{05}$	$h_{ec}$ (m)	$J_p$ (m <sup>4</sup> )	$A_{0,x}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{0,y}$ (m <sup>2</sup> )
VT_a_P	VT1	2,251	0,25	0,0432	0,811	0,012	0,00283	0,00283	0,046	0,204	0,811	0,0489	0,732	0,00524751	0,466	0,686	0,528	0,016732	0,000155	5,6885	0,0439	0,0002805	0,0138	0,0295
VT_a_P	VT2	2,251	0,25	0,0341	0,656	0,012	0,00283	0,00283	0,046	0,204	0,656	0,0397	0,580	0,00217714	0,387	0,534	0,376	0,008484	0,000154	5,6885	0,0439	0,0002776	0,0138	0,0203
VT_a_A	VT3	2,251	0,25	0,0248	0,615	0,012	0,00283	0,00283	0,046	0,204	0,615	0,0304	0,524	0,0012811	0,386	0,478	0,320	0,005904	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002726	0,0138	0,0110
VT_a_A	VT4	2,251	0,25	0,0190	0,443	0,012	0,00283	0,00283	0,046	0,204	0,443	0,0246	0,370	0,00026021	0,274	0,324	0,166	0,002060	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002718	0,0138	0,0052
VT_a_P	VT5	2,251	0,25	0,0359	0,687	0,012	0,00283	0,00283	0,046	0,204	0,687	0,0415	0,610	0,00264761	0,403	0,564	0,406	0,009844	0,000155	5,6885	0,0439	0,0002782	0,0138	0,0221
VT_a_A	VT6	2,251	0,25	0,0246	0,608	0,012	0,00283	0,00283	0,046	0,204	0,608	0,0302	0,518	0,00122503	0,382	0,472	0,314	0,005712	0,000153	5,6885	0,0439	0,0021536	0,0138	0,0108
VT_b_P	VT1	2,006	0,25	0,0432	0,811	0,012	0,00252	0,00252	0,046	0,204	0,811	0,0482	0,739	0,0052	0,448	0,693	0,535	0,015856	0,000155	5,6885	0,0439	0,0002469	0,0138	0,0295
VT_b_P	VT2	2,006	0,25	0,0341	0,656	0,012	0,00252	0,00252	0,046	0,204	0,656	0,0391	0,588	0,0022	0,374	0,542	0,384	0,008063	0,000154	5,6885	0,0439	0,0002440	0,0138	0,0203
VT_b_A	VT3	2,006	0,25	0,0248	0,615	0,012	0,00252	0,00252	0,046	0,204	0,615	0,0298	0,532	0,0013	0,375	0,486	0,328	0,005641	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002390	0,0138	0,0110
VT_b_A	VT4	2,006	0,25	0,0190	0,443	0,012	0,00252	0,00252	0,046	0,204	0,443	0,0240	0,376	0,0003	0,267	0,330	0,172	0,001958	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002382	0,0138	0,0052
VT_b_P	VT5	2,006	0,25	0,0359	0,687	0,012	0,00252	0,00252	0,046	0,204	0,687	0,0409	0,617	0,0026	0,390	0,571	0,413	0,009349	0,000155	5,6885	0,0439	0,0002446	0,0138	0,0221
VT_b_A	VT6	2,006	0,25	0,0246	0,608	0,012	0,00252	0,00252	0,046	0,204	0,608	0,0296	0,526	0,0012	0,371	0,480	0,322	0,005457	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002389	0,0138	0,0108
VT_c_P	VT1	1,761	0,25	0,0432	0,811	0,012	0,00221	0,00221	0,046	0,204	0,811	0,0476	0,747	0,0052	0,427	0,701	0,543	0,014883	0,000155	5,6885	0,0439	0,0002133	0,0138	0,0295
VT_c_P	VT2	1,761	0,25	0,0341	0,656	0,012	0,00221	0,00221	0,046	0,204	0,656	0,0385	0,595	0,0022	0,360	0,549	0,391	0,007588	0,000154	5,6885	0,0439	0,0002104	0,0138	0,0203
VT_c_A	VT3	1,761	0,25	0,0248	0,615	0,012	0,00221	0,00221	0,046	0,204	0,615	0,0292	0,540	0,0013	0,363	0,494	0,336	0,005347	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002054	0,0138	0,0110
VT_c_A	VT4	1,761	0,25	0,0190	0,443	0,012	0,00221	0,00221	0,046	0,204	0,443	0,0234	0,383	0,0003	0,258	0,337	0,179	0,001843	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002046	0,0138	0,0052
VT_c_P	VT5	1,761	0,25	0,0359	0,687	0,012	0,00221	0,00221	0,046	0,204	0,687	0,0403	0,625	0,0026	0,374	0,579	0,421	0,008793	0,000155	5,6885	0,0439	0,0002110	0,0138	0,0221
VT_c_A	VT6	1,761	0,25	0,0246	0,608	0,012	0,00221	0,00221	0,046	0,204	0,608	0,0290	0,534	0,0012	0,360	0,488	0,330	0,005171	0,000153	5,6885	0,0439	0,0002054	0,0138	0,0108
Riostra_P	VT1	1,549	0,25	0,0944	0,740	0,012	0,00195	0,00195	0,046	0,204	0,740	0,0983	0,715	0,01285835	0,246	0,669	0,511	0,019936	0,009374	5,6885	0,0439	0,0186678	0,0375	0,0589
Riostra_P	VT2	1,549	0,25	0,0944	0,740	0,012	0,00195	0,00195	0,046	0,204	0,740	0,0983	0,715	0,01285835	0,246	0,669	0,511	0,019936	0,009374	5,6885	0,0439	0,0186678	0,0375	0,0589
Riostra_A	VT3	1,549	0,25	0,0944	0,740	0,012	0,00195	0,00195	0,046	0,204	0,740	0,0983	0,715	0,01285835	0,246	0,669	0,511	0,019936	0,009374	5,6885	0,0439	0,0186678	0,0375	0,0589
Riostra_A	VT4	1,549	0,25	0,0944	0,740	0,012	0,00195	0,00195	0,046	0,204	0,740	0,0983	0,715	0,01285835	0,246	0,669	0,511	0,019936	0,009374	5,6885	0,0439	0,0186678	0,0375	0,0589
Riostra_P	VT5	1,549	0,25	0,0944	0,740	0,012	0,00195	0,00195	0,046	0,204	0,740	0,0983	0,715	0,01285835	0,246	0,669	0,511	0,019936	0,009374	5,6885	0,0439	0,0186678	0,0375	0,0589
Riostra_A	VT6	1,549	0,25	0,0944	0,740	0,012	0,00195	0,00195	0,046	0,204	0,740	0,0983	0,715	0,01285835	0,246	0,669	0,511	0,019936	0,009374	5,6885	0,0439	0,0186678	0,0375	0,0589

Tabla 47 - Características mecánicas de las vigas transversales y riostras fisuradas (fuente: elaboración propia)

## 6 Modelo de la estructura en SAP2000

A continuación, se define el modelo estructural que se ha elaborado para la comprobación de la estructura.

### 6.1 Software

El modelo de la estructura se ha realizado en el programa informático de elementos finitos SAP2000.

Este programa permite realizar un modelo 3D de la estructura, e introducir acciones exteriores. En base a eso y las condiciones de contorno que se introducen, el programa puede calcular los esfuerzos internos de la estructura, las reacciones en los apoyos, y las flechas.

Se utilizarán todos estos resultados, obtenidos mediante un análisis elástico lineal, para realizar la comprobación de la estructura en ELU y en ELS.

### 6.2 Nomenclatura y descripción del modelo

#### 6.2.1 Nomenclatura

En este apartado, se define la nomenclatura utilizada para nombrar los elementos del modelo. La nomenclatura se basa principalmente en la malla de la vista en planta siguiente.

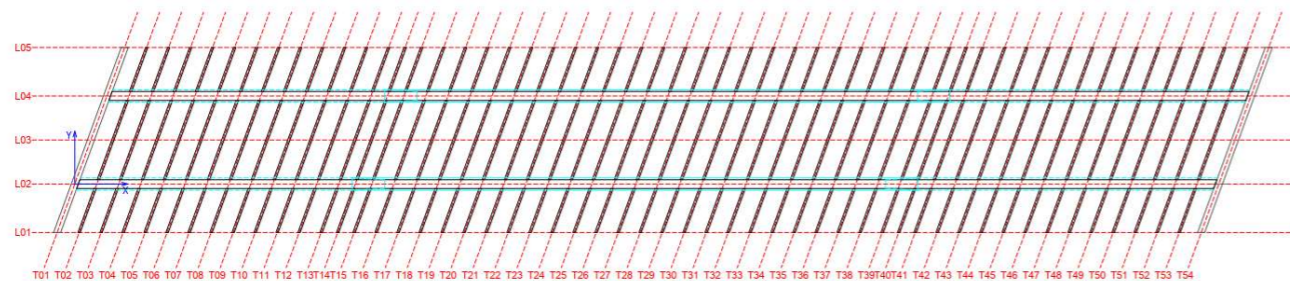


Figura 29 - Malla utilizada para la definición de los elementos (fuente: elaboración propia)

En la malla, aparecen 5 ejes longitudinales, de L01 a L05, y 54 ejes transversales de T01 a T54. Los ejes longitudinales corresponden respectivamente a:

- Extremo libre de las aceras 1
- Viga longitudinal 1
- Centro de la plataforma
- Viga longitudinal 2
- Extremo libre de las aceras 2

Los ejes transversales corresponden todos a los ejes de las vigas transversales y riostras.

Se ha aprovechado el mallado propuesto anteriormente para dividir la viga longitudinal y el arco en unas poligonales de elementos tipo viga.

Se explica a continuación la nomenclatura adoptada mediante unos ejemplos:

- VL0201: viga longitudinal cuyo eje longitudinal es L02, y cuyo nudo dorsal corta con el eje transversal T01.
- VL0552: viga longitudinal cuyo eje longitudinal es L05, y cuyo nudo dorsal corta con el eje transversal T52.
- R1201: Riostra entre los ejes longitudinales L01 y L02 y cuyo eje longitudinal es el eje transversal T01
- VT2315: Viga transversal entre los ejes longitudinales L02 y L03, y cuyo eje longitudinal es el eje transversal T15.
- AR0432: Arco de eje longitudinal L04, y cuyo nudo dorsal corta con el eje transversal T32.
- PE0229: Péndola que conecta el arco de eje longitudinal L02, a la viga longitudinal de eje longitudinal L02, a la intersección entre el eje L02 y T29.
- PE0207\_10: Columna que conecta el arco de eje longitudinal L02, a la viga longitudinal de eje L02, a la intersección entre L02 y T07. Dado que son barras divididas en diez barras de misma longitud (se verá más adelante) para las columnas largas, el 10 al final del nombre indica que es la décima división de la columna. El número al final indica también que el elemento está ubicado a una cota vertical mayor que si tuviera por ejemplo un 09 al final.
- P0407\_03: Pila, en el eje longitudinal L04, en la intersección entre los ejes L04 y T07. Como son barras divididas en diez barras de misma longitud (se verá más adelante), el 03 indica que es la tercera división de la columna.

En cuanto a los nudos, la nomenclatura adoptada se puede entender mediante unos ejemplos:

- L0206: Nudo de la viga de eje L02, en la intersección entre los ejes L02 y T06
- AR0203: Nudo del arco de eje L02, en la intersección entre los ejes L02 y T03
- PE0207\_01: Nudo inicial de la péndola que conecta la viga VL02 y el arco de eje L02, a la intersección entre L02, y T07. Es el nudo en la cota vertical la más baja del elemento PE0207.
- P0407\_03: Nudo de la pila, en el eje longitudinal L04, en la intersección entre los ejes L04 y T07. El 03 indica que es el tercer nudo más alto de este elemento.

#### 6.2.2 Descripción del modelo

Se describe a continuación el modelo utilizado.

Se ha realizado un modelo tridimensional, que se puede ver en la figura siguiente. Se han mostrado los elementos para tener una visión global del conjunto de los elementos. Cabe destacar que estos espesores no son completamente representativos de la estructura, puesto que, por ejemplo, los cajones de los arcos, que son trapezoidales, se representan como secciones rectangulares. Sin embargo, ayudará para entender mejor las vistas simplificadas sin espesor.



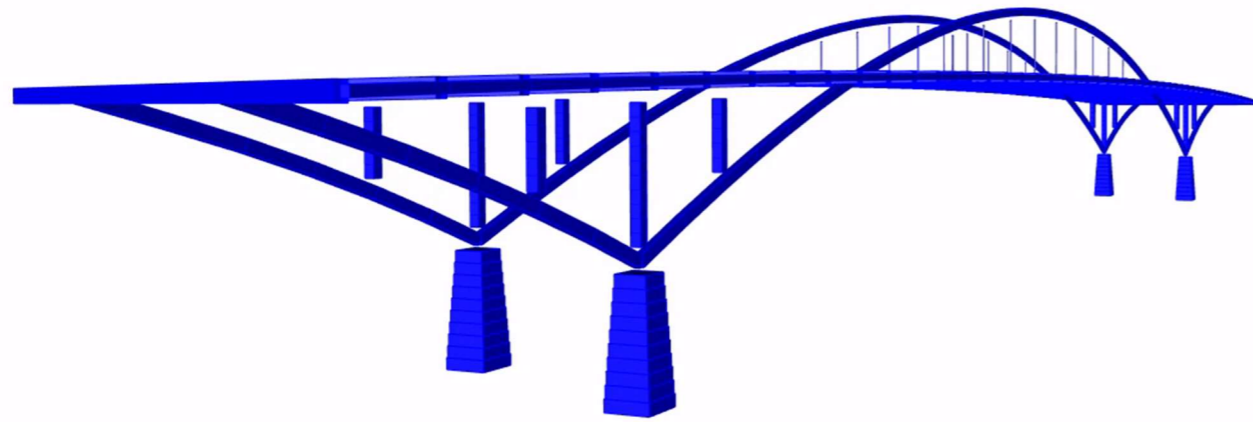


Figura 30 - Vista tridimensional del modelo realizado (fuente: elaboración propia)

En la siguiente figura, se puede ver el modelo sin espesor, con los ejes globales adoptados.

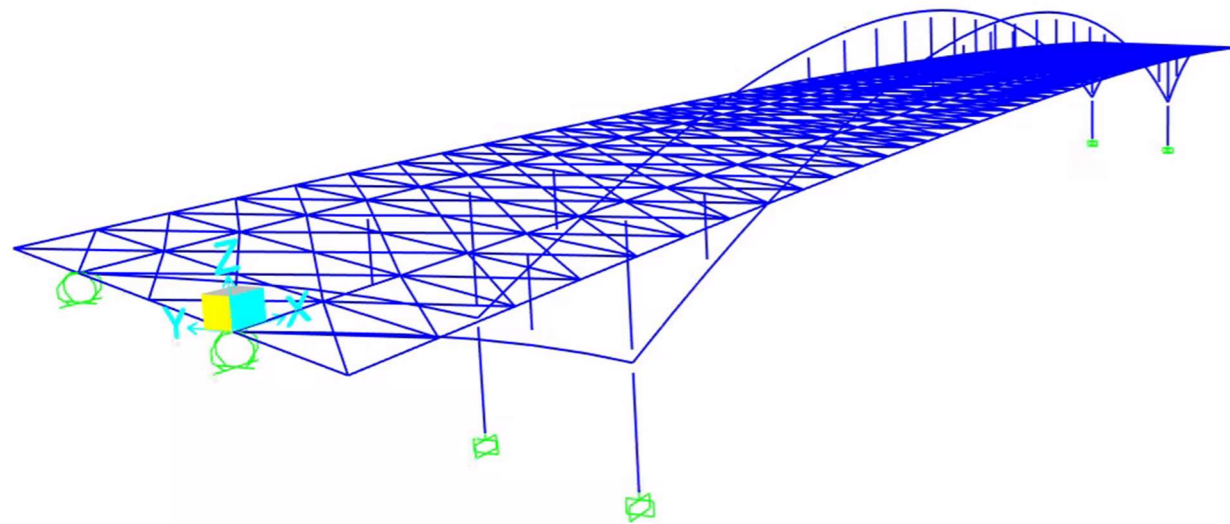


Figura 31 - Vista tridimensional del modelo con los ejes globales (fuente: elaboración propia)

Además, en la figura siguiente, se pueden ver los ejes locales que se utilizan, para elementos que son verticales en el plano XZ, y los que no lo son. Eso es determinante para la interpretación de los signos de los esfuerzos a la hora de comprobar los distintos elementos del modelo. El rojo corresponde al eje local 1, el verde al eje local 2, y el azul al eje local 3.

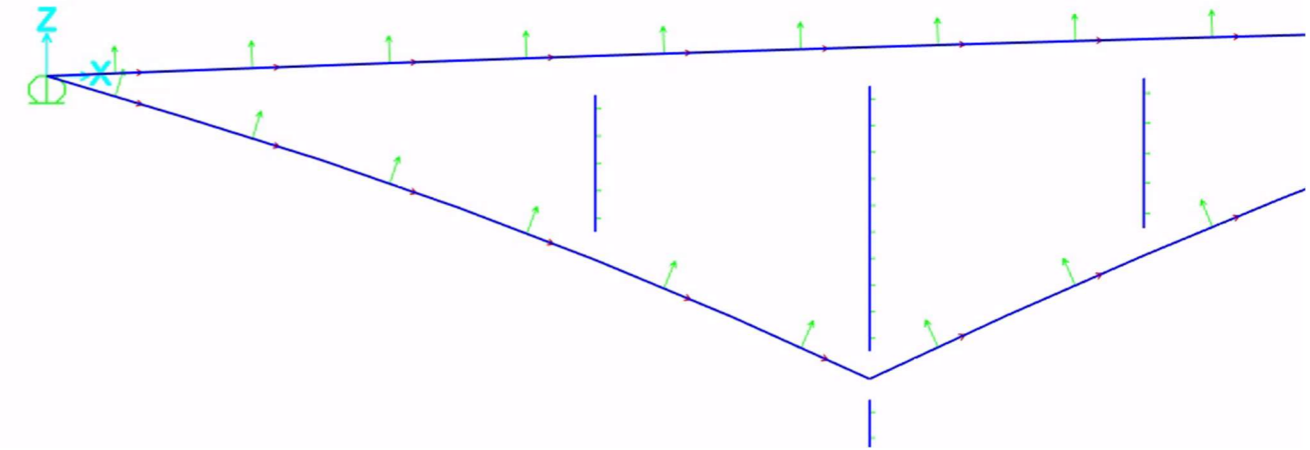


Figura 32 - Vista XZ de una parte del puente, con los ejes locales de los elementos (fuente: elaboración propia)

El primer paso para la definición del modelo ha sido representar en AUTOCAD las vistas longitudinales y en planta del puente. Con la vista longitudinal, se obtienen las coordenadas en X y en Z de los nudos. Mediante la vista en planta del puente, se obtienen todas las coordenadas en Y de los nudos. Una vez obtenidas las coordenadas de todos los nudos del modelo, se han introducido en el modelo con la herramienta de 'Interactive database editing' que permite modificar directamente el modelo utilizando Excel. Luego, se han copiado las coordenadas de los nudos en el Excel del modelo, y se han definido los nudos como *Special Joints*. Eso permite introducir nudos que no estén conectados a ningún elemento del modelo.

Una vez obtenidos los nudos del modelo, y mirando la vista tridimensional ofrecida por el programa, se han conectado los distintos nudos entre ellos a mano, dibujando todas las barras del modelo.

El modelo realizado es un modelo emparrillado, es decir que todos los elementos quedan representados por elementos tipo barras. La losa queda representada por barras también, para poder utilizar el modelo frente a acciones laterales como el viento. Todo eso se precisa a continuación.

#### 6.2.2.1 Arco

Los arcos se definen mediante elementos tipo barra. Recordamos que los arcos se modelan mediante un arco poligonal, lo que significa que la forma parabólica del arco se obtiene discretizando en un número de barras suficiente para aproximarse lo más posible a la forma del arco. Dividir en un número suficiente de barras permite también reducir los efectos parásitos que aparecen en los resultados de los esfuerzos al modelar un elemento que es en la realidad un arco en un cierto número de barras. Se considera que, con una diferencia de ángulo entre nudos extremos de una barra de menos de dos grados, la modelización se aproxima más a la realidad. La discretización definida, con una división entre cada intersección vigas longitudinales y transversales proporciona una discretización que cumple con ese criterio.



Las secciones del arco se introducen mediante la herramienta de secciones tipo *'General'*. Por lo tanto, se introducen las características mecánicas calculadas y mostradas en el apartado correspondiente de este anejo. El material asignado a esas secciones es el acero S355.

#### 6.2.2.2 Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales son secciones mixtas, con el canto de la parte metálica constante. Como ya se han calculado las características mecánicas de las secciones mixtas homogeneizando la losa de hormigón en acero, se modelan las vigas longitudinales en barras de un único material, el acero S355.

Esas vigas se modelan mediante una poligonal de barras. La discretización definida divide las vigas longitudinales en las intersecciones entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

Las secciones de las vigas longitudinales se introducen mediante la herramienta de secciones tipo *'General'*. Por lo tanto, se introducen las características mecánicas calculadas y mostradas en el apartado correspondiente de este anejo.

Cabe destacar que las vigas longitudinales son vigas sobre apoyos rígidos en los extremos al nivel de los estribos, y apoyos elásticos al nivel de las columnas y péndolas. Por lo tanto, el comportamiento de la viga no es directamente asimilable al de una viga sobre apoyos rígidos. Así pues, la fisuración de la losa no se puede tener directamente en cuenta en el modelo. Habría que ejecutar el modelo una vez, para tener una estimación de los esfuerzos y de las tensiones que hay en la losa para saber si la losa de la viga longitudinal está fisurada o no. Por eso, no se ha tenido en cuenta la fisuración de la losa de esas vigas mixtas en el modelo global.

Habría que hacerlo en un modelo ulterior, para obtener una distribución de esfuerzos en la viga longitudinal más *'realista'*.

La directriz de las vigas longitudinales se ha elegido como la fibra neutra a flexión de eje 2 de la sección mixta (termino *'y'* en las tablas de las características mecánicas del apartado correspondiente).

#### 6.2.2.3 Vigas transversales

Las vigas transversales son secciones mixtas, con el canto de la parte metálica variable. Como ya se han calculado las características mecánicas de las secciones mixtas homogeneizando la losa de hormigón en acero, se modelan las vigas transversales en barras de un único material, el acero S355.

La variación de canto de la sección se considera utilizando la herramienta *'NonPrimastic section'*, que permite definir barras con secciones distintas a lo largo de la directriz, realizando una interpolación lineal del módulo de torsión, del área de cortante, y del área de la sección entre las distintas secciones definidas. La interpolación realizada entre las secciones definidas, para los módulos de inercia, se puede definir según las preferencias del usuario: interpolación lineal, cuadrática o cúbica son posibles. En este caso, como la variación de la sección es solamente una variación de canto, en el eje 3 de la barra, se puede realizar una interpolación cuadrática del módulo de inercia de eje 2, y una interpolación lineal del módulo de inercia de eje 3.

Además, se ha tenido en cuenta en el modelo global la fisuración de las vigas transversales. Por eso, se ha supuesto que las vigas transversales son vigas con un vano central apoyado sobre las vigas longitudinales y dos extremos libres. Se puede imaginar aquí que, por las leyes de flectores que se deducen de la hipótesis realizada, que la losa estaría muy traccionada a nivel del nudo entre las vigas transversales y longitudinales. Luego, se ha

supuesto que la losa está fisurada sobre una longitud de 15 % de la luz de los vanos de cada lado del apoyo de las vigas transversales sobre las vigas longitudinales. Esta hipótesis se puede realizar, según el Eurocódigo 4 de estructuras mixtas, en puentes asimilables a vigas sobre apoyos rígidos. Aunque no se trata aquí de apoyos rígidos, se aplica esta simplificación en este caso para tener en cuenta el hecho que los puntos de apoyos serían puntos críticos a nivel de la fisuración de la losa en el eje transversal. Habría que comprobar en un estudio más preciso, analizando los esfuerzos tras haber ejecutado el modelo, que esta hipótesis es correcta, pero no se realizará en este trabajo.

#### 6.2.2.4 Riostras

Las riostras tienen el mismo tratamiento que las vigas transversales, salvo que tienen un canto constante. Se considera la misma hipótesis en cuanto a la fisuración.

#### 6.2.2.5 Péndolas

Las péndolas son barras de acero S520, con los extremos desconectados, es decir que trabajan solamente a axil. Eso se tiene en cuenta utilizando la opción *'Frame releases'*, en la cual se desconecta en un extremo de las péndolas T, M2, M3 (torsión y momentos), y en el otro extremo M2 y M3 (momentos).

La sección de las péndolas se introduce como una sección circular maciza de 97 mm.

#### 6.2.2.6 Columnas

Las columnas son barras, sin ninguna desconexión, puesto que las uniones columna-arco y columna-viga longitudinal se suponen rígidas. La sección de las columnas se introduce utilizando las secciones en cajón predefinidas de SAP2000, indicando los espesores y longitudes de chapas que tienen. Se comprueba luego que las características mecánicas de la sección obtenida con los datos introducidos corresponden con las que se habían calculado en el apartado correspondiente.

Las columnas son elementos que pueden sufrir pandeo, por ser elementos sometidos a compresión. Para captar adecuadamente el pandeo en el análisis tipo *'Buckling'* que se realizará, y dado que este tipo de cálculo es muy sensible a la división de las barras, se ha elegido dividir las columnas cortas (hay 8 en total) en 5 barras, mientras que las columnas largas (hay 4 en total) se dividen en 10 barras.

#### 6.2.2.7 Pilas

Las pilas son elementos con secciones macizas de hormigón armado. Se introducen directamente utilizando las secciones rectangulares de hormigón predefinidas en SAP2000, indicando ancho y longitud.

Las pilas son elementos sometidos a compresiones altas, por lo tanto, pueden pandear, lo cual conviene captarlo, si sucede, en el análisis tipo *'Buckling'*. Dado que tienen una longitud sensiblemente igual a las péndolas largas, se ha decidido usar la misma división. Por lo tanto, las pilas quedan divididas en diez barras.

Dado que la sección de la pila es variable a lo largo de su altura, se ha aprovechado la división de las pilas en diez barras para definir diez secciones de pilas, de P1 (base) a P10 (cabeza). Se ha decidido usar en cada barra de las

pilas la sección media, es decir la sección que se encuentra a media distancia entre los extremos de cada barra. En la figura siguiente, se puede observar la discretización de las pilas que se ha hecho, y las secciones introducidas son las que aparecen en rojo en el siguiente dibujo. El lado más corto es la paralela a la directriz de la viga longitudinal.

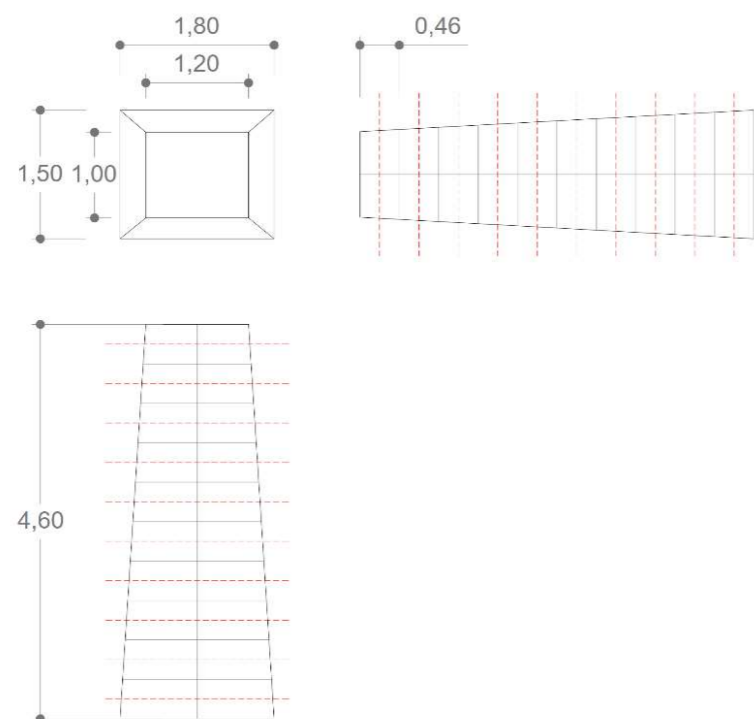


Figura 33 – División de las pilas en diez barras y secciones introducidas en cada barra (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que, en los planos finales, las secciones de las pilas tienen dimensiones mayores. Esto se debe a que, tras haber realizado todos los cálculos y la comprobación de todos los otros elementos del puente, los esfuerzos en la base de la pila eran demasiado elevados y no se podía disponer de una armadura que cumpla con los requisitos del Eurocódigo. Se ha decidido aumentar la rigidez de las secciones. Sin embargo, no se ha vuelto a calcular la estructura con las nuevas secciones de las pilas, es decir las que aparecen en los planos finales. En el proyecto de construcción, habría que ver la influencia del cambio de sección, y del aumento de rigidez de la pila sobre la distribución de los esfuerzos en todo el puente, así como los esfuerzos que aparecen al nivel de la cimentación.

Además, inicialmente, se había previsto disponer apoyos tipo 'pot' en la cabeza de las pilas. Para tener eso en cuenta en el modelo, se han introducido 'Frame releases', es decir desconexiones a T, M2, M3 en cabeza de las secciones, para imponer momentos nulos en la cabeza de las pilas. De la misma forma que para el dimensionamiento de las pilas, se ha visto que esa opción era muy desfavorable para los aparatos de apoyo, por tener que resistir empujes horizontales de los arcos demasiado elevados. Además, no se ha encontrado un aparato de apoyo tipo 'pot' que pudiera resistir la compresión que llega del arco y los empujes horizontales concomitantes. Este tipo de solución suele ser buena para empujes horizontales bajos a moderados, es decir que no tienen que ser más del 30 % de la carga vertical. En nuestro caso, y se verá en los resultados en los apartados de dimensionamiento, la carga horizontal concomitante a la máxima compresión es

aproximadamente el 50 % de esa compresión. Por lo tanto, habría que realizar un apoyo especialmente diseñado para la estructura, que puede ser muy caro. Es por todo eso que se ha decidido presentar en la solución final la unión arco-pila como monolítica.

Sin embargo, como eso se ha visto solamente después de haber comprobado todos los elementos que constituyen el tablero, no se ha vuelto a cambiar las desconexiones en cabeza de la pila. En el caso de un empotramiento, habría que eliminar las desconexiones que se han presentado anteriormente. En el proyecto de construcción, sería necesario volver a calcular la estructura con estas nuevas condiciones para verificar la influencia de la unión monolítica. En todo caso, dada la tipología empleada creemos que esta influencia será limitada y que la solución presentada no sufriría modificaciones sustanciales.

#### 6.2.2.8 Losa

Se ha decidido modelar la losa con elementos tipo barras en vez de elemento tipo placa. Los elementos tipo placa hubieran complicado bastante la definición del modelo, y la salida de resultados sería bastante más compleja, puesto que, con las luces del modelo, cabe esperar que la losa del puente quedaría dividida en muchos elementos, lo cual aumentaría el número de datos a analizar. Además, la introducción de la losa puede generar errores por una definición incorrecta de los nudos de dimensión finita, que son nudos que conectan de forma rígida nudos en distintas posiciones, y en este caso hubiera sido la conexión entre el emparrillado metálico y la losa tipo placa. Dado que el objetivo de este modelo era entender el funcionamiento global de la estructura, limitando el número posible de errores en esa interpretación, y poder obtener unas primeras estimaciones de las dimensiones de las secciones, se ha elegido el modelo emparrillado. Sin embargo, hubiera permitido captar de forma más exacta los anchos eficaces de la losa, que se han obtenido en nuestro caso mediante distintas hipótesis.

La losa en este modelo queda de momento definida mediante la introducción de vigas mixtas homogeneizadas a acero, es decir que la rigidez frente a acciones verticales que proporciona la losa, dentro de su ancho eficaz se ha tenido en cuenta. Sin embargo, la alta rigidez que ofrece la losa frente a acciones horizontales no se ha tenido en cuenta, y de momento, las celdas del emparrillado pueden distorsionarse frente a acciones como el viento. Una manera de limitar este fenómeno y tener en cuenta la rigidez de membrana de la losa es asimilar el medio continuo de la losa, en un medio discreto, definido por barras.

Esa asimilación, se realiza mediante la introducción de unas diagonales en hormigón, cuya área se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$A_D = \frac{G}{E} \cdot \frac{1 + \lambda^2}{2 \cdot \lambda} \cdot h \cdot l_D$$

Con las siguientes notaciones:

Módulo de elasticidad transversal de la losa	$G_c$	MPa
Módulo de deformación secante (Módulo de elasticidad) de la losa	$E_{cm}$	MPa
Coefficiente de Poisson de la losa	$\nu_c$	
Canto de la losa	$h$	m
Separación entre barras transversales	$s_T$	m
Separación entre barras longitudinales	$s_L$	m
Longitud de las barras diagonales	$l_D$	m
Coefficiente adimensional ( $s_T/s_L$ )	$\lambda$	
Coefficiente adimensional mínimo	$\lambda_{min}$	
Coefficiente adimensional máximo	$\lambda_{max}$	
Area de las barras diagonales	$A_D$	m <sup>2</sup>

Tabla 49 – Notaciones utilizadas para la asimilación de la losa en diagonales (fuente: elaboración propia)

Los paneles de losa considerados para la obtención de las barras en diagonal son los que aparecen entre los ejes longitudinales y los ejes transversales definidos en el apartado de la definición de la nomenclatura adoptada. Por ejemplo, entre T01, y T02, como hay 5 ejes longitudinales (L01 a L05), se consideran 4 paneles de losa. Por lo tanto, hay que definir dos tipos de diagonales, uno que sea válido para las aceras, y otro para cada panel de plataforma. Además, como la separación entre vigas transversales es de 2,5 m o de 1,875 m, se deben definir en total 4 tipos de diagonales. Los resultados se muestran a continuación:

Zona	$G_c$ (Mpa)	$E_{cm}$ (Mpa)	$\nu_c$	$h$ (m)	$s_T$ (m)	$s_L$ (m)	$l_D$ (m)	$\lambda_{min}$	$\lambda_{max}$	$\lambda$	$A_D$ (m <sup>2</sup> )
Aceras tipo 1	14198,75	34077	0,2	0,25	2,5	5	5,59	0,577	1,732	0,500	0,728
Plataforma tipo 1	14198,75	34077	0,2	0,25	2,5	4,5	5,15	0,577	1,732	0,556	0,632
Aceras tipo 2	14198,75	34077	0,2	0,25	1,875	5	5,34	0,577	1,732	0,375	0,846
Plataforma tipo 2	14198,75	34077	0,2	0,25	1,875	4,5	4,88	0,577	1,732	0,417	0,715

Tabla 50 - Áreas de diagonales de hormigón introducidas en el modelo (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que la asimilación de la losa en unas diagonales mediante la formula anterior es válido por valores de  $\lambda \in \left[\frac{1}{\sqrt{3}}; \sqrt{3}\right]$ . Estos valores se pueden ver en la tabla anterior en las columnas correspondientes a  $\lambda_{min}$  y  $\lambda_{max}$ . Observamos que el  $\lambda$  obtenido en cada caso no está dentro del intervalo, lo cual significa que la aproximación no es la mejor posible. Sin embargo, vemos que para las diagonales de aceras tipo 1, y de la plataforma tipo 1, que son las celdas entre vigas transversales con una separación de 2,5 m, la aproximación es bastante buena y se acerca del rango de valores recomendados. En los casos de los paneles entre vigas transversales con una separación de 1,875 m, la aproximación es peor, pero estos casos son pocos en comparación con los otros paneles. Recordamos que la separación principal entre vigas es de 2,5 m y que la separación de 1,875 m se aplica solamente a 4 vigas del puente. Por lo tanto, podemos decir que la aproximación es buena a nivel global.

Además, la formula anterior es aplicable normalmente a paneles rectangulares. En nuestro caso, por la oblicuidad del puente, los paneles no son rectángulos, sino unos paralelogramos, lo cual aumenta un poco la imprecisión del método en este caso.

Conviene indicar que no se ha considerado en la rigidez de membrana computada los paneles de losa que quedan superpuestos directamente sobre las vigas longitudinales.

Las diagonales introducidas en el modelo se pueden ver en la figura siguiente:

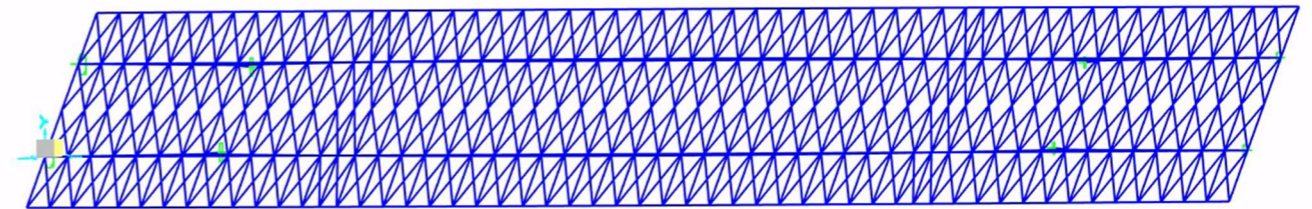


Figura 34 - Vista en planta del modelo con las diagonales introducidas (fuente: elaboración propia)

Las diagonales están desconectadas a flexión en sus extremos para asegurar que la rigidez que aportan esas barras es solamente una rigidez en el plano de la losa, para simular la rigidez de membrana de la losa. También, estos elementos son elementos sin peso. Como se verá más adelante, el peso propio se distribuirá sobre las vigas longitudinales y transversales.

Finalmente, aparecen en la figura anterior, unos nervios longitudinales en los bordes del puente, a nivel del extremo libre de los cuchillos. Esas vigas no existen en la realidad, pero son barras de hormigón de poca rigidez que se han añadido, para conectar los extremos de los cuchillos, y así tener en cuenta que estos nudos quedan unidos en la realidad por la losa. Eso impide que haya unos cuchillos que se muevan de forma aislada, sin que haya una flexión en el sentido longitudinal del puente. Estas barras se han modelado como secciones rectangulares, sin peso, y tienen una sección que corresponde a la losa de hormigón entre la imposta, y la canaleta de los cuchillos.



### 6.2.2.9 Apoyos

Las coacciones en apoyos son las que se muestran en la vista longitudinal siguiente. Son idénticas en el otro eje longitudinal.

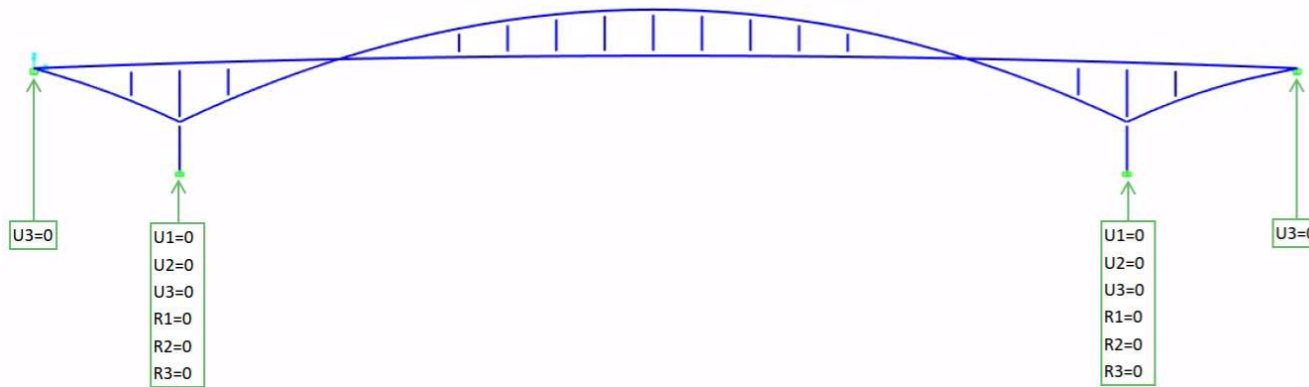


Figura 35 - Coacciones en apoyos (fuente: elaboración propia)

Las notaciones adoptadas son las siguientes:

- U1: Desplazamiento de eje global X
- U2: Desplazamiento de eje global Y
- U3: Desplazamiento de eje global Z
- R1: Giro de eje global X
- R2: Giro de eje global Y
- R3: Giro de eje global Z

### 6.2.2.10 Desconexiones

Las desconexiones empleadas en el modelo se han explicado previamente para cada elemento en los que se han utilizado. A modo de resumen, se muestra una vista longitudinal con los extremos en los que se han aplicado desconexiones. Serían idénticas en la vista longitudinal de eje L04. En la figura siguiente, las desconexiones aparecen con círculos verdes.

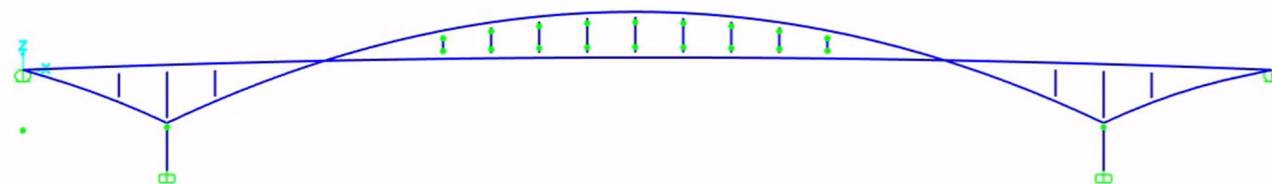


Figura 36 – Vista longitudinal de eje L02 de la ubicación de las desconexiones (fuente: elaboración propia)

### 6.2.2.11 Nudos

Los nudos que se han empleados en la mayoría de los casos son nudos convencionales, que traducen la unión entre varios elementos. Por ejemplo, al nivel de la intersección entre el arco y la viga longitudinal, el nudo que aparece nace de la intersección entre los elementos. De la misma manera, al nivel de la intersección entre el arco de compensación y la viga longitudinal, se ha dispuesto un nudo convencional, sin introducir un nudo de dimensión finita, a pesar de que aparece una excentricidad entre la directriz del arco de compensación y la directriz de la viga longitudinal.

En unos casos particulares, se han introducido nudos de dimensión finita, de tipo 'Body' traduciendo una unión rígida entre distintos nudos. Para tener en cuenta la longitud exacta de las péndolas y de las columnas, se han definido nudos de dimensión finita para unir el extremo 'real' de esas piezas con el borde del arco o de la viga longitudinal. Se ha realizado lo mismo para la unión entre la cabeza de la pila y el nudo de unión entre el arco principal y el arco de compensación. Eso tiene un interés sobre todo en el caso de piezas comprimidas, puesto que resulta particularmente importante tener en cuenta una longitud de piezas que se acerca más a la realidad, por el pandeo que puede ocurrir.

## 7 Acciones

Se definen en este apartado las acciones que se han considerado.

### 7.1 Acciones permanentes

Se explica el cálculo de las acciones permanentes, que son el peso propio y las cargas muertas.

Se adoptan las siguientes notaciones:

Ancho tributario de la viga	b	m
Espesor de la losa	e	m
Area de las Secciones transversales	A	m <sup>2</sup>
Peso propio distribuido	$g_{pp}$	kN/m
Carga muerta distribuida	$g_{CM}$	kN/m
Area de losa en el plano XY	$A_{c,XY}$	m <sup>2</sup>
Longitud cargada de la viga estudiada	$L_{cargada}$	m
Longitud total de la viga estudiada en el modelo	$L_{tot}$	m
Distancia relativa del primer punto de aplicacion de carga respecto al nudo dorsal	$d_{i,rel}$	
Distancia relativa del ultimo punto de aplicacion de carga respecto al nudo dorsal	$d_{f,rel}$	
Cota de la sección de pila considerada	$Z_{sección}$	m
Anchura de la sección transversal de pilas	$b_p$	m
Longitud de la sección transversal de pilas	$L_p$	m
Peso específico del material	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>

Tabla 51 - Notaciones adoptadas (fuente: elaboración propia)

#### 7.1.1 Peso propio

##### 7.1.1.1 Tablero

El peso propio se ha introducido de forma manual, puesto que el programa no puede tener en cuenta que las vigas mixtas, que se han introducido como vigas homogeneizadas en acero, tienen dos materiales. El peso de la parte metálica se ha introducido de forma distribuida sobre las vigas transversales y longitudinales. La carga del perfil metálico de las vigas longitudinales es constante en su directriz, mientras que el peso de la viga transversal es variable, por la variación de canto que tienen. Por lo tanto, se aplica un peso trapezoidal sobre las vigas transversales. El peso de la losa se ha introducido de forma distribuida sobre las vigas transversales, y sobre las vigas longitudinales, considerando el ancho eficaz de esas vigas.

Se usan los siguientes pesos específicos:

Peso específico del acero	$\gamma_a$	78,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico del hormigón	$\gamma_c$	25	kN/m <sup>3</sup>

Tabla 52 - Pesos específicos considerados (fuente: elaboración propia)

Los pesos propios de las secciones metálicas de los distintos elementos son:

Elemento	A (m <sup>2</sup> )	$g_{pp}$ (kN/m)
VL	0,1258	9,8740
Arco	0,1388	10,8924
Riostra	0,0964	7,5674
VT1	0,0432	3,3912
VT2	0,0341	2,6761
VT3	0,0248	1,9461
VT4	0,0190	1,4876
VT5	0,0359	2,8153
VT6	0,0246	1,9287
PE1	0,0074	0,5801
PE2	0,0182	1,4268
PE3	0,0182	1,4268

Tabla 53 - Peso propio de las secciones metálicas (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que, en la figura anterior, el área de la sección de la riostra es distinta al del apartado de las características mecánicas. Eso se debe a que el área de dicho apartado se había obtenido considerando las reducciones por arrastre por cortante. Hay que considerar la sección completa para calcular el peso.

Además, las secciones no presentadas anteriormente son:

- PE1: sección de las péndolas
- PE2: sección de las columnas cortas
- PE3: sección de las columnas largas

El peso propio de la losa es:

Elemento	e (m)	$A_{c,XY}$ (m <sup>2</sup> )	$L_{cargada}$ (m)	$L_{tot}$ (m)	$L_{cargada}/L_{tot}$	$d_{i,rel}$	$d_{f,rel}$	$g_{pp}$ (kN/m)
VL	0,27	381,9320	130	130	1,0000	-	-	19,83
VT_a_A1	0,27	10,1000	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	15,85
VT_b_A1	0,27	8,8370	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	13,87
VT_c_A1	0,27	7,5750	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	11,89
R_A1	0,27	6,6630	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	10,45
VT_a_P_23	0,27	8,8500	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	15,85
VT_b_P_23	0,27	7,7470	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	13,87
VT_c_P_23	0,27	6,6375	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	11,89
R_P_23	0,27	5,8385	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	10,46

Tabla 54 - Peso propio de la losa de hormigón (fuente: elaboración propia)

La nomenclatura adoptada en la tabla anterior es:

- VT\_a\_A1: Viga transversal de tipo a, entre los ejes longitudinales L01 y L02
- VT\_b\_A1: Viga transversal de tipo b, entre los ejes longitudinales L01 y L02
- VT\_c\_A1: Viga transversal de tipo c, entre los ejes longitudinales L01 y L02
- R\_A1: Riostra entre los ejes longitudinales L01 y L02
- VT\_a\_P\_23: Viga transversal de tipo a, de la plataforma, entre los ejes longitudinales L02 y L03

El resto de la nomenclatura se deduce directamente de los elementos anteriores.

Observamos que el canto de la losa que se ha utilizado es una cota superior al canto, puesto que varía en la sección transversal. Las columnas con  $d_{i,rel}$  y  $d_{f,rel}$  muestran las distancias relativas de inicio y de fin de la carga distribuida que se aplica. No se cargan completamente las vigas transversales del peso de la losa, puesto que se hace el reparto entre el ancho eficaz de la viga longitudinal, y el resto se atribuye a las vigas transversales. Por eso, no aparecen estos términos para la viga longitudinal.

Las cargas a aplicar en los elementos simétricos respecto al eje del puente se obtienen de forma idéntica.

#### 7.1.1.2 Pilas de hormigón

Se calcula el peso de las secciones de hormigón de las pilas. Los resultados se muestran a continuación.

Elemento	Sección	$z_{sección}$ (m)	$b_p$ (m)	$L_p$ (m)	Area (m <sup>2</sup> )	$g_{pp}$ (kN/m)
P1	Base	0	1,5	1,8	2,7000	67,50
	Cabeza	0,46	1,45	1,74	2,5230	63,08
P2	Base	0,46	1,45	1,74	2,5230	63,08
	Cabeza	0,92	1,4	1,68	2,3520	58,80
P3	Base	0,92	1,4	1,68	2,3520	58,80
	Cabeza	1,38	1,35	1,62	2,1870	54,68
P4	Base	1,38	1,35	1,62	2,1870	54,68
	Cabeza	1,84	1,3	1,56	2,0280	50,70
P5	Base	1,84	1,3	1,56	2,0280	50,70
	Cabeza	2,3	1,25	1,5	1,8750	46,88
P6	Base	2,3	1,25	1,5	1,8750	46,88
	Cabeza	2,76	1,2	1,44	1,7280	43,20
P7	Base	2,76	1,2	1,44	1,7280	43,20
	Cabeza	3,22	1,15	1,38	1,5870	39,68
P8	Base	3,22	1,15	1,38	1,5870	39,68
	Cabeza	3,68	1,1	1,32	1,4520	36,30
P9	Base	3,68	1,1	1,32	1,4520	36,30
	Cabeza	4,14	1,05	1,26	1,3230	33,08
P10	Base	4,14	1,05	1,26	1,3230	33,08
	Cabeza	4,6	1	1,2	1,2000	30,00

Tabla 55 - Peso propio de las pilas (fuente: elaboración propia)<sup>4</sup>

<sup>4</sup> Los pesos obtenidos son los calculados con la sección que se había planteado antes de aumentar por última vez la sección de las pilas. En un proyecto de construcción, habría que volver a calcular los pesos con la nueva sección.

Finalmente, se introducen todos los pesos calculados en este apartado en el modelo mediante un único caso de carga: PP (por peso propio).

#### 7.1.2 Cargas muertas

##### 7.1.2.1 Pavimento y aceras

La introducción de las cargas muertas del pavimento y de las aceras es idéntico al del peso propio de la losa. Por lo tanto, se muestran directamente los resultados.

Además, se debe considerar que los recubrimientos de aceras y plataforma pueden variar entre + 40 % y - 20 % respecto a la carga muerta nominal (EN-1991-1.1). Por lo tanto, hay en total tres casos de carga que hay que introducir en el modelo:

- CM\_nom: Carga muerta nominal. Los valores se muestran en la tabla siguiente.
- CM\_max: Carga muerta máxima. Se obtiene computando un aumento de 40% de las cargas de la tabla siguiente.
- CM\_min: Carga muerta mínima. Se obtiene computando una disminución de 20% de las cargas de la tabla siguiente.

Superficie	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Espesor (m)							
Pavimento	23	0,07							
Aceras	23	0,07							
Elemento	e (m)	$A_{c,XY}$ (m <sup>2</sup> )	$L_{cargada}$ (m)	$L_{tot}$ (m)	$L_{cargada}/L_{tot}$	$d_{i,rel}$	$d_{f,rel}$	$g_{CM}$ (kN/m)	
VL	0,07	381,932	130	130	1,0000	-	-	4,73	
VT_a_A1	0,07	10,1	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	3,78	
VT_b_A1	0,07	8,837	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	3,31	
VT_c_A1	0,07	7,575	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	2,83	
R_A1	0,07	6,663	4,302	5,8561	0,7346	0,0000	0,7346	2,49	
VT_a_P_23	0,07	8,85	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	3,78	
VT_b_P_23	0,07	7,747	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	3,31	
VT_c_P_23	0,07	6,6375	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	2,84	
R_P_23	0,07	5,8385	3,769	5,3239	0,7079	0,2921	1,0000	2,49	

Tabla 56 - Cargas muertas debidas al pavimento y a las aceras (fuente: elaboración propia)



### 7.1.2.2 Sistemas de contención

Los sistemas de contención (barandillas, pretiles metálicos encima de perfiles de hormigón prefabricado) son cargas asimilables a cargas distribuidas sobre la longitud. Se aplican sobre las cargas transversales como cargas puntuales, multiplicando la carga distribuida por la separación entre vigas transversales. Se muestran los resultados obtenidos. La columna  $d_{i,rel}$  indica la distancia relativa respecto al nudo dorsal del elemento a la cual se aplica la carga puntual.

Tipo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_{CM}$ (kg/m)	$A_{trans}$ (m <sup>2</sup> )	$g_{CM}$ (kN/m)
Pretel metálico	78,5	-	-	5,00
Perfil prefabricado	25	-	0,131	3,28
Barandilla	78,5	24	-	0,24

Elemento	$L_{tot}$ (m)	$s_T$ (m)	$G_{CM}$ (kN)	$d_{i,abs}$ (m)	$d_{i,rel}$
VT_a_P_23	5,3239	2,5	20,69	1,089	0,2045
VT_b_P_23	5,3239	2,1875	18,10	1,089	0,2045
VT_c_P_23	5,3239	1,875	15,52	1,089	0,2045
R_P_23	5,3239	1,25	10,34	1,089	0,2045
VT_a_P_34	5,3239	2,5	20,69	4,235	0,7955
VT_b_P_34	5,3239	2,1875	18,10	4,235	0,7955
VT_c_P_34	5,3239	1,875	15,52	4,235	0,7955
R_P_34	5,3239	1,25	10,34	4,235	0,7955
VT_a_A1	5,8561	2,5	0,59	0,107	0,0183
VT_b_A1	5,8561	2,1875	0,52	0,107	0,0183
VT_c_A1	5,8561	1,875	0,44	0,107	0,0183
R_A1	5,8561	1,25	0,29	0,107	0,0183
VT_a_A2	5,8561	2,5	0,59	5,749	0,9817
VT_b_A2	5,8561	2,1875	0,52	5,749	0,9817
VT_c_A2	5,8561	1,875	0,44	5,749	0,9817
R_A2	5,8561	1,25	0,29	5,749	0,9817

Tabla 57 - Cargas muertas debidas a los sistemas de contención (fuente: elaboración propia)

### 7.1.2.3 Canaletas e impostas

Los canaletas e impostas son cargas asimilables a cargas distribuidas sobre la longitud. Se aplican sobre las cargas transversales como cargas puntuales, multiplicando la carga distribuida por la separación entre vigas transversales. Se muestran los resultados obtenidos. La columna  $d_{i,rel}$  indica la distancia relativa respecto al nudo dorsal del elemento a la cual se aplica la carga puntual.

Tipo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$A_{trans}$ (m <sup>2</sup> )	$g_{CM}$ (kg/m)	$g_{CM}$ (kN/m)
Canaleta_P	-	-	21,5	0,21
Canaleta_A	-	-	16,2	0,16
Imposta	25	0,101	-	2,53

#### Carga muerta de las canaletas en el modelo

Elemento	$L_{tot}$ (m)	$s_T$ (m)	$G_{CM}$ (kN)	$d_{i,abs}$ (m)	$d_{i,rel}$
VT_a_P_23	5,3239	2,5	0,53	1,684	0,3163
VT_b_P_23	5,3239	2,1875	0,46	1,684	0,3163
VT_c_P_23	5,3239	1,875	0,40	1,684	0,3163
R_P_23	5,3239	1,25	0,26	1,684	0,3163
VT_a_P_34	5,3239	2,5	0,53	3,6399	0,6837
VT_b_P_34	5,3239	2,1875	0,46	3,6399	0,6837
VT_c_P_34	5,3239	1,875	0,40	3,6399	0,6837
R_P_34	5,3239	1,25	0,26	3,6399	0,6837
VT_a_A1	5,8561	2,5	0,40	0,559	0,0955
VT_b_A1	5,8561	2,1875	0,35	0,559	0,0955
VT_c_A1	5,8561	1,875	0,30	0,559	0,0955
R_A1	5,8561	1,25	0,20	0,559	0,0955
VT_a_A2	5,8561	2,5	0,40	5,2971	0,9045
VT_b_A2	5,8561	2,1875	0,35	5,2971	0,9045
VT_c_A2	5,8561	1,875	0,30	5,2971	0,9045
R_A2	5,8561	1,25	0,20	5,2971	0,9045

#### Carga muerta de las impostas en el modelo

Elemento	$L_{tot}$ (m)	$s_T$ (m)	$G_{CM}$ (kN)	$d_{i,abs}$ (m)	$d_{i,rel}$
VT_a_A1	5,8561	2,5	6,31	0	0
VT_b_A1	5,8561	2,1875	5,52	0	0
VT_c_A1	5,8561	1,875	4,73	0	0
R_A1	5,8561	1,25	3,16	0	0
VT_a_A2	5,8561	2,5	6,31	5,8561	1
VT_b_A2	5,8561	2,1875	5,52	5,8561	1
VT_c_A2	5,8561	1,875	4,73	5,8561	1
R_A2	5,8561	1,25	3,16	5,8561	1

Tabla 58 - Cargas muertas debidas a las canaletas e impostas (fuente: elaboración propia)

Finalmente, se introducen todas las cargas muertas de pavimento y aceras en el modelo mediante los tres casos de carga enunciados anteriormente, y se añaden las otras cargas muertas (sistemas de contención, canaletas e impostas) en los tres casos de carga.

7.2 Acciones variables: sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso se divide en dos grandes categorías en los puentes: la carga debida al tráfico de vehículos, y la carga debida a los peatones.

7.2.1 Acciones debidas al tráfico

Se presentan las acciones debidas al tráfico de vehículos.

7.2.1.1 Determinación de los carriles virtuales

El primer paso para la aplicación de las cargas de tráfico es la división de la plataforma en carriles virtuales y áreas remanentes.

Carriageway width $w$	Number of notional lanes	Width of a notional lane $w_l$	Width of the remaining area
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m,  $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$ , and the width of the remaining area is  $11 - 3 \times 3 = 2$ m.

Figura 37 - Definición de los carriles virtuales y área remante (fuente: Tabla 4.1 de EN 1991-2:2003)

En este caso, la plataforma se define como el área que queda dentro de los dos pretilos metálicos. Obtenemos:

Luz del puente	L	130 m
Ancho de la plataforma	w	7,5 m
Número de carriles virtuales	$n_l$	2 m
Ancho de un carril virtual	$w_l$	3 m
Ancho del área remanente	$w_r$	1,5 m

Tabla 59 – Determinación de los carriles virtuales y del área remanente (fuente: elaboración propia)

Una vez establecidos los carriles virtuales, hay que realizar una numeración de los carriles, según sea el carril más desfavorable, o el segundo más desfavorable para el efecto considerado. El carril virtual 1 es el más desfavorable y el 2 el segundo más desfavorable. Como eso es variable según el caso que se desea estudiar; se llaman carril virtual a o b, para no confundir con la numeración del Eurocódigo. Obtenemos luego 2 configuraciones: el área remanente está pegada al pretil al lado del eje longitudinal L02, y queda dentro de los

ejes longitudinales L02 y L03, y los carriles a y b ocupan el resto del espacio de la plataforma. Está configuración utilizará la siguiente nomenclatura:

- AR23: área remanente dentro de L02 Y L03, pegado al pretil de esta zona
- AR23\_CVa: carril virtual a, con el área remanente en posición AR23
- AR23\_CVb: carril virtual b, con el área remanente en posición AR23

En cualquier caso, el carril a será siempre el carril más próximo al eje L02, mientras que el carril b será siempre el carril más próximo al eje L04. En la otra configuración, se obtiene:

- AR34: área remanente dentro de L03 Y L04, pegado al pretil de esta zona
- AR34\_CVa: carril virtual a, con el área remanente en posición AR34
- AR34\_CVb: carril virtual b, con el área remanente en posición AR34

Entonces, tenemos dos configuraciones que hay que analizar. En cada configuración, el carril a puede ser el más desfavorable, o el b, según el efecto que se analiza. Se muestran a continuación las dos configuraciones posibles para la división de la plataforma en carriles virtuales.

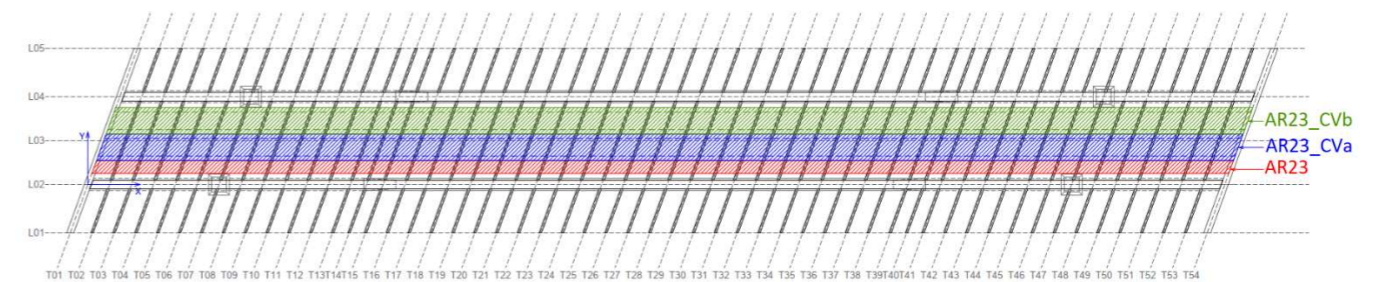


Figura 38 - Configuración AR23 (fuente: elaboración propia)

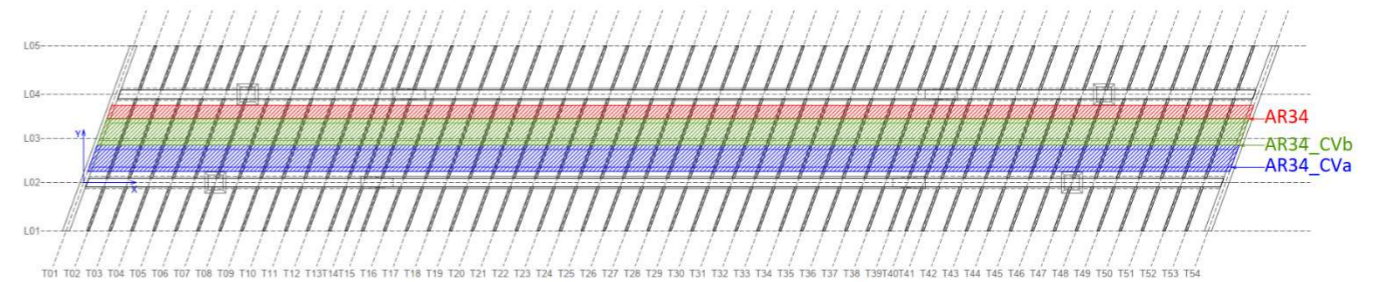


Figura 39 - Configuración AR34 (fuente: elaboración propia)

7.2.1.2 LM1

En el Eurocódigo, aparecen distintos modelos de carga de tráfico.

- Modelo 1: reproduce las condiciones de tráfico para comprobaciones globales y locales. Se compone de cargas de tráfico distribuidas en cada carril virtual, y 4 cargas puntuales que representan las ruedas de los vehículos. Solo se debe considerar un vehículo por carril virtual, por lo tanto, hay únicamente 4 cargas puntuales por carril virtual. La posición del vehículo puede estar en cualquier posición a lo largo del eje del carril, según el efecto que se quiere analizar, pero tiene que estar siempre centrado en el carril para comprobaciones globales.



- Modelo 2: reproduce las condiciones de tráfico en elementos estructurales cortos. Como se usa únicamente para comprobaciones locales, no se considera en nuestro caso, puesto que el estudio se limita a comprobaciones globales.
- Modelo 3: hace referencia a vehículos especiales. Se debe considerar únicamente si se demanda de forma explícita en el contrato. Aquí, no se va a considerar.
- Modelo 4: representa aglomeraciones de peatones. Es particularmente relevante en puentes urbanos. Dado el estudio que se ha hecho del contexto de la zona de estudio, en anejos previos, es importante tenerlo en cuenta para las comprobaciones. Se estudiará en el apartado de las acciones debidas a los peatones.

Se estudia en este apartado el modelo 1 de carga.

Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (or $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area ( $q_{rk}$ )	0	2,5

The details of Load Model 1 are illustrated in Figure 4.2a.

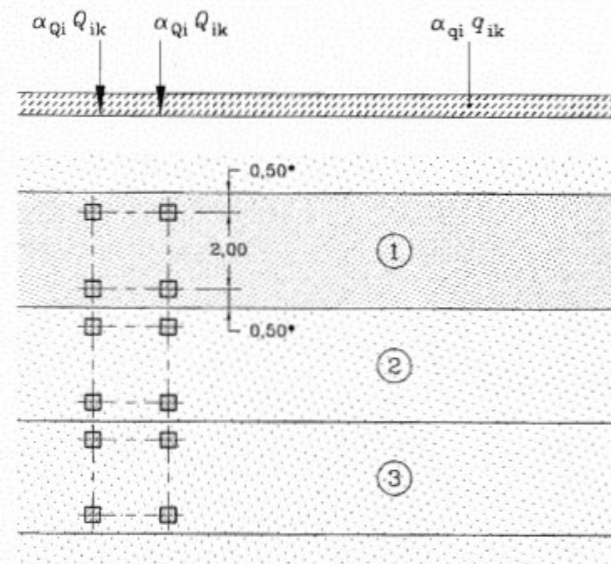


Figura 40 – Modelo 1 de cargas de tráfico (fuente: apartado 4.3.2 de EN 1991-2:2003)

En nuestro caso, las cargas a considerar son:

Ubicación	$Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )
CV-1	300	9
CV-2	200	2,5
Area remanente	0	2,5

Tabla 60 - Cargas a considerar en cada zona de la plataforma (fuente: elaboración propia)

Las notaciones adoptadas en la tabla anterior son las siguientes:

Valor característico de la carga puntual de una rueda	$Q_{ik}$	kN
Valor característico de la carga distribuida sobre un CV-i	$q_{ik}$	kN/m <sup>2</sup>

Figura 41 - Notaciones utilizadas para el modelo 1 de carga (fuente: elaboración propia)

Una vez conocidas las cargas que hay que aplicar, tenemos que saber cuál es el carril virtual 1 (más desfavorable) y el 2. Dado que hay muchas situaciones que hay que considerar, y el caso más desfavorable puede variar según el elemento que se considera, o el efecto que se contempla, se va a automatizar el cálculo. El método utilizado se explica a continuación.

Las cargas de tráfico se aplican como una carga "unitaria", que luego se multiplicaran a la hora de combinar para determinar la posición de carriles pésima. Así, no hay que definir distintas cargas según el carril sea el más desfavorable o no.

Para la sobrecarga uniforme, algunas partes del puente pueden estar cargadas o no. Por lo tanto, se va a dividir cada carril virtual y el área remanente en 53 tramos. Estos tramos corresponden a la división del puente por las vigas transversales. Luego, se aplicarán en cada zona cargas superficiales unitarias sobre los tramos, que se multiplican por el ancho tributario de las vigas transversales. De esta manera, se obtienen cargas distribuidas a la largo de la directriz de las vigas transversales. Se adopta la siguiente nomenclatura:

Nomenclatura	Posición del AR	CV (a, b o c)	Tramo (01 a N)	Tipo	Descripción
AR23_SC-CV-i-j	VT23XX	i	j	Distribuida	Sobrecarga uniforme sobre el tramo j del carril virtual i, considerando el área remanente pegado a la viga longitudinal VL02, sobre las vigas transversales VT23XX
AR34_SC-CV-i-j	VT34XX	i	j	Distribuida	Sobrecarga uniforme sobre el tramo j del carril virtual i, considerando el área remanente pegado a la viga longitudinal VL04, sobre las vigas transversales VT34XX
AR23-j	VT23XX	-	j	Distribuida	Sobrecarga uniforme sobre el tramo j del área remanente 23, considerando el área remanente pegado a la viga longitudinal VL02, sobre las vigas transversales VT23XX
AR34-j	VT34XX	-	j	Distribuida	Sobrecarga uniforme sobre el tramo j del área remanente 34, considerando el área remanente pegado a la viga longitudinal VL04, sobre las vigas transversales VT34XX

Figura 42 - Nomenclatura adoptada para la definición de los casos de carga de la sobrecarga uniforme (fuente: elaboración propia)

La aplicación de las cargas unitarias se puede automatizar mediante el uso de una hoja Excel. Estos resultados se han incorporado luego directamente en el modelo, mediante la modificación de la base de datos de Excel del modelo SAP2000.

En cuanto a la carga del vehículo pesado, puede ocupar únicamente una posición a lo largo de cada carril. Se han analizado distintas configuraciones que se muestran a continuación:



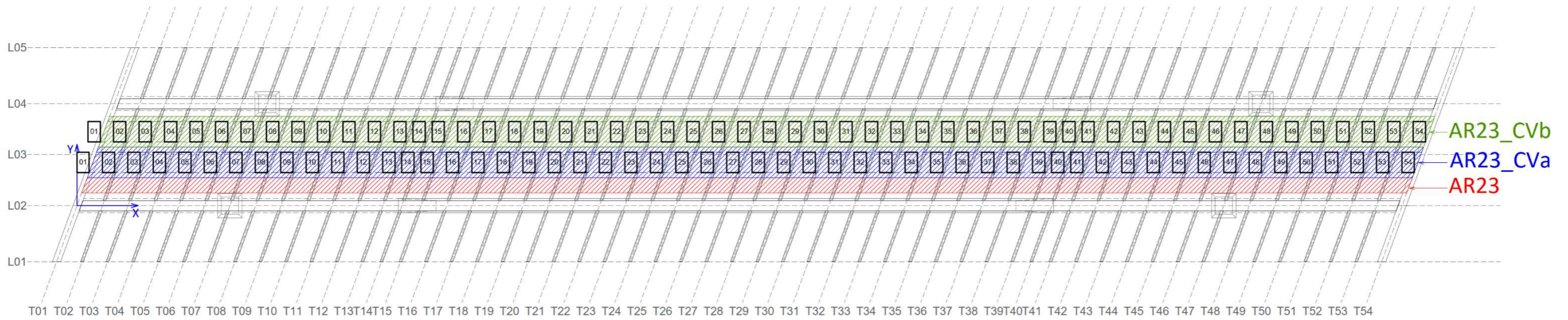


Figura 43 – Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR23, parte 1 (fuente: elaboración propia)

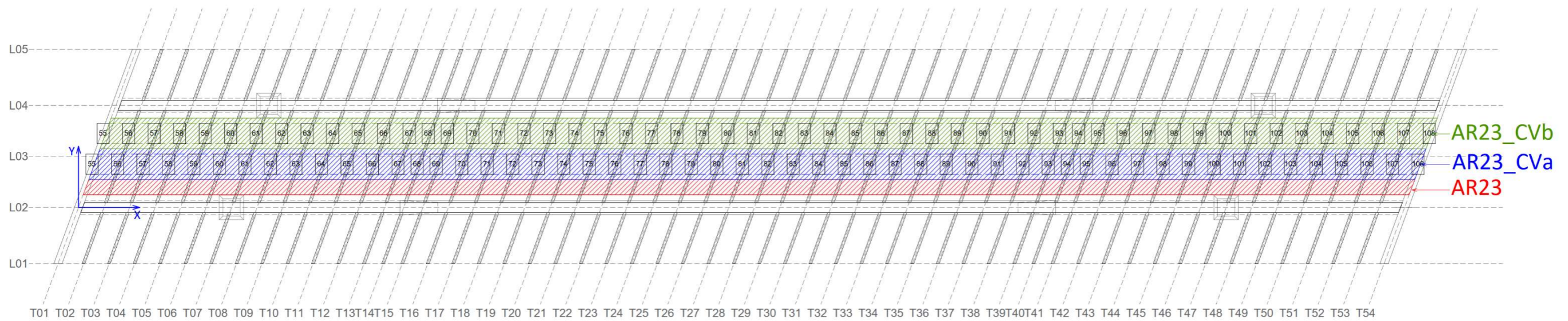


Figura 44 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR23, parte 2 (fuente: elaboración propia)



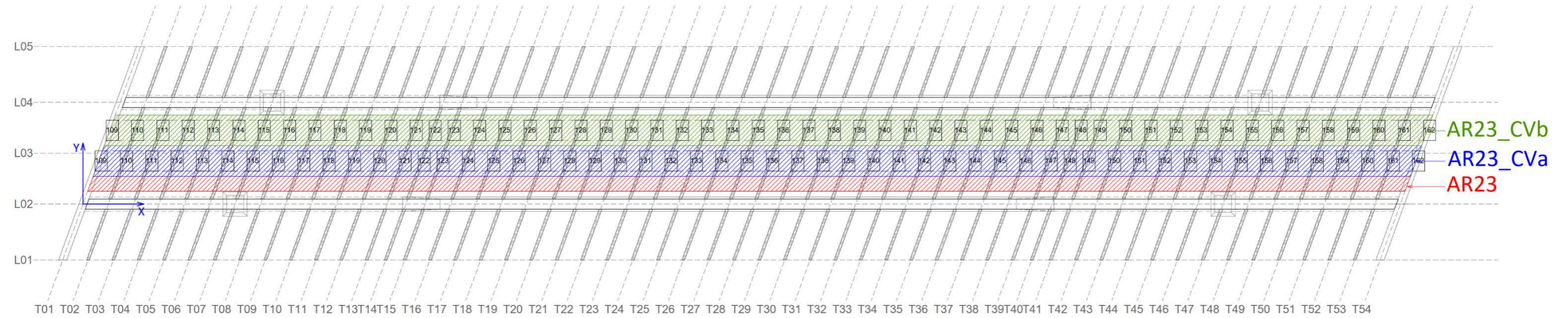


Figura 45 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR23, parte 3 (fuente: elaboración propia)

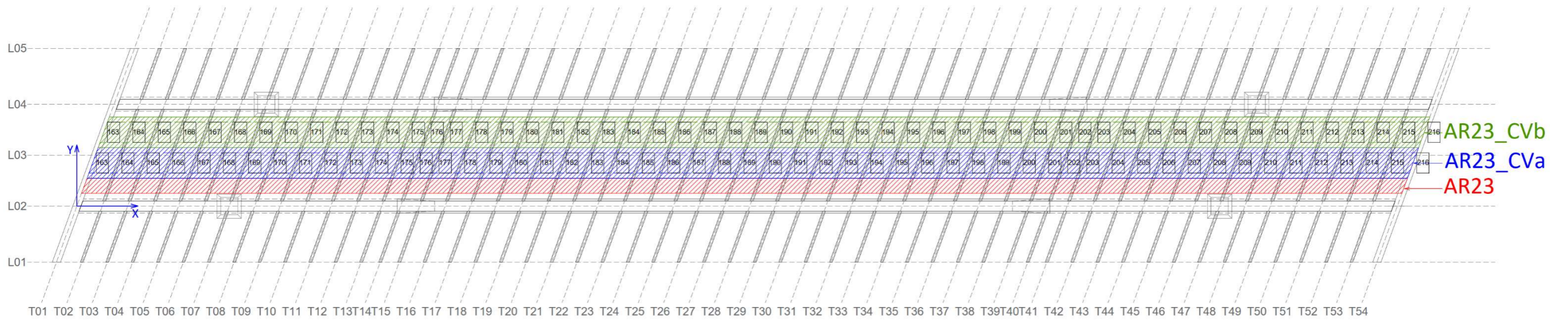


Figura 46 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR23, parte 4 (fuente: elaboración propia)



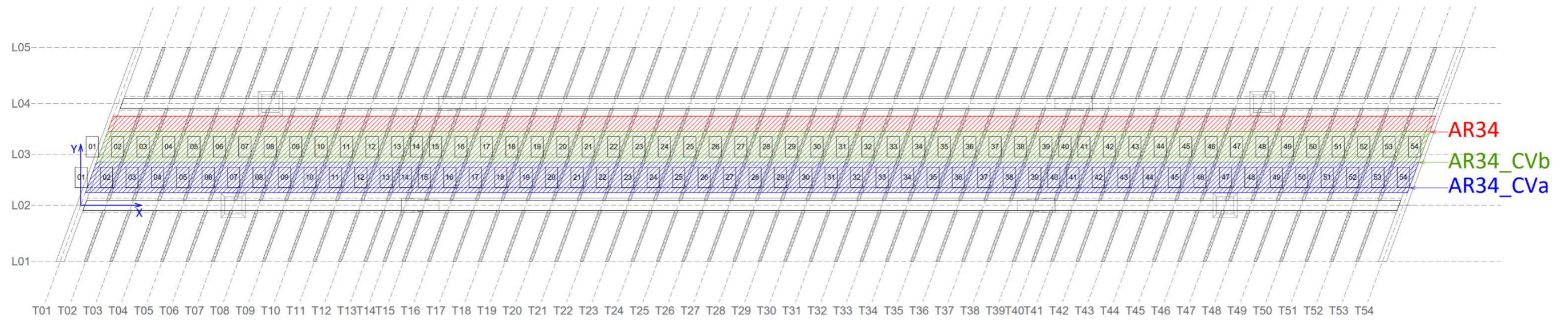


Figura 47 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR34, parte 1 (fuente: elaboración propia)

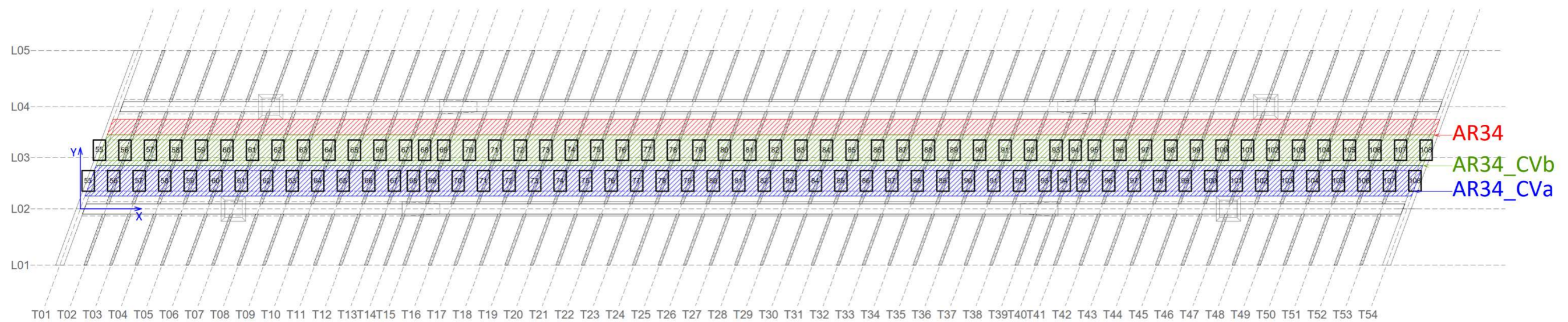


Figura 48 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR34, parte 2 (fuente: elaboración propia)



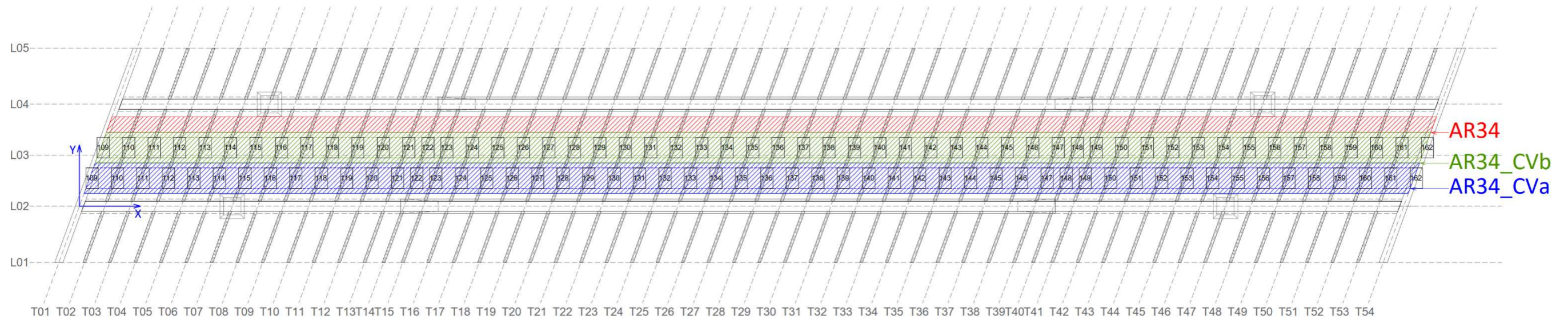


Figura 49 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR34, parte 3 (fuente: elaboración propia)

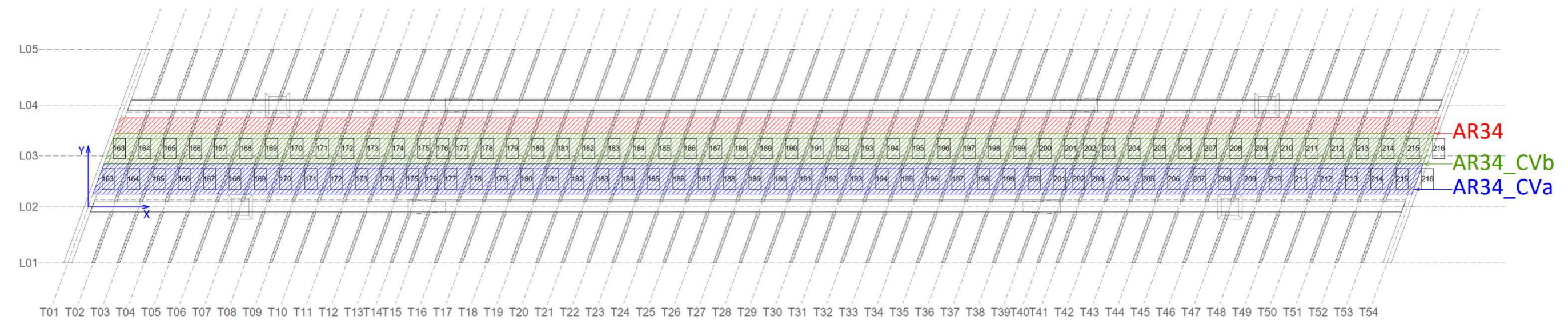


Figura 50 - Posiciones de los vehículos pesados en la configuración AR34, parte 4 (fuente: elaboración propia)



Observamos que, para cada configuración, hay 216 posiciones contempladas en cada carril virtual. Inicialmente, se habían planteado más casos de carga, pero dibujando las distintas posiciones en AUTOCAD, resultaba que muchas posiciones eran prácticamente idénticas, por la pequeña separación que hay entre vigas transversales. Por eso, se ha reducido de forma considerable el número de posiciones. En las figuras anteriores, las esquinas de los rectángulos representan el centro de la rueda. Imaginando un recorrido del vehículo pesado en el sentido del eje global del modelo X+, las distintas posiciones características ocupadas por el vehículo pesado:

- Rueda derecha del eje delantero del vehículo pesado encima de la viga transversal (parte 1)
- Rueda izquierda del eje delantero del vehículo pesado encima de la viga transversal (parte 2)
- Rueda derecha del eje trasero del vehículo pesado encima de la viga transversal (parte 3)
- Rueda izquierda del eje trasero del vehículo pesado encima de la viga transversal (parte 4)

Con estas posiciones, se ha obtenido una discretización del puente que hace pensar, de forma razonable, que se pueden captar la mayoría de los casos más desfavorables para cada elemento del puente.

Las cargas puntuales se introducen también como cargas 'unitarias'. En efecto, según el carril sea el más desfavorable, o el segundo, el valor del vehículo pesado cambia. Tomando el valor más bajo que puede tener la carga total del vehículo pesado, es decir 200 kN, lo cual se reparte en 4 cargas de 50 kN sobre las ruedas, solo hará falta, una vez introducido este vehículo pesado tipo en el modelo, multiplicar por coeficientes de ponderación para considerar que el carril a es el más desfavorable, o el b, etc. De nuevo, se ha preparado una hoja Excel para automatizar completamente el cálculo, y luego introducir los resultados en la base de datos Excel del modelo SAP2000.

Nomenclatura	Posición del AR	CV (a, b o c)	Posición (01 a N)	Tipo	Descripción
AR23_VP-CVI-j	VT23XX	i	j	Puntual	Cargas puntuales debidas a la posición j del carril virtual i, considerando el área remanente pegado a la viga longitudinal VL02, sobre las vigas transversales VT23XX
AR34_VP-CVI-j	VT34XX	i	j	Puntual	Cargas puntuales debidas a la posición j del carril virtual i, considerando el área remanente pegado a la viga longitudinal VL04, sobre las vigas transversales VT34XX

Figura 51 - Nomenclatura adoptada para la definición de los casos de carga de los vehículos pesados (fuente: elaboración propia)

En la hoja Excel, se ha utilizado la nomenclatura de la figura anterior, y el cálculo de las cargas sobre las vigas transversales necesita dos datos: la posición de cada rueda sobre la viga transversal, para saber dónde se ubica la carga; y la distancia, medida sobre el eje global X entre la rueda y las vigas transversales afectadas por la rueda. Conociendo esta distancia, se hace un reparto proporcional de la carga de la rueda entre las vigas transversales afectadas. Por ejemplo, si una rueda cae directamente por encima de una viga transversal, dicha viga recoge completamente la carga de la rueda. Si la rueda cae entre dos vigas transversales, según la distancia medida sobre el eje X de la rueda respecto a las dos vigas, cada viga tendrá una carga distinta si la rueda no cae exactamente en medio de las dos.

### 7.2.1.3 Fuerzas de frenado y aceleración

Las fuerzas de frenado y aceleración se definen como:

(1) P A braking force,  $Q_{ik}$ , shall be taken as a longitudinal force acting at the surfacing level of the carriageway.

(2) The characteristic value of  $Q_{ik}$ , limited to 900 kN for the total width of the bridge, should be calculated as a fraction of the total maximum vertical loads corresponding to the Load Model 1 likely to be applied on Lane Number 1, as follows :

$$Q_{ik} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

$$180\alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{ik} \leq 900 (kN) \quad (4.6)$$

where :

$L$  is the length of the deck or of the part of it under consideration.

NOTE 1 For example,  $Q_{ik} = 360 + 2,7L (\leq 900 \text{ kN})$  for a 3m wide lane and for a loaded length  $L > 1,2 \text{ m}$ , if  $\alpha$  factors are equal to unity.

NOTE 2 The upper limit (900 kN) may be adjusted in the National Annex. The value 900 kN is normally intended to cover the maximum braking force of military vehicles according to STANAG<sup>6</sup>.

(3) Horizontal forces associated with Load Model 3 should be defined where appropriate.

NOTE The National Annex may define horizontal forces associated with Load Model 3.

(4) This force should be taken into account as located along the axis of any lane. However, if the eccentricity effects are not significant, the force may be considered to be applied only along the carriageway axis, and uniformly distributed over the loaded length.

(5) Acceleration forces should be taken into account with the same magnitude as braking forces, but in the opposite direction.

NOTE Practically this means that  $Q_{ik}$  may be negative as well as positive.

Figura 52 - Definición de las fuerzas de frenado y aceleración (fuente: elaboración propia)

La carga de frenado es una fuerza que se aplica en el centro del carril virtual 1. Puede estar aplicada en el sentido X+ o X- del modelo (con estos dos sentidos, equivale a estudiar frenado y aceleración). La resultante se divide entre los nudos de las vigas longitudinales, pero se divide teniendo en cuenta el carril en el que se aplica. En efecto, como puede estar aplicada en el carril virtual a o b, y en cada tipo de configuración, la carga se reparte entre las dos vigas longitudinales teniendo en cuenta la distancia a la cual se aplica respecto a las vigas. Se realiza entonces un reparto proporcional a las distancias. Una vez obtenidas las cargas de frenado por metro lineal de viga longitudinal, se obtiene la carga a aplicar en cada nudo de esas vigas multiplicando por la separación longitudinal entre nudos.

Se aplica también un momento por ser una carga aplicada al nivel del pavimento. Este momento se obtiene multiplicando la carga en cada nudo, por la distancia entre el pavimento y la fibra neutra de las vigas longitudinales.

Cabe destacar que se ha considerado únicamente la fuerza de frenado aplicada a la longitud total del puente y no se ha dividido en tramos. Según lo que se ha comentado, se deben considerar 8 casos de carga, por tener dos configuraciones de carriles virtuales, dos carriles en los que se puede aplicar la carga de frenado, y dos sentidos posibles.

La nomenclatura adoptada es la siguiente:

Nomenclatura	Descripción
AR23_FRI-1	Carga de FRENADO aplicada sobre el carril virtual i, en el sentido 1 (X+) considerando la posición del área remanente en posición AR23
AR23_FRI-2	Carga de FRENADO aplicada sobre el carril virtual i, en el sentido 2 (X-) considerando la posición del área remanente en posición AR23
AR34_FRI-1	Carga de FRENADO aplicada sobre el carril virtual i, en el sentido 1 (X+) considerando la posición del área remanente en posición AR34
AR34_FRI-2	Carga de FRENADO aplicada sobre el carril virtual i, en el sentido 2 (X-) considerando la posición del área remanente en posición AR34

Figura 53 - Nomenclatura adoptada para los casos de carga del frenado (fuente: elaboración propia)

El valor característico de la fuerza de frenado, considerando coeficientes de ponderación unitarios:

Carga de frenado (o aceleración pero de sentido opuesto) puntual	$Q_{ik}$	kN
Carga de frenado (o aceleración pero de sentido opuesto) distribuida	$q_{ik}$	kN/m
Carga puntual por eje del VP en el CV 1	$Q_{1k}$	kN
Carga distribuida en el CV 1	$q_{1k}$	kN/m <sup>2</sup>

$w_i$ (m)	$Q_{1k}$ (kN)	$q_{1k}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_{ik}$ (kN)
3	300	9	711

Figura 54 - Valor característico de la fuerza de frenado (fuente: elaboración propia)

Luego, se puede determinar el valor de las acciones a aplicar en cada nudo (fuerzas y momentos) en los nudos de las vigas longitudinales para cada caso de carga.

#### 7.2.1.4 Fuerzas centrífugas

No se consideran fuerzas centrífugas puesto que el puente no es curvo.

#### 7.2.2 Acciones debidas a los peatones

En puentes, las acciones debidas a los peatones se modelizan únicamente mediante fuerzas verticales. El modelo de carga 4 del Eurocódigo representa una aglomeración de peatones sobre el puente, tanto en la plataforma como en las aceras. Por lo tanto, el puente puede estar completamente cargado. En esta hipótesis, la carga de los peatones es una carga distribuida de 5 kN/m<sup>2</sup>. Ese valor se reduce a 3 kN/m<sup>2</sup> si la acción de los peatones en las aceras combina con otras acciones de tráfico en la plataforma. Eso se explicará en detalle más adelante, en el apartado de combinaciones. Esos valores distintos de la carga imponen utilizar otra vez el método de la introducción de cargas unitarias en el modelo, que luego se ponderan con las combinaciones de forma adecuada para obtener el valor previsto.

Para las cargas de los peatones en la plataforma, se aprovechará la definición de los carriles virtuales y la discretización ya realizada para aplicar esas cargas. Recordamos que la sobrecarga uniforme de los vehículos se había aplicado como carga unitaria, por eso es posible hacerlo. En cuanto a las aceras, se dividen en tramos idénticos a las de la plataforma. Se muestra a continuación las zonas de las aceras que se consideran accesibles por los peatones.

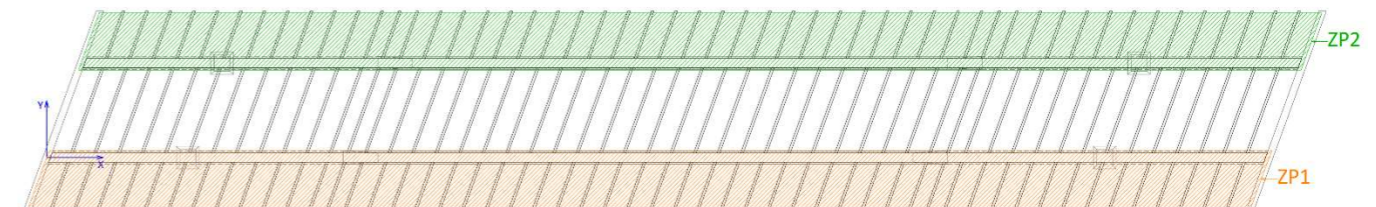


Figura 55 - Definición de las zonas peatonales (fuente: elaboración propia)

Se definen los casos de carga correspondiente a la sobrecarga de los peatones en aceras como:

- ZP1-j: sobrecarga uniforme de los peatones en el tramo j de la zona peatonal 1, que está en las coordenadas Y- del modelo (al nivel de L01 y L02).
- ZP2-j: sobrecarga uniforme de los peatones en el tramo j de la zona peatonal 2, que está en las coordenadas Y+ del modelo (al nivel de L04 y L05).



7.3 Acciones variables: temperatura

La temperatura se divide en varias componentes según el Eurocódigo:

(3) The temperature distribution within an individual structural element may be split into the following four essential constituent components, as illustrated in Figure 4.1:

- a) A uniform temperature component,  $\Delta T_u$  ;
- b) A linearly varying temperature difference component about the z-z axis,  $\Delta T_{My}$  ;
- c) A linearly varying temperature difference component about the y-y axis,  $\Delta T_{Mz}$  ;
- d) A non-linear temperature difference component,  $\Delta T_E$ . This results in a system of self-equilibrated stresses which produce no net load effect on the element.

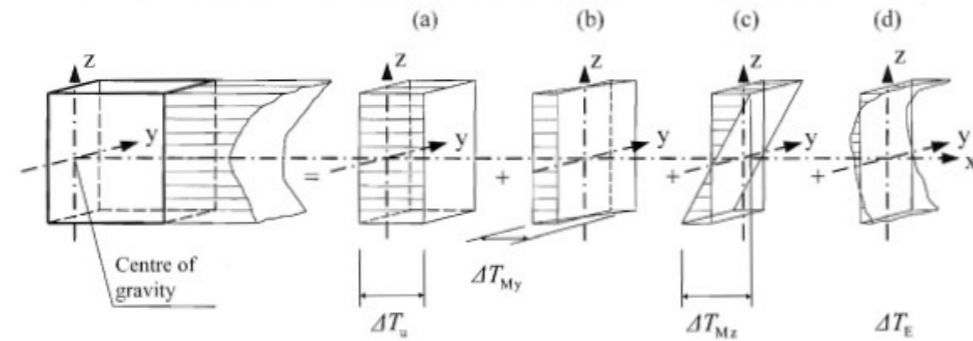


Figura 56 - Representación de las componentes de temperatura (fuente: figura 4.1 de EN 1991-1-5:2003)

7.3.1 Componente uniforme de temperatura

Nos basamos en la siguiente nomenclatura:

Temperatura máxima del aire a la sombra	$T_{max}$	°C
Temperatura mínima del aire a la sombra	$T_{min}$	°C
Tipo de tablero	$i$	(1,2, o 3)
$\Delta T_{e,min}$		°C
$\Delta T_{e,max}$		°C
Temperatura uniforme mínima del tablero	$T_{e,min}$	°C
Temperatura uniforme máxima del tablero	$T_{e,max}$	°C
Temperatura inicial	$T_0$	°C
Valor característico de la máxima contracción	$\Delta T_{N,con}$	°C
Valor característico de la máxima dilatación	$\Delta T_{N,exp}$	°C
Valor característico de la máxima contracción para las juntas	$\Delta T_{N,con,j}$	°C
Valor característico de la máxima dilatación para las juntas	$\Delta T_{N,exp,j}$	°C
Valor característico de la máxima contracción para los aparatos de apoyo	$\Delta T_{N,con,b}$	°C
Valor característico de la máxima dilatación para los aparatos de apoyo	$\Delta T_{N,exp,b}$	°C

Figura 57 – Nomenclatura adoptada para la determinación de la componente uniforme de temperatura (fuente: elaboración propia)

La variación uniforme de temperatura de un tablero se basa en su tipo: tablero de acero, mixto, o de hormigón. Según el tipo de tablero, se incrementa o disminuye la temperatura del aire a la sombra para obtener la temperatura uniforme máxima o mínima del tablero.

Tipo de tablero (n°)	Tipo de tablero (nombre)	$\Delta T_{e,min}$	$\Delta T_{e,max}$
1	Tablero de acero	-3	16
2	Tablero mixto	5	4
3	Tablero de hormigon	8	2

Figura 58 – Incremento de temperatura a aplicar a la temperatura del aire a la sombra según el tipo de tablero (fuente: elaboración propia y basado en NF EN 1991-1-5/NA)

Para la temperatura del aire a la sombra, usamos el anejo francés NF EN 1991-1-5/NA del Eurocódigo, considerando que el puente está ubicado en Seine Saint-Denis.

Luego:

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

Considerando una temperatura inicial de los elementos del puente de 10°C, obtenemos los valores característicos de la contracción máxima y de la dilatación máxima.

- $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$
- $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$

Para el dimensionamiento de los aparatos de apoyos y juntas de dilatación, se deben incrementar estos últimos valores obtenidos de respectivamente 20°C y 15°C.

Según este procedimiento, y considerando para el emparillado que constituye el tablero un tablero mixto, obtenemos todos los valores característicos de la componente uniforme de temperatura.

Luego, para los otros elementos del puente, que son las péndolas, las columnas, el arco, podemos proceder de la misma manera, considerando esos elementos como un tablero de acero. Sin embargo, el procedimiento anterior se debe ligeramente modificar para asegurar que las temperaturas mínimas y máximas tengan una diferencia absoluta de al menos 15°C con el tablero del puente (Apartado 6.1.6 de EN1991-1-5:2003). Por lo tanto, si después de haber calculado  $T_{e,min}$  de forma convencional, la temperatura obtenida no tiene una diferencia absoluta de 15°C con la del tablero, se impone esa diferencia al valor final de  $T_{e,min}$ . Se procede de forma similar para  $T_{e,max}$ .

En cuanto a las pilas de hormigón, se tratan como si fueran un tablero de hormigón y se calculan los valores característicos de las contracciones y dilatación máximos sin imponer una diferencia absoluta con la temperatura del tablero, dado que no están directamente conectados.

Los resultados se muestran a continuación:

Elemento estructural	Tipo	$T_{min}$ (°C)	$T_{max}$ (°C)	$\Delta T_{e,min}$ (°C)	$\Delta T_{e,max}$ (°C)	$T_{e,min}$ (°C)	$T_{e,max}$ (°C)	$T_0$ (°C)	$\Delta T_{N,con}$ (°C)	$\Delta T_{N,exp}$ (°C)	$\Delta T_{N,con,j}$ (°C)	$\Delta T_{N,exp,j}$ (°C)	$\Delta T_{N,con,b}$ (°C)	$\Delta T_{N,exp,b}$ (°C)
Tablero	2	-20	40	5	4	-15	44	10	25	34	40	49	45	54
Arco	1	-20	40	-3	16	-30	59	10	40	49	55	64	60	69
Pendolas	1	-20	40	-3	16	-30	59	10	40	49	55	64	60	69
Pilas	3	-20	40	8	2	-12	42	10	22	32	37	47	42	52

Tabla 61 - Valores característicos de la contracción máxima y de la dilatación máxima para cada elemento (fuente: elaboración propia)

Una vez obtenidos estos valores, se pueden aplicar al modelo, adaptándolos a SAP2000. Si se trata de una dilatación, se usa el valor de  $\Delta T_{N,exp}$  con el signo positivo. Si se trata de una contracción, se usa el valor de  $\Delta T_{N,con}$  con el signo negativo. Se definen los siguientes casos de carga:

- T\_U-P: Componente uniforme de temperatura positiva (dilatación). Se introduce el valor característico de máxima dilatación obtenido para cada elemento
- T\_U-N: Componente uniforme de temperatura negativa (contracción). Se introduce el valor característico de máxima contracción obtenido para cada elemento
- T\_U-P-b: Componente uniforme de temperatura positiva (dilatación) para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo. Se introduce el valor característico de máxima dilatación obtenido para el dimensionamiento de aparatos de apoyo
- T\_U-N-b: Componente uniforme de temperatura negativa (contracción) para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo. Se introduce el valor característico de máxima contracción obtenido para el dimensionamiento de aparatos de apoyo
- T\_U-P-j: Componente uniforme de temperatura positiva (dilatación) para el dimensionamiento de las juntas de dilatación. Se introduce el valor característico de máxima dilatación obtenido para el dimensionamiento de las juntas
- T\_U-N-j: Componente uniforme de temperatura negativa (contracción) para el dimensionamiento de las juntas de dilatación. Se introduce el valor característico de máxima contracción obtenido para el dimensionamiento de las juntas

### 7.3.2 Gradiente vertical de temperatura

El gradiente vertical de temperatura se aplica únicamente a las vigas mixtas del tablero, puesto que son las que realmente son susceptibles de tener diferencias notables de temperatura entre las caras inferiores y superiores de los elementos. Otros elementos aislados como el arco podrían sufrir diferencias verticales de temperatura, pero en menor medida en mi opinión. Se despreciará el efecto del gradiente vertical de temperatura en otros elementos que no sean mixtos.

Distintos métodos se proponen en el Eurocódigo para determinar el gradiente vertical de temperatura. El anejo francés NF EN 1991-1-5/NA considera únicamente el uso del método 2 que se muestra a continuación.

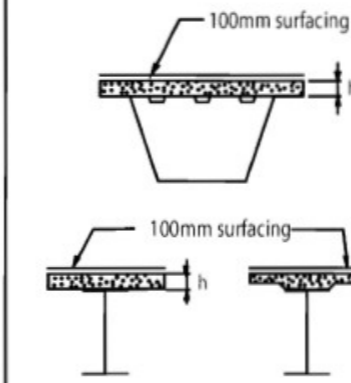
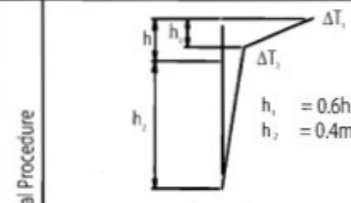
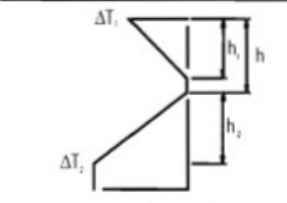
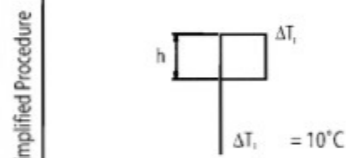
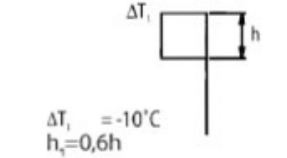
Type of Construction	Temperature Difference ( $\Delta T$ )																									
	(a) Heating	(b) Cooling																								
 <p>2 Concrete deck on steel box, truss or plate girders</p>	<p>Normal Procedure</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	m	°C	°C	0.2	13	4	0.3	16	4	<p>Normal Procedure</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>-3.5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>-5.0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table>	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	m	°C	°C	0.2	-3.5	-8	0.3	-5.0	-8
	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$																							
m	°C	°C																								
0.2	13	4																								
0.3	16	4																								
h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$																								
m	°C	°C																								
0.2	-3.5	-8																								
0.3	-5.0	-8																								
<p>Simplified Procedure</p>  <p><math>\Delta T_1 = 10^\circ\text{C}</math></p>	<p>Simplified Procedure</p>  <p><math>\Delta T_1 = -10^\circ\text{C}</math> <math>h_1 = 0,6h</math> <math>h_2 = 0,4m</math></p>																									
<p>Note: For composite bridges the simplified procedure given above may be used, giving upper bound thermal effects. Values for <math>\Delta T</math> in this procedure are indicative and may be used unless specific values are given in the National Annex.</p>																										

Figure 6.2b: Temperature differences for bridge decks - Type 2 : Composite Decks

\*Note: The temperature difference  $\Delta T$  incorporates  $\Delta T_M$  and  $\Delta T_E$  (see 4.3) together with a small part of component  $\Delta T_U$ ; this latter part has been included in the uniform bridge temperature component (see 6.1.3).

Figura 59 – Diferencia vertical de temperatura para tableros mixtos (fuente: figura 6.2.b de EN 1991-1-5: 2003)

Se va a considerar el método simplificado de la figura anterior.

Resulta particularmente importante, en la interpretación de la normativa, leer la nota que figura por debajo de esta tabla. Se dice explícitamente que el gradiente de temperatura que se introduce incorpora los efectos de la variación de temperatura vertical, efectos no lineales, y también una parte de la componente uniforme que ya se ha calculado e introducido en el modelo. Veremos como eso influye en nuestros cálculos a continuación.

Observamos que, en el método simplificado, la losa puede estar más fría (enfriamiento de la losa) o más caliente (calentamiento de la losa) de  $\pm 10^\circ\text{C}$ . Vamos a aplicar está diferencia de temperatura sobre una rebanada de viga mixta cualquiera.

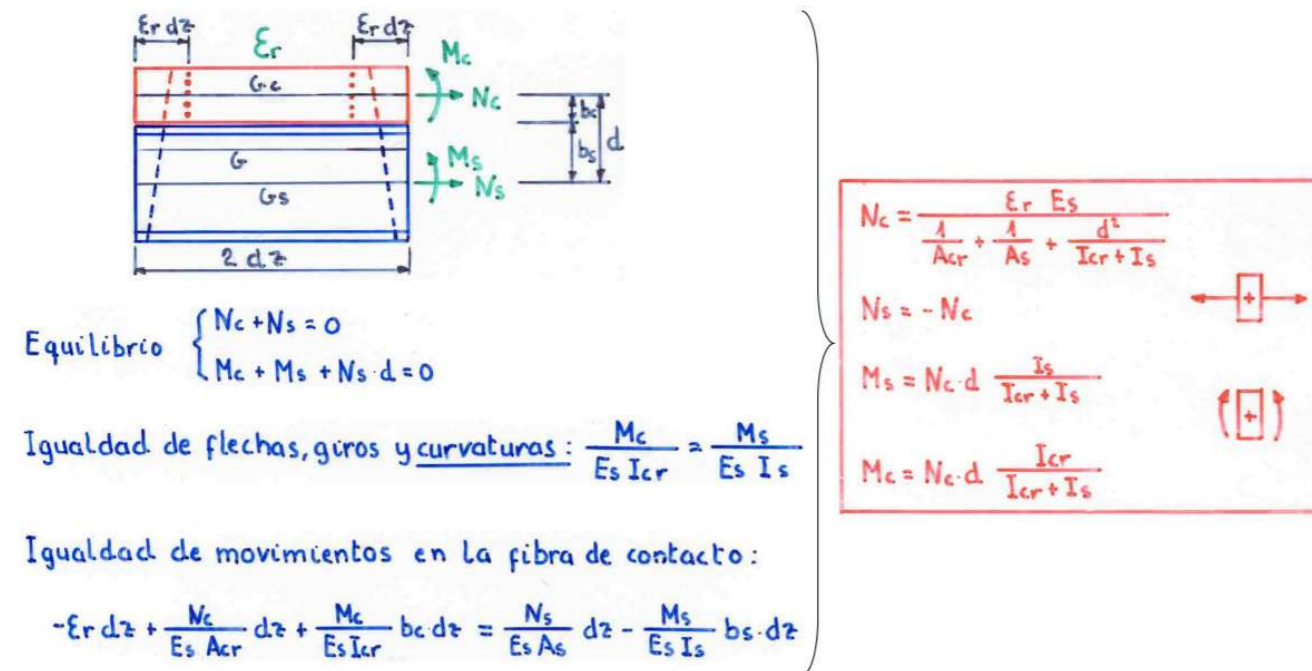


Figura 60 – Estudio de una rebanada de viga mixta sometida a la retracción (fuente: (López Desfilis))

En la figura anterior, se pueden ver los esfuerzos que aparecen en la losa y la parte metálica considerando la retracción. Dicho fenómeno no se estudia en este caso, pero su tratamiento es exactamente idéntico en el caso del método simplificado de la aplicación de un gradiente negativo a la sección mixta. En efecto, durante el fenómeno de retracción, las fibras de la losa intentan acortarse, pero los conectadores que existen en la fibra de contacto impiden el acortamiento libre de la losa, y es por eso que aparecen estos esfuerzos. Por la acción de los conectadores, aparece un plano de deformaciones tal y como se puede ver en la rebanada anterior.

Aplicamos entonces el mismo procedimiento. Por lo tanto, en el caso de enfriamiento de la losa, se obtienen los esfuerzos con los mismos signos. En el caso del calentamiento de la losa, se adoptan esfuerzos con los signos contrarios.

Se determinan a continuación los esfuerzos en la losa y la parte metálica de las vigas mixtas, para luego determinar el diagrama de deformaciones. Finalmente, se deduce el gradiente de temperatura. Se adoptan los siguientes criterios:

- Criterio alargamiento: alargamiento positivo, y acortamiento negativo
- Criterio tensión: tracción positiva, y compresión negativa
- Los casos se definen respecto a la losa: enfriamiento de la losa, y calentamiento de la losa en comparación con el acero.
- Se consideran únicamente las características mecánicas de las secciones brutas (es decir, no fisuradas)
- Se utiliza el coeficiente de dilatación térmica del acero, como lo recomienda el Eurocódigo 4.

Los datos de partida son:

Diferencia de temperatura entre la losa y la viga en caso de losa más fría	$\Delta T_{con}$	-10 °C
Diferencia de temperatura entre la losa y la viga en caso de losa más caliente	$\Delta T_{exp}$	10 °C
Coeficiente de dilatación considerado	$\alpha_{th,a}$	0,000012 °C <sup>-1</sup>
Coeficiente de equivalencia a tiempo cero para la flexión x-x	$n_0$	6,1625

Figura 61 - Datos de partida para el cálculo del gradiente de temperatura (fuente: elaboración propia)

Calculamos primero la deformación debida al cambio de temperatura  $\epsilon_{\Delta T}$ :

- Enfriamiento:  $\epsilon_{\Delta T} = -\alpha_{th,a} \cdot abs(\Delta T_{con})$
- Calentamiento:  $\epsilon_{\Delta T} = +\alpha_{th,a} \cdot abs(\Delta T_{exp})$

A partir de las características mecánicas determinadas en el apartado correspondiente, aplicamos las fórmulas del estudio de la rebanada para determinar los esfuerzos en la losa y la parte metálica de las vigas mixtas. Cabe destacar que, en las fórmulas de dicha figura, el subíndice 's' hace referencia al acero. En nuestro caso, seguiremos usando la notación utilizada para el acero, es decir el subíndice 'a'.

Luego, se pueden determinar las tensiones en la sección real, al nivel de las fibras superiores e inferiores de la losa y de la sección metálica. Como se trata de la sección real, usamos las áreas e inercias de la losa eficaces, y no homogeneizada a acero. Podemos obtener estos datos a partir de cálculos previamente realizados con las siguientes formulas:

$$A_{c,eff} = A_{cR} \cdot n_0$$

$$I_{c,eff} = I_{cR,x} \cdot n_0$$

Las tensiones en las fibras extremas de la losa de hormigón son:

$$\sigma_{c,sup} = \pm \frac{N_c}{A_{c,eff}} \pm \frac{M_c}{I_{c,eff}} \cdot y_c$$

$$\sigma_{c,inf} = \pm \frac{N_c}{A_{c,eff}} \pm \frac{M_c}{I_{c,eff}} \cdot abs(h_c - y_c)$$

Las tensiones en las fibras extremas de la sección metálica son:

$$\sigma_{a,sup} = \pm \frac{N_a}{A_a} \pm \frac{M_a}{I_{a,x}} \cdot y_{a,sup}$$

$$\sigma_{a,inf} = \pm \frac{N_a}{A_a} \pm \frac{M_a}{I_{a,x}} \cdot abs(y_{a,inf})$$

Siendo  $y_{a,sup}$  y  $y_{a,inf}$  respectivamente las coordenadas de las fibras superior e inferior de la sección metálica, medidas desde el centro de gravedad de las secciones metálicas.



Deducimos las deformaciones en la sección homogeneizada, considerando la compatibilidad de deformaciones al nivel de la fibra de contacto entre hormigón y acero:

$$\varepsilon_{c,sup} = \varepsilon_{\Delta T} + \frac{\sigma_{c,sup} \cdot n_0}{E_a}$$

$$\varepsilon_{c,inf} = \varepsilon_{\Delta T} + \frac{\sigma_{c,inf} \cdot n_0}{E_a}$$

$$\varepsilon_{a,sup} = \frac{\sigma_{a,sup}}{E_a}$$

$$\varepsilon_{a,inf} = \frac{\sigma_{a,inf}}{E_a}$$

Luego, calculamos las tensiones en las mismas fibras de la sección homogeneizada a partir de las últimas deformaciones obtenidas. Lógicamente, las tensiones en la parte metálica son idénticas a las que se habían obtenido en el primer cálculo de tensiones en las partes separadas de la viga mixta. Solo las tensiones en el hormigón cambian puesto que se ha homogeneizado a acero.

$$\sigma_{c,sup} = \varepsilon_{c,sup} \cdot E_a$$

$$\sigma_{c,inf} = \varepsilon_{c,inf} \cdot E_a$$

$$\sigma_{a,sup} = \varepsilon_{a,sup} \cdot E_a$$

$$\sigma_{a,inf} = \varepsilon_{a,inf} \cdot E_a$$

Trabajamos ahora con las notaciones de la viga mixta homogeneizada a acero. Tenemos el estado tensional, con lo cual, podemos establecer considerando como incógnitas un axil de tracción (positivo) y un momento flector (positivo: que genera compresiones en la fibra superior), dos ecuaciones con dos incógnitas. Con eso, tendremos los efectos que produce el gradiente de temperatura sobre la viga mixta, y así nos acercaremos de nuestro objetivo que era modelar el gradiente en el modelo.

Obtenemos:

$$\begin{cases} \sigma_{c,sup} = \frac{N_R}{A_R} - \frac{M_R}{I_{xR}} \cdot abs(y_{sup}) \\ \sigma_{a,inf} = \frac{N_R}{A_R} + \frac{M_R}{I_{xR}} \cdot abs(y_{inf}) \end{cases}$$

Siendo:

- $N_R$  el axil equivalente al nivel de la sección homogeneizada a acero
- $M_R$  el momento flector equivalente al nivel de la sección homogeneizada a acero
- $y_{sup}$  la coordenada de la fibra superior de la sección homogeneizada a acero, respecto a su fibra neutra
- $y_{inf}$  la coordenada de la fibra inferior de la sección homogeneizada a acero, respecto a su fibra neutra

Resolviendo el sistema anterior para obtener los esfuerzos equivalentes al nivel de la sección homogeneizada:

$$\begin{cases} N_R = \left( \sigma_{c,sup} + \frac{M_R}{I_{xR}} \cdot abs(y_{sup}) \right) \cdot A_R \\ M_R = \frac{\sigma_{a,inf} - \sigma_{c,sup}}{abs(y_{sup}) + abs(y_{inf})} \cdot I_{xR} \end{cases}$$

Finalmente, como se ha visto que parte del gradiente definido mediante este método incluye los efectos de la componente uniforme de temperatura (estos efectos se ven a través del axil  $N_R$  que se ha obtenido), no consideraremos el axil para la definición del gradiente en el modelo, para no contar dos veces la componente uniforme de temperatura. Luego, considerando únicamente el momento flector  $M_R$  podemos definir un gradiente de temperatura a aplicar al nivel de la viga mixta como:

$$\frac{\Delta T}{h} = \frac{M_R}{\alpha_{th,a} \cdot E_a \cdot I_{xR}}$$

El gradiente aquí definido tiene unidades de °C/m.

Aquí, se explica solamente el desarrollo, y se muestran a continuación los resultados obtenidos de forma resumida. Cabe destacar que, en las tablas siguientes, se obtienen gradientes a aplicar solamente en las vigas tipo. Se ha simplificado la introducción de gradientes en el modelo, aplicando una media entre las secciones que pertenecen a una misma viga tipo (VT\_a\_P o VT\_a\_A, etc...).

Además, en nuestros cálculos, un gradiente positivo se obtiene con un momento positivo al nivel de la sección homogeneizada, lo cual se corresponde siempre a una situación de enfriamiento. En SAP2000, el criterio de signo es distinto, y con los ejes locales orientados como en nuestro caso, un gradiente positivo provoca un alargamiento de la fibra superior. Por lo tanto, debemos aplicar nuestros gradientes, pero con un signo negativo delante. Eso se muestra en las siguientes tablas.

Caso	Elemento	Cálculo	SAP
		$\Delta T/h$ (°C/m)	$\Delta T/h$ (°C/m)
Enfriamiento	VT_a_P	12,27	-12,27
Enfriamiento	VT_a_A	17,61	-17,61
Enfriamiento	VT_b_P	12,21	-12,21
Enfriamiento	VT_b_A	17,63	-17,63
Enfriamiento	VT_c_P	12,11	-12,11
Enfriamiento	VT_c_A	17,64	-17,64
Enfriamiento	Riostra_P	8,45	-8,45
Enfriamiento	Riostra_A	8,45	-8,45
Enfriamiento	VL	9,90	-9,90
Calentamiento	VT_a_P	-12,27	12,27
Calentamiento	VT_a_A	-17,61	17,61
Calentamiento	VT_b_P	-12,21	12,21
Calentamiento	VT_b_A	-17,63	17,63
Calentamiento	VT_c_P	-12,11	12,11
Calentamiento	VT_c_A	-17,64	17,64
Calentamiento	Riostra_P	-8,45	8,45
Calentamiento	Riostra_A	-8,45	8,45
Calentamiento	VL	-9,90	9,90

Tabla 62 – Gradientes obtenidos mediante la metodología propuesta y gradientes a aplicar en el modelo (fuente: elaboración propia)

Introduciremos en el modelo los dos siguientes casos de carga para el gradiente de temperatura:

- T\_G-P: Gradiente de temperatura positivo, correspondiente a la situación de calentamiento de la losa en los cálculos previos
- T\_G-N: Gradiente de temperatura negativo, correspondiente a la situación de enfriamiento de la losa en los cálculos previos

## 7.4 Acciones variables: viento

En este apartado, se calculan los valores característicos de la acción del viento sobre los distintos elementos del puente.

### 7.4.1 Presión pico del viento

Calculamos primero la presión pico del viento.

#### 7.4.1.1 Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento para un periodo de retorno de T años se define como:

$$v_b = c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

Siendo:

- $c_{dir}$  un factor de dirección. Se toma un valor de 1.
- $c_{season}$  un factor de temporada que se toma igual a 1.
- $v_{b,0}$  el valor fundamental de la velocidad básica del viento. Se determina a partir de la figura siguiente.
- $c_{prob}$  es un factor de probabilidad:

$$c_{prob} = \left( \frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

Con K un factor de forma y n el exponente. El Eurocódigo recomienda respectivamente para estos parámetros valores de 0,2 y 0,5. En cuanto a p, es la probabilidad asociada al periodo de retorno elegido. En este caso, T=100 años.



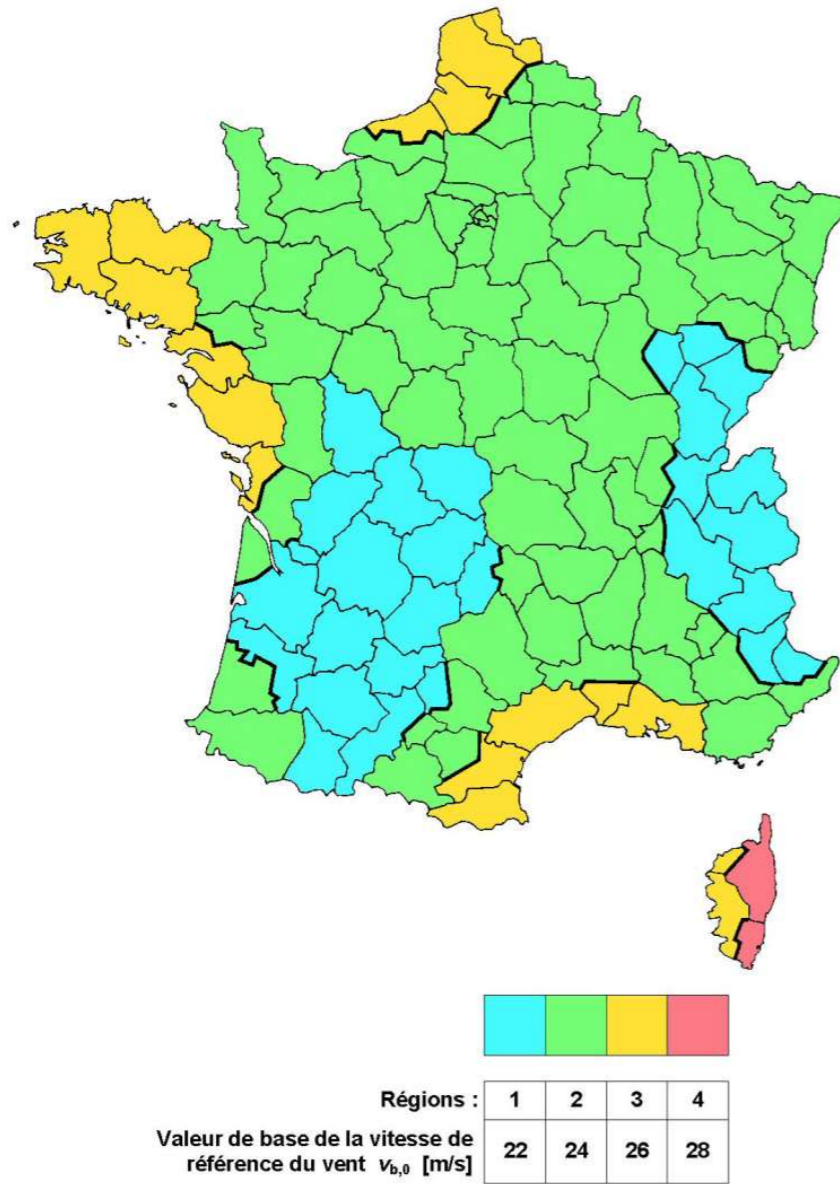


Figure 4.3(NA) — Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en France

Tabla 63 - Mapa para la determinación del valor fundamental de la velocidad básica del viento (fuente: figura 4.3 de NF EN 1991-1-4/NA)

Luego, podemos calcular la velocidad básica del viento. Se muestran los resultados en la figura siguiente.

Velocidad básica del viento	$V_b$	22,85 m/s
Valor fundamental de la velocidad básica del viento	$V_{b,0}$	22 m/s
Factor de dirección	$C_{dir}$	1
Factor de temporada	$C_{season}$	1
Factor de forma	K	0,2
Exponente	n	0,5
Periodo de retorno considerado (situaciones persistentes)	T	100 años
Probabilidad asociada al periodo T	p	0,01
Factor de probabilidad	$C_{prob}$	1,04

Tabla 64 - Cálculo de la velocidad básica del viento (fuente: elaboración propia)

#### 7.4.1.2 Presión pico

La presión pico del viento se define como:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Con los siguientes parámetros:

Velocidad media del viento	$v_m(z)$	m/s
Factor de rugosidad	$C_r(z)$	
Altura considerada para el cálculo del viento	z	m
Intensidad de turbulencia	$I_v(z)$	
Factor de turbulencia	$k_l$	
Masa específica del aire	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>
Factor de exposición	$C_e(z)$	
Presión pico del viento	$q_p(z)$	N/m <sup>2</sup>
Presión básica del viento	$q_b$	N/m <sup>2</sup>

Figura 62 - Parámetros a considerar para el cálculo de la presión pico (fuente: elaboración propia)

La presión básica del viento se calcula a partir de:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

Con  $v_b$  la velocidad básica del viento calculada en el apartado anterior.

La intensidad de turbulencia  $I_v(z)$  se determina a partir del tipo de entorno que se considera. En este caso, se considera que es una zona urbana, lo que corresponde a un entorno tipo IV.

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{si se cumple } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v(z) = I_v(z_{min}) & \text{si } z < z_{min} \end{cases}$$

Con los siguientes parámetros:

Tipo de entorno	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	0,005	1
II	0,05	2
IIIa	0,2	5
IIIb	0,5	9
IV	1	15

Entorno tipo	IV
Factor del terreno	$k_r = 0,234$
Longitud de la rugosidad para un entorno de tipo II	$z_{0,II} = 0,05$ m
Longitud de la rugosidad	$z_0 = 1$ m
Altura mínima	$z_{min} = 15$ m
Altura máxima	$z_{max} = 200$ m
Factor de topografía	$C_0 = 1$

Tabla 65 - Parámetros que dependen del tipo de entorno (fuente: elaboración propia)

En la tabla anterior, el factor del terreno  $k_r$  se calcula como:

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

Todos los parámetros de la formula anterior se han definido previamente. Necesitamos calcular también la velocidad media del viento  $v_m(z)$ :

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b$$

El único parámetro que queda desconocido para la determinación de la velocidad media del viento es el factor de rugosidad:

$$\begin{cases} C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si se cumple } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ C_r(z) = C_r(z_{min}) & \text{si } z < z_{min} \end{cases}$$

Considerando una masa específica del aire  $\rho$  de  $1,225 \text{ kg/m}^3$ , de acuerdo con el anejo francés, podemos calcular la presión pico del viento. Dado que los distintos elementos están a altura distintas, se han considerado distintas alturas para el cálculo del viento.

- Para el tablero, se ha utilizado la altura máxima del tablero.
- Para el arco, se ha considerado la altura de la clave para la parte del arco que queda por encima del tablero, mientras que se ha utilizado la cota máxima del tablero para la parte del arco que queda por debajo del tablero.
- Para las pilas, se ha utilizado la cota de la cabeza, al nivel de la unión con el arco.

Obtenemos las siguientes presiones pico:

Elemento	$z$ (m)	$C_r(z)$	$v_m(z)$ (m/s)	$k_i$	$I_s(z)$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$q_p(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_b$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_e(z)$
Tablero	12,64	0,63	14,50	1	0,369	1,225	461,51	319,70	1,444
Arco superior	17,315	0,67	15,27	1	0,351	1,225	493,16	319,70	1,543
Arco inferior	12,64	0,63	14,50	1	0,369	1,225	461,51	319,70	1,444
Pilas	4,8	0,63	14,50	1	0,369	1,225	461,51	319,70	1,444

Tabla 66 - Calculo de la presión pico para los distintos elementos del puente (fuente: elaboración propia)

#### 7.4.2 Fuerzas del viento sobre el tablero

Vamos a calcular las fuerzas del viento, basándose en los cálculos previos, para poder después introducir la acción del viento en el modelo. Se definen distintas fuerzas del viento, según el elemento del puente considerado. En este apartado, se calculan las fuerzas del viento sobre el tablero del puente.

El viento sobre el tablero se puede descomponer en tres componentes:

- Una componente transversal, paralela a la dirección x de la figura siguiente
- Una componente vertical, paralela a la dirección z de la figura siguiente
- Una componente longitudinal, paralela a la dirección y de la figura siguiente

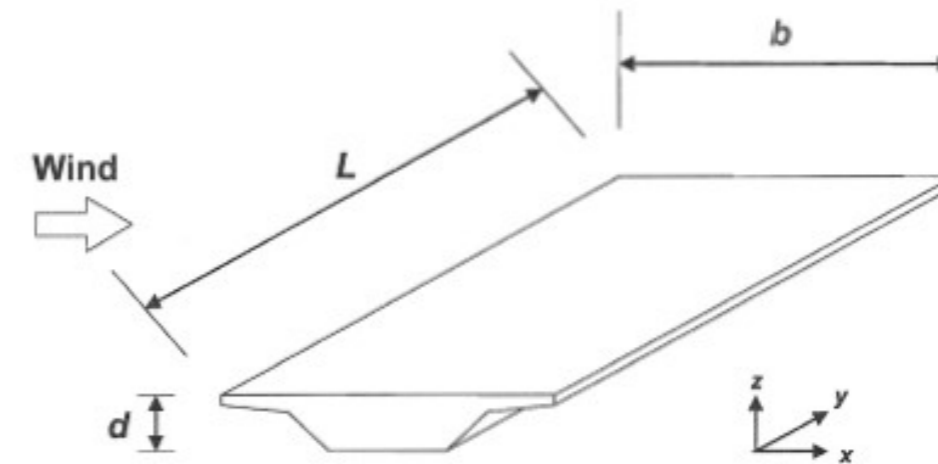


Figura 63 - Direcciones del viento en un tablero de puente (fuente: figura 8.2 de EN 1991-1-4:2005)

Para los siguientes cálculos, se utilizarán las direcciones definidas en la figura anterior para tener las mismas notaciones que el Eurocódigo.



7.4.2.1 Empuje transversal sobre el tablero

El empuje transversal del viento sobre el tablero se define como:

$$F_{w,x} = c_s \cdot c_d \cdot c_{fx,0} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x}$$

Siendo:

- $F_{w,x}$  el empuje transversal del viento sobre el tablero
- $c_s \cdot c_d$  el coeficiente estructural. Se toma igual a 1.
- $c_{fx,0}$  el coeficiente de fuerza sin considerar los efectos de borde, puesto que no suelen existir en tableros de puente
- $q_p(z_e)$  la presión pico del viento a la altura de referencia considerada. Se toma aquí la altura  $z$  previamente definida para cada elemento del puente
- $A_{ref,x}$  el área de referencia del tablero, que se define en este caso a partir de la figura siguiente:

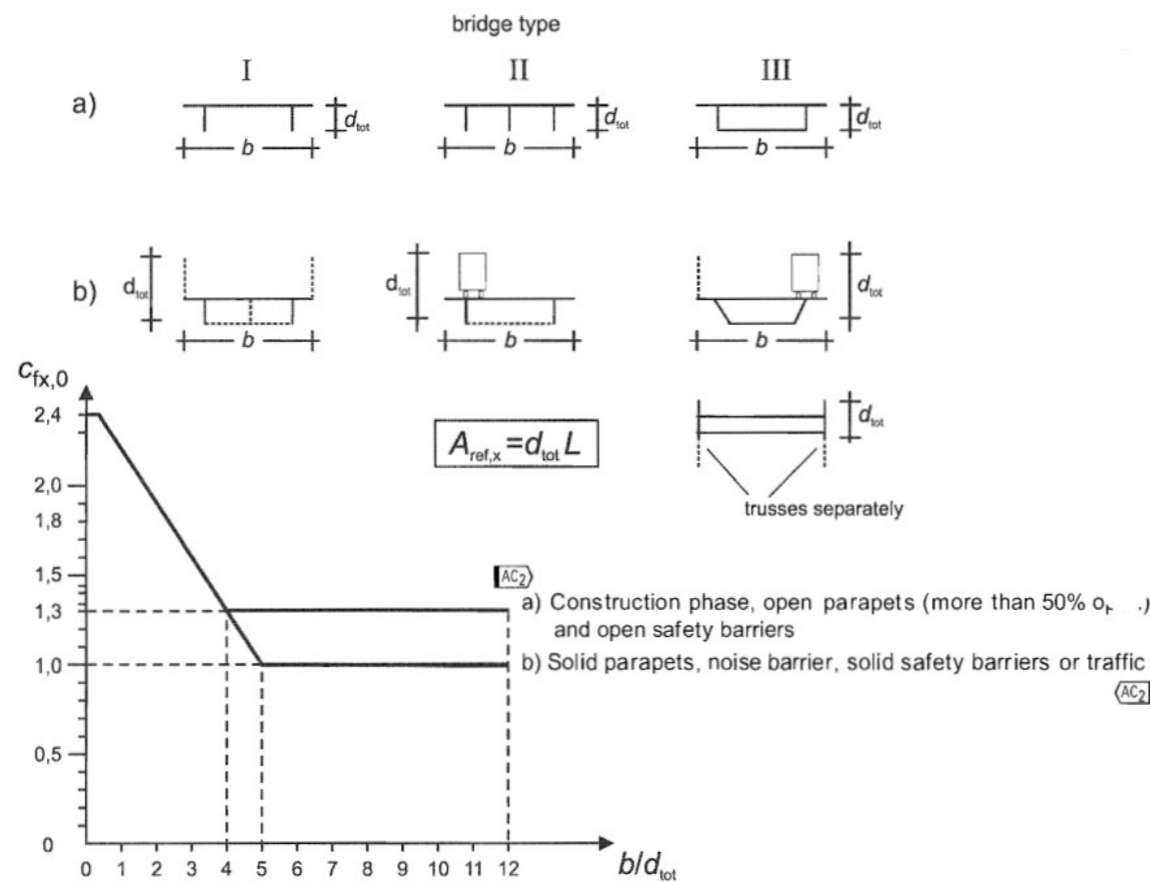


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges,  $c_{fx,0}$

Figura 64 - Área de referencia para el empuje transversal, y coeficiente de fuerza del tablero (fuente: Figura 8.3 de EN 1991-1-4:2005)

Observamos que el área de referencia depende del caso que estamos considerando, puesto que la altura a considerar cambia según haya vehículos o no. Se debe hacer dos casos: un empuje transversal del viento sobre el tablero sin vehículos y otro con vehículos. Lo único que cambia es la altura entre los dos casos.

En el caso sin vehículos, la altura a considerar viene condicionada por el tipo de sistemas de contención que hay.

Table 8.1 — Depth  $d_{tot}$  to be used for  $A_{ref,x}$

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Figura 65 – Altura total a considerar para el empuje transversal sobre el tablero sin vehículos (fuente: Tabla 8.1 de EN 1991-1-4:2005)

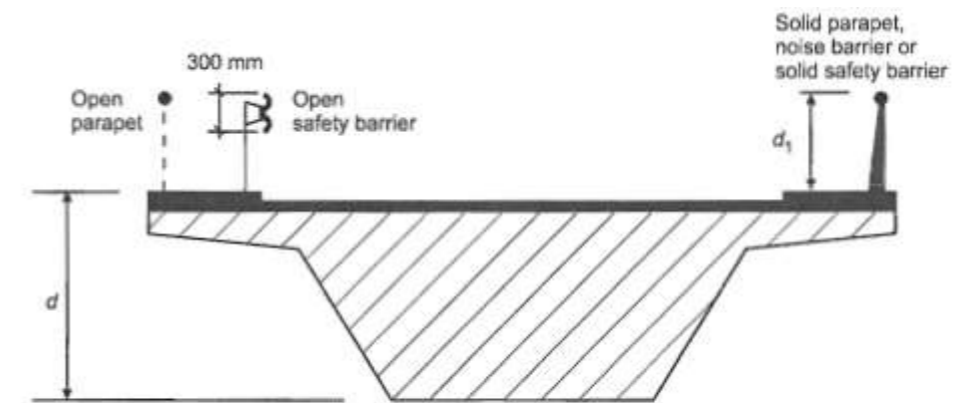


Figure 8.5 — Depth to be used for  $A_{ref,x}$

Figura 66 - Definición de tipos de barandillas y pretilas (fuente: Figura 8.5 de EN 1991-1-4:2005)

En nuestro caso, tenemos en los dos lados barandillas y pretilas abiertos. Por lo tanto, se añade 1,2 m al canto total del tablero. A partir de eso, definimos la relación  $b/d_{tot}$  para definir el coeficiente de fuerza del tablero. Los cálculos se muestran a continuación.

Coefficiente estructural	$c_s c_d$	1
Canto del tablero	d	1,33 m
Canto adicional por sistemas de contención	$d_{ad}$	1,2 m
Canto total sin vehículos	$d_{tot}$	2,53 m
Ancho del tablero	b	21,31 m
Relación ancho/canto	$b/d_{tot}$	8,42
Longitud total del puente	L	130 m
Area de referencia para la dirección x	$A_{ref,x}$	328,9 m <sup>2</sup>
Coefficiente fuerza sin free-end flow	$c_{f,0}$	1,3
Coefficiente de fuerza en la dirección x	$c_{f,x}$	1,3
Viento transversal aplicado al tablero	$F_{w,x}$	197,33 kN
Viento transversal aplicado al tablero por unidad de longitud de VL	$F_{w,x}$	1,52 kN/m
Altura a la cual se aplica el viento (medida desde la fibra inferior de la VL)	H	1,27 m
Profundidad de la fibra neutra de VL	$Y_{VL}$	0,44 m
Canto de la VL	$h_{VL}$	1,15 m
Altura de la fibra neutra de la VL (medida desde la fibra inferior de la VL)	H'	0,71 m
Excentricidad del viento transversal en el eje z	$e_z$	0,55 m

Tabla 67 - Empuje transversal del viento sobre el tablero sin vehículos (fuente: elaboración propia)

En el modelo, se aplicará esta carga con una excentricidad de eje z, respecto a la directriz de la viga longitudinal, puesto que se considera que el viento se aplica a la mitad de la altura total considerada. Por lo tanto, ese empuje se debe aplicar a 55 cm por encima de la fibra neutra de la viga longitudinal.

En el caso del empuje del viento con vehículos, se debe considerar una altura adicional por la presencia de vehículos de 2 metros por encima del pavimento. Computamos el empuje transversal con este nuevo dato, y obtenemos:

Canto adicional por vehículos encima del pavimento	$d_{ad,veh}$	2 m
Canto total con vehículos	$d_{tot,veh}$	3,33 m
Relacion ancho/canto con vehículos	$b/d_{tot,veh}$	6,40
Area de referencia con vehículos para la dirección x	$A_{ref,x,veh}$	432,9 m <sup>2</sup>
Coefficiente fuerza sin free-end flow con vehículos	$c_{f,0,veh}$	1,3
Coefficiente de fuerza en la dirección x con vehículos	$c_{f,x,veh}$	1,3
Viento transversal aplicado al tablero con vehículos	$F_{w,x,veh}$	259,73 kN
Viento transversal aplicado al tablero	$F_{w,x,veh}$	2,00 kN/m
Altura a la cual se aplica el viento (medido desde la fibra inferior de la VL)	H	1,665 m
Excentricidad del viento transversal en el eje z	$e_z$	0,95 m

Tabla 68 - Empuje transversal del viento sobre el tablero con vehículos (fuente: elaboración propia)

#### 7.4.2.2 Componente vertical del viento

La componente vertical del viento se calcula como:

$$F_{w,z} = c_s \cdot c_d \cdot c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,z}$$

Siendo:

- $F_{w,z}$  la fuerza vertical del viento sobre el tablero
- $c_s \cdot c_d$  el coeficiente estructural. Se toma igual a 1.
- $c_{f,z}$  el coeficiente de fuerza del tablero para el viento actuando en dirección z
- $q_p(z_e)$  la presión pico del viento a la altura de referencia considerada. Se toma aquí la altura z previamente definida para cada elemento del puente
- $A_{ref,z}$  el área de referencia del tablero, que se define en este caso como el área en planta del tablero

El viento en dirección vertical puede actuar en sentido z positivo, lo que llamaremos succión, o en sentido z negativo, lo que llamaremos presión.

Según el Eurocódigo, el coeficiente de fuerza a usar en este caso es de  $\pm 0,9$ . Además, el viento vertical se debe aplicar con una excentricidad respecto al eje longitudinal del puente de B/4 siendo B el ancho del tablero. La fuerza vertical del viento se calcula como:

Coefficiente de fuerza en la dirección z	$c_{f,z}$	0,9
Area de referencia para la dirección x	$A_{ref,z}$	2770,3 m <sup>2</sup>
Viento vertical aplicado al tablero	$F_{w,z}$	1150,68 kN
Viento vertical aplicado al tablero distribuido	$F_{w,z}$	8,85 kN/m
Excentricidad respecto al eje longitudinal	$e_y$	5,328 m

Tabla 69 – Componente vertical del viento sobre el tablero (fuente: elaboración propia)

#### 7.4.2.3 Componente longitudinal del viento

La componente longitudinal del viento se calcula como una fracción de su componente transversal. Se toma, según el Eurocódigo, 25 % de la fuerza transversal. Aparecen por lo tanto dos casos: viento longitudinal con vehículos y viento longitudinal sin vehículos. Consideramos que el viento longitudinal se reparte de forma idéntica entre las dos vigas longitudinales del modelo. Obtenemos:

Fracción del empuje del viento transversal considerado	f	25 %
Empuje longitudinal del viento sobre tablero sin sobrecarga	$F_{w,y}$	49,33 kN
Empuje longitudinal del viento sobre tablero sin sobrecarga sobre una VL	$F_{w,y}$	0,19 kN/m
Empuje longitudinal del viento sobre tablero con sobrecarga	$F_{w,y,veh}$	64,93 kN
Empuje longitudinal del viento sobre tablero con sobrecarga sobre una VL	$F_{w,y,veh}$	0,25 kN/m

Tabla 70 - Componente longitudinal del viento sobre el tablero (fuente: elaboración propia)



### 7.4.3 Fuerzas del viento sobre otros elementos del puente

Se considera en este apartado el viento sobre los elementos del puente que no sean el tablero. Para estos elementos, se considera únicamente un viento en sentido transversal. En un proyecto de construcción, habría que considerar todas las direcciones posibles para determinar cual es la más desfavorable. Se consideran las notaciones siguientes:

Longitud de la sección transversal del elemento en el eje paralelo al flujo	d	m
Longitud de la sección transversal del elemento en el eje perpendicular al flujo	b	m
Punto utilizado para la interpolación lineal a partir de la figura 7.23	(x <sub>i</sub> , y <sub>i</sub> )	
Coefficiente de fuerza sin tener en cuenta los efectos de borde	c <sub>f,0</sub>	
Coefficiente de reducción por esquinas redondas	ψ <sub>r</sub>	
Longitud del elemento estudiado	L	m
Esbeltez efectiva	λ	
Ratio de solidez	φ	
Coefficiente de reducción por efectos de bordes	ψ <sub>λ</sub>	
Coefficiente de fuerza reducido	c <sub>f</sub>	
Area de referencia	A <sub>ref</sub>	m <sup>2</sup> /m
Viscosidad cinemática del aire	ν	m <sup>2</sup> /s
Velocidad pico del viento a la altura z	v(z)	m/s
Número de Reynolds	Re	
Rugosidad equivalente	k	mm

Figura 67 - Notaciones adoptadas para la determinación del viento sobre elementos aislados (fuente: elaboración propia)

El viento sobre estos elementos se determina a partir de la formula siguiente:

$$F_{w,x} = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x}$$

Todos los términos de la formula previa han sido determinados previamente. En el caso de elementos aislados, hay que determinar el coeficiente de fuerza según la geometría de la sección perpendicular al flujo (circulo, rectangular, etc).

Las columnas, y las pilas tienen secciones rectangulares. La sección del arco se asimila a la de un rectángulo, aunque sea un trapecoide, y la sección de las péndolas es circular. Por lo tanto, determinaremos la fuerza transversal del viento sobre las péndolas a parte.

Para secciones rectangulares, el coeficiente de fuerza se determina según:

(1) The force coefficient  $c_f$  of structural elements of rectangular section with the wind blowing normally to a face should be determined by Expression (7.9):

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (7.9)$$

where:

$c_{f,0}$  is the force coefficient of rectangular sections with sharp corners and without free-end flow as given by Figure 7.23.

$\psi_r$  is the reduction factor for square sections with rounded corners.  $\psi_r$  depends on Reynolds number, see Note 1.

$\psi_\lambda$  is the end-effect factor for elements with free-end flow as defined in 7.13.

Figura 68 – Definición del coeficiente de fuerza para secciones rectangulares (fuente: Apartado 7.6 de EN 1991-1-4:2005)

El coeficiente de fuerza  $c_{f,0}$  se determina a partir de la figura siguiente, en la que se pueden ver valores de este coeficiente en función de distintos valores de la relación d/b definida en la figura. Por lo tanto, para cada elemento, se determina este coeficiente realizando una interpolación lineal entre dos valores exactos de la figura.

El coeficiente  $\psi_r$ , que tiene en cuenta que secciones rectangulares pueden tener las esquinas redondas, vale 1 para todos los elementos puesto que no hay ninguna sección con esquinas redondas.

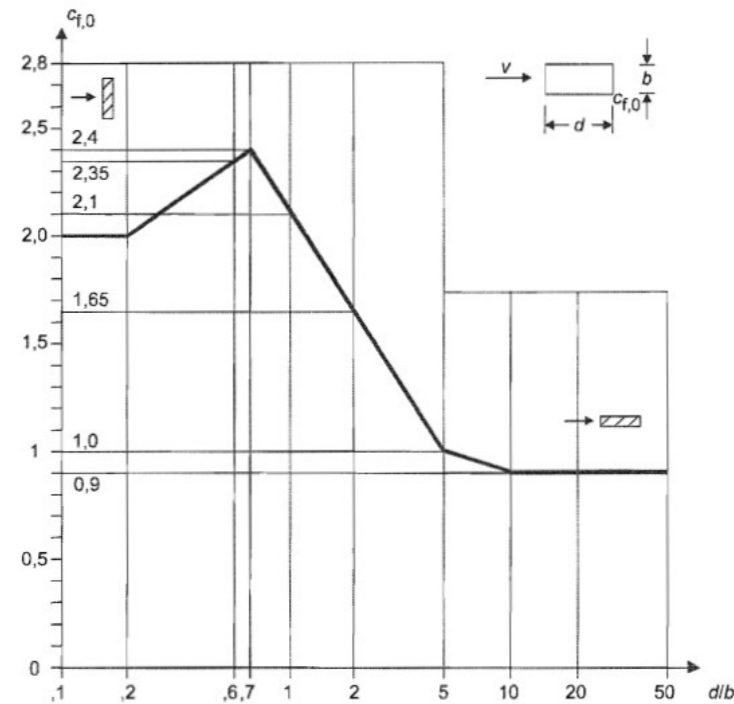


Figure 7.23 — Force coefficients  $c_{f,0}$  of rectangular sections with sharp corners and without free end flow

NOTE 1 The values of  $\psi_f$  may be given in the National Annex. Recommended approximate upper bound values of  $\psi_f$  are given in Figure 7.24. Figure 7.24 are obtained under low-turbulent conditions. These coefficients are assumed to be safe.

NOTE 2 Figure 7.24 may also be used for buildings with  $h/d > 5.0$

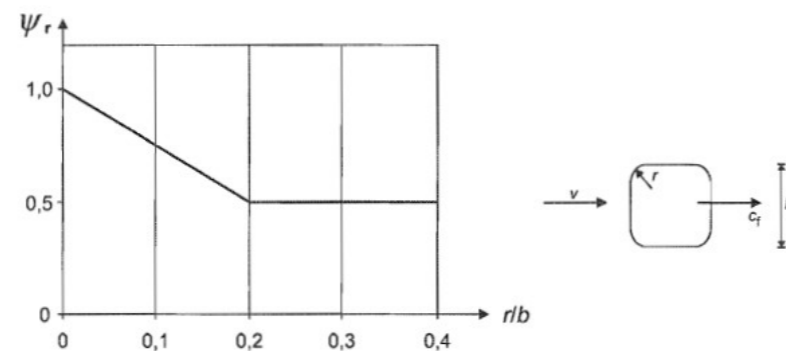


Figure 7.24 — Reduction factor  $\psi_r$  for a square cross-section with rounded corners

En cuanto al coeficiente  $\psi_\lambda$ , que tiene en cuenta los efectos de borde, su determinación depende de la ratio de solidez de la pieza, y de la esbeltez del elemento. Su valor se obtiene mediante la figura siguiente:

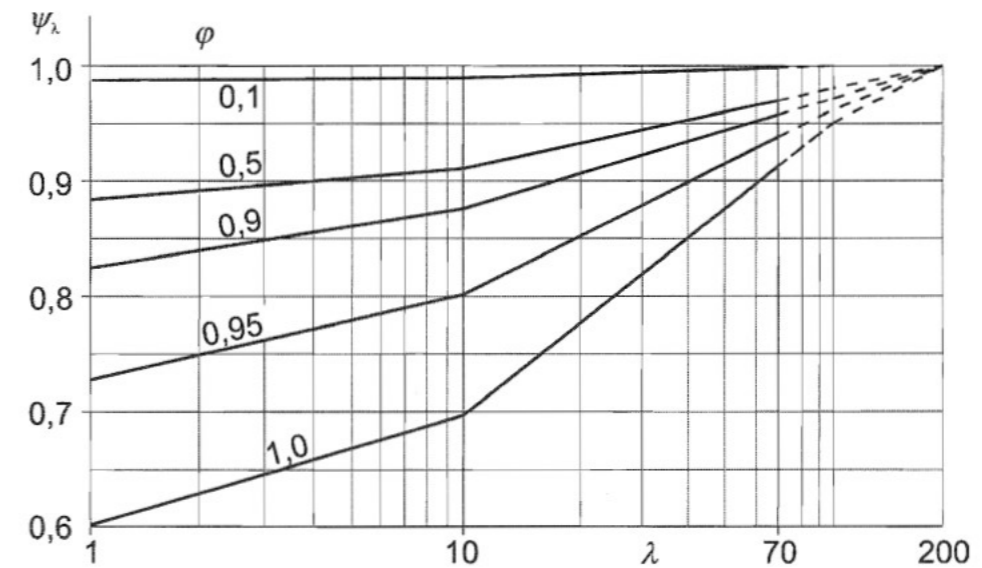


Figura 70 - Valor del coeficiente que tiene en cuenta los efectos de borde (fuente: figura 7.36 de EN 1991-1-4:2005)

En todos los casos, la ratio de solidez es igual a 1 puesto que los elementos no tienen huecos. En cuanto a la esbeltez  $\lambda$ , se supone en todos los casos que es infinita, lo cual maximiza el valor de  $\psi_\lambda$ , y así se maximiza también el coeficiente de fuerza.

Finalmente, el área de referencia de elementos aislados se toma como el resultado de multiplicar la longitud del elemento por la dimensión perpendicular al flujo. Como se quiere obtener fuerzas distribuidas por unidad de longitud, se considera únicamente la dimensión perpendicular al flujo para obtener un área de referencia en unidad de  $m^2/m$ . Entonces, para el arco, se considera su canto; para una columna, la dimensión paralela al eje longitudinal del puente, y para las pilas también. Para las pilas, cabe destacar que se ha considerado una sección media. Los resultados se muestran a continuación.

Elemento	$c_{s0}$	d (m)	b (m)	d/b	Punto ( $x_i, y_i$ )		$c_{f0}$	$\psi_f$	L (m)	$\lambda$	$\psi_\lambda$	$\psi$	$c_f$	$A_{ref}$ ( $m^2/m$ )	$q_{f0}$ ( $N/m^2$ )	$F_{w0}$ ( $kN/m$ )		
					$x_i$ (m)	$y_i$ (m)											$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
Pilas	1	1.5	1.25	1.200	1	2.1	2	1.65	2.010	1	-	Infinito	1	1	2.010	1.25	461.51	1.16
Arco superior	1	1	0.975	1.026	1	2.1	2	1.65	2.088	1	-	Infinito	1	1	2.088	0.975	493.16	1.00
Arco inferior	1	1	0.975	1.026	1	2.1	2	1.65	2.088	1	-	Infinito	1	1	2.088	0.975	462.51	0.94
PE2	1	0.4	0.35	1.143	1	2.1	2	1.65	2.036	1	-	Infinito	1	1	2.036	0.35	461.51	0.33
PE3	1	0.4	0.35	1.143	1	2.1	2	1.65	2.036	1	-	Infinito	1	1	2.036	0.35	461.51	0.33

Tabla 71 - Viento transversal sobre elementos aislados de sección rectangular (fuente: elaboración propia)

Figura 69 - Determinación del coeficiente de fuerza para secciones rectangulares, y coeficiente de reducción para tener en cuenta posibles esquinas redondas (fuente: Apartado 7.6 de EN 1991-1-4:2005)



El coeficiente de fuerza para elementos cilíndricos se determina mediante la siguiente figura:

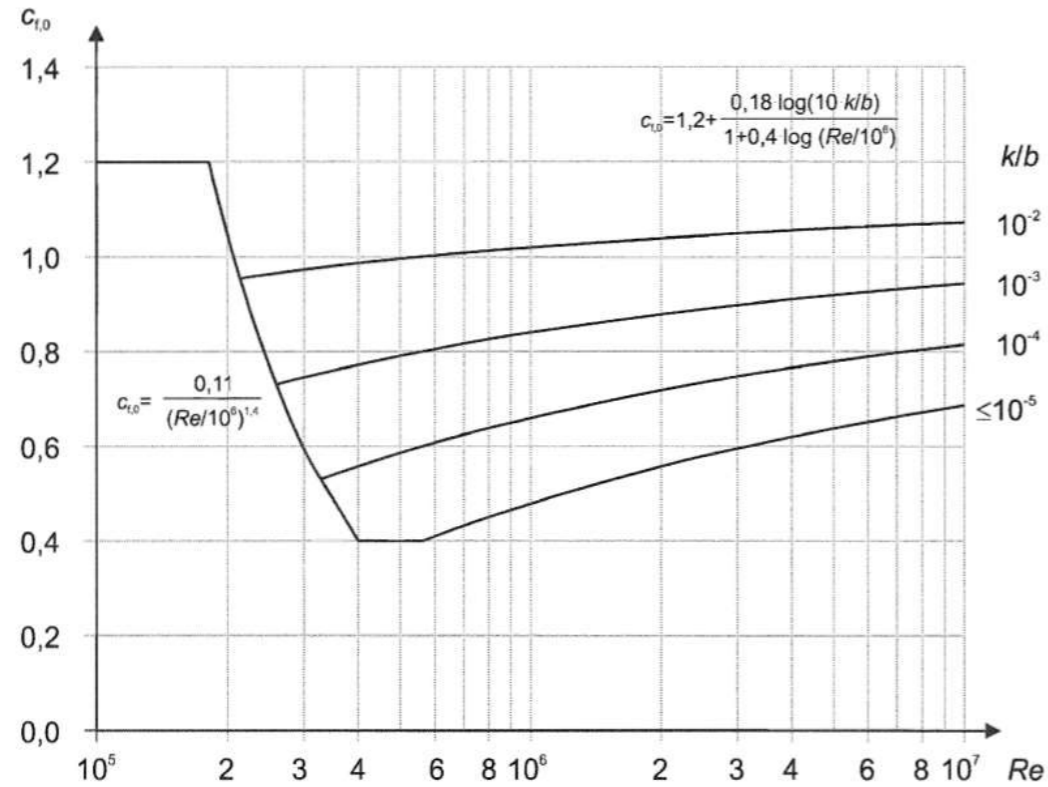


Figura 71 - Coeficiente de fuerza para elementos cilíndricos, sin considerar eventuales efectos de borde (fuente: figura 7.28 de EN 1991-1-4:2005)

Por lo tanto, tenemos que determinar el número de Reynolds del elemento, y la rugosidad equivalente. El número de Reynolds se obtiene como:

(1) Pressure coefficients of sections depend upon the Reynolds numbers  $Re$  defined by Expression (7.15).

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (7.15)$$

where:

$b$  is the diameter

$\nu$  is the kinematic viscosity of the air ( $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ )

$v(z_e)$  is the peak wind velocity defined in Note 2 of Figure 7.27 at height  $z_e$

Figura 72 - Definición del número de Reynolds (fuente: Apartado 7.9.1 de EN 1991-1-4:2005)

La velocidad pico del viento, mencionada en la fórmula de la figura anterior, se define como:

$$v(z) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z)}{\rho}}$$

Siendo:

- $z$  la altura considerada para el cálculo del viento. Recordamos que se había considerado, para la determinación de la presión pico sobre el arco superior la altura de la clave del arco. Se utilizará esta altura y luego la misma presión pico que para el arco superior.
- $q_p(z)$  la presión pico del viento a la altura  $z$
- $\rho$  la masa específica del aire

En cuanto a la rugosidad equivalente, se obtiene a partir de la figura siguiente:

Type of surface	Equivalent roughness $k$ mm	Type of surface	Equivalent roughness $k$ mm
glass	0,0015	smooth concrete	0,2
polished metal	0,002	planed wood	0,5
fine paint	0,006	rough concrete	1,0
spray paint	0,02	rough sawn wood	2,0
bright steel	0,05	rust	2,0
cast iron	0,2	brickwork	3,0
galvanised steel	0,2		

Figura 73 - Rugosidad equivalente por distintos tipos de superficies (fuente: Tabla 7.13 de EN 1991-1-4:2005)

El área de referencia se considera en este caso como el diámetro de las péndolas, para obtener una carga del viento por unidad de longitud. Obtenemos la siguiente carga de viento a aplicar sobre las péndolas:

Elemento	$c_{s,0}$	$b$ (m)	$\nu$ ( $\text{m}^2/\text{s}$ )	$v(z)$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\psi$	$\psi_{\lambda}$	$k$ (mm)	$k/b$	$c_{s,0}$	$c_s$	$A_{ref}$ ( $\text{m}^2/\text{m}$ )	$q_p(z)$ ( $\text{N}/\text{m}^2$ )	$F_{w,ed}$ ( $\text{kN}/\text{m}$ )
PE1	1	0,097	0,000015	28,38	183493,47	-	Infinito	1	1	0,2	0,00206186	1,2	1,2	0,097	493,16	0,06

Tabla 72 - Fuerza del viento en sentido transversal sobre las péndolas (fuente: elaboración propia)

#### 7.4.4 Introducción de las cargas de viento en el modelo

Consideramos que las fuerzas horizontales y verticales del viento actúan simultáneamente. El viento longitudinal actúa de forma separada.

Definimos primero los casos de carga correspondientes al viento sin sobrecarga de vehículo sobre el tablero. En cada caso, el viento vertical se aplica sobre todos los elementos del puente (arco, péndolas, columnas, pilas, tablero) mientras que el viento vertical se aplica únicamente sobre el tablero.

- VTE1: Viento transversal en sentido 1 (Y+ del modelo) actuando simultáneamente con un empuje vertical (dirección Z- del modelo) sobre el tablero.
- VTE2: Viento transversal en sentido 2 (Y- del modelo) actuando simultáneamente con un empuje vertical (dirección Z- del modelo) sobre el tablero.
- VTS1: (Y+ del modelo) actuando simultáneamente con una succión vertical (Z- del modelo) sobre el tablero.
- VTS2: Viento transversal en sentido 2 (Y- del modelo) actuando simultáneamente con una succión vertical (Z- del modelo) sobre el tablero.

Las cargas a aplicar sobre los elementos otros que el tablero son las cargas distribuidas previamente establecidas.

Para el tablero, consideramos que el viento actúa sobre la viga longitudinal a barlovento de forma distribuida. Luego, con la longitud tributaria de cada nudo, tenemos las cargas al nivel de los nudos. Recordamos que el viento a barlovento actúa con una excentricidad en el eje vertical. Reducimos estas fuerzas al nivel de la mitad de cada viga transversal, con los momentos adecuados, y transformamos el sistema de fuerzas obtenido en un sistema estáticamente equivalente de fuerzas, aplicadas en los nudos de las dos vigas longitudinales.

Procedemos de la misma forma para la carga vertical, teniendo en cuenta su excentricidad en el eje transversal respecto a la directriz del tablero. Dicha excentricidad en este caso genera torsión alrededor de la directriz del tablero. Transformado en un sistema de fuerzas equivalentes, este momento torsor se aplica como dos fuerzas verticales de sentido opuesto, en los nudos de las vigas longitudinales.

Además, tenemos que generar casos de carga correspondientes al viento actuando únicamente sobre los vehículos. Debemos tener en cuenta que la longitud cargada pésima del puente, y entonces la longitud la más desfavorable sobre la cual actúa el viento sobre el tablero con vehículos puede ser distinta a la longitud pésima debida únicamente a la sobrecarga de los vehículos. Por lo tanto, discretizamos de nuevo el tablero, para poder simular el viento soplando sobre los vehículos en ciertos tramos del tablero, y otros no. Se discretiza el tablero en 53 tramos, correspondientes a la separación entre las vigas transversales.

Consideramos la carga del viento con vehículos sobre el puente. Las cargas transversales cambian respecto a los primeros casos de cargas de viento generados, pero no las cargas verticales. Para obtener la carga actuando sobre los vehículos (y únicamente sobre los vehículos) en cada tramo, podemos simplemente aplicar el mismo procedimiento que el anterior, haciendo la diferencia entre la carga (vertical + transversal) de viento sobre el tablero con vehículos, y la carga (vertical + transversal) del viento sobre el tablero sin vehículos. Observamos que las cargas verticales desaparecen, y nos quedamos únicamente con los efectos del viento sobre los vehículos. Reducimos dicha carga en cada tramo (teniendo en cuenta la excentricidad en el eje vertical) en el

centro de las vigas transversales, y transformamos el sistema de fuerzas en fuerzas equivalentes aplicadas en los nudos de las dos vigas longitudinales.

Los casos de carga generados son:

- VTE1-01; VTE1-02; ...; VTE1-53: Viento transversal en sentido 1 (Y+ del modelo) actuando únicamente sobre los vehículos
- VTE2-01; VTE2-02; ...; VTE2-53: Viento transversal en sentido 2 (Y- del modelo) actuando únicamente sobre los tramos del puente

Finalmente, la carga de viento longitudinal se aplica como una carga que se reparte de forma idéntica entre las dos vigas longitudinales. Las cargas distribuidas resultantes se transforman en cargas en los nudos de las vigas longitudinales. Generamos los siguientes casos de carga:

- VLS1: Viento longitudinal sin vehículos, en sentido 1 (X+ del modelo)
- VLS2: Viento longitudinal sin vehículos, en sentido 2 (X- del modelo)
- VLC1: Viento longitudinal con vehículos, en sentido 1 (X+ del modelo)
- VLC2: Viento longitudinal con vehículos, en sentido 2 (X- del modelo)



## 8 Combinaciones de acciones

En este apartado, se van a definir las combinaciones de acciones introducidas en el modelo para la comprobación de la estructura, y de las cimentaciones. Este método se basa en la creación de envolventes y combinaciones auxiliares para tener que trabajar al final con menos combinaciones, y aprovechar al máximo los cálculos automáticos.

Conviene indicar las combinaciones que se quieren obtener para entender el uso de las envolventes.

### 8.1 Descripción general

#### 8.1.1 Estado limite ultimo

Las comprobaciones de estado limite ultimo (ELU) se deben realizar con las combinaciones que se pueden establecer a partir de la siguiente formula:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \sum_{k=1} \gamma_{Q,k} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Figura 74 – Formula general de las combinaciones fundamentales de acciones en ELU (fuente: Apartado 6.4.3.2 de EN 1990:2002)

Siendo:

- $\gamma$  los coeficientes de ponderación de las acciones permanentes, o variables.
- $\psi$  los coeficientes de ponderación de las cargas variables de acompañamiento

Los coeficientes de ponderación de las acciones permanentes valen 1,35 si son acciones desfavorables para el efecto considerado, o 1 si son favorables. Los coeficientes de ponderación de las acciones variables valen 1,5 si se trata de acciones desfavorables, o 0 si son favorables.

Los coeficientes de acompañamiento se definen en el anejo francés de EN-1990:

Action	Symbole	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Charges de trafic (voir l'EN 1991-2, tableau 4.4)	gr1a (LM1+ charges de piétons ou de piste cyclable) <sup>1)</sup>	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Charges de piétons + piste cyclable <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (essieu unique)		0	0,75	0
	gr2 (forces horizontales)		0	0	0
	gr3 (charges dues aux piétons)		0	0	0
Forces dues au vent	$F_{Wk}$ — situations de projet durables	0,6	0,2	0	
	— exécution	0,8	—	0	
	$\bar{F}_W$	1,0	—	—	
Actions de la température	$T_k$	0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5	
Charges de neige	$Q_{Sn,k}$ (pendant l'exécution)	0,8	—	—	
Charges de construction	$Q_c$	1,0	—	1,0	

1) Les valeurs recommandées de  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  pour gr1a et gr1b sont données pour un trafic routier correspondant à des coefficients d'ajustement  $\alpha_{Q1}$ ,  $\alpha_{Q1}$ ,  $\alpha_{qr}$  et  $\beta_Q$  égaux à 1. Celles qui concernent le système UDL correspondent à des scénarios de trafic courants, dans lesquels une accumulation rare de camions peut se produire. D'autres valeurs peuvent être envisagées, pour d'autres types de routes ou de trafic attendu, en relation avec le choix des coefficients  $\alpha$  correspondants. Par exemple, une valeur de  $\psi_2$  différente de zéro peut être envisagée, pour le système UDL de LM1 seulement, pour les ponts portant un trafic lourd et continu. Voir aussi l'EN 1998.

2) La valeur de combinaison de la charge de piétons et de piste cyclable mentionnée dans le tableau 4.4a de l'EN 1991-2 est une valeur «réduite». Les coefficients  $\psi_0$  et  $\psi_1$  sont applicables à cette valeur.

3) La valeur recommandée de  $\psi_0$  pour les actions dues à la température peut dans la plupart des cas être réduite à zéro pour les états-limites ultimes EQU, STR et GEO. Voir aussi les Eurocodes de projet.

Figura 75 - Coeficientes de ponderación de las acciones variables de acompañamiento (fuente: Apartado A.2.2.6 de EN 1990 A2)

En la figura anterior, los grupos que aparecen en la primera línea de tipos de acciones son los grupos definidos por el Eurocódigo para caracterizar la simultaneidad de las acciones variables debidas a la sobrecarga de uso en puentes:

- El grupo GR1a corresponde al efecto del modelo 1 de carga (el que se ha explicado en la parte de la definición de la sobrecarga de uso, es decir con una carga puntual y carga distribuida sobre carriles virtuales), con los efectos de los peatones.
- El grupo GR1b no se estudiará en este proyecto.
- El grupo GR2 caracteriza los efectos de las acciones horizontales
- El grupo GR3 traduce los efectos de los peatones sobre el puente, pero únicamente en las aceras
- El grupo GR4 traduce los efectos de una aglomeración de peatones sobre el puente

La generación de estos grupos de carga se puede entender más fácilmente con la siguiente tabla del Eurocódigo:

Load type	CARRIAGEWAY					FOOTWAYS AND CYCLE TRACKS	
	Vertical forces				Horizontal forces		Vertical forces only
Reference	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Load system	LM1 (TS and UDL systems)	LM2 (Single axle)	LM3 (Special vehicles)	LM4 (Crowd loading)	Braking and acceleration forces <sup>a</sup>	Centrifugal and transverse forces <sup>a</sup>	Uniformly Distributed load
Groups of Loads	gr1a	Characteristic values					Combination value <sup>b</sup>
	gr1b		Characteristic value				
	gr2	Frequent values			Characteristic value	Characteristic value	
	gr3 <sup>d</sup>						Characteristic value <sup>c</sup>
	gr4				Characteristic value		Characteristic value
gr5	See annex A		Characteristic value				
Dominant component action (designated as component associated with the group)							
<sup>a</sup> May be defined in the National Annex (for the cases mentioned). <sup>b</sup> May be defined in the National Annex. The recommended value is 3 kN/m <sup>2</sup> . <sup>c</sup> See 5.3.2.1-(2). One footway only should be considered to be loaded if the effect is more unfavourable than the effect of two loaded footways. <sup>d</sup> This group is irrelevant if gr4 is considered.							

Figura 76 - Definición de los grupos de carga para la sobrecarga de uso (fuente: Apartado 4.5.1 de EN 1991-2:2003)

Para realizar las combinaciones, debemos tener en cuenta que no hace falta combinar las acciones de viento con:

- las fuerzas de frenado o aceleración o el grupo de carga GR2
- las cargas sobre las aceras o el grupo de carga GR3
- las cargas de aglomeraciones o el grupo de carga GR4
- las acciones térmicas salvo casos particulares

Además, los grupos de cargas son excluyentes, es decir que el grupo GR1a no puede combinarse con GR4 por ejemplo.

### 8.1.2 Estado límite de servicio

Las combinaciones de estado límite de servicio (ELS) se dividen en 3 categorías generales:

- Combinación característica
- Combinación frecuente
- Combinación casi-permanente

Las fórmulas a utilizar para definir esas combinaciones son las siguientes:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Figura 77 - Combinación característica de ELS (fuente: Apartado 6.5.3 de EN 1990:2002)

b) Frequent combination :

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; \psi_{1,1} Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (6.15a)$$

in which the combination of actions in brackets { }, (called the frequent combination), can be expressed as :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

NOTE The frequent combination is normally used for reversible limit states.

c) Quasi-permanent combination :

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (6.16a)$$

in which the combination of actions in brackets { }, (called the quasi-permanent combination), can be expressed as :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Figura 78 - Combinaciones frecuente y casi-permanente de ELS (fuente: Apartado 6.5.3 de EN 1990:2002)

Las notaciones son idénticas al ELU, y los coeficientes de ponderación para las acciones variables de acompañamiento se obtienen a partir de la misma tabla del apartado correspondiente al ELU.

## 8.2 Envoltentes y combinaciones auxiliares

Vamos a definir envoltentes auxiliares que nos van a simplificar la elaboración de las combinaciones. Existen dos tipos de envoltentes en SAP2000 de interés para elaborar las combinaciones:

- Range Add:** Es una envoltente aditiva. Se suman los valores de mismo signo para obtener dos envoltentes: envoltentes de máximos, y mínimos. Por lo tanto, en un determinado punto considerando una cierta variable de estudio, en la envoltente de máximos, el programa suma los valores positivos, y no considera los valores negativos. En la envoltente de mínimos, se suman los valores negativos y se ignoran los valores positivos.
- Envelope:** Es una envoltente exclusiva. Aparecen dos resultados: una envoltente de máximos y mínimos para cada variable. Para la envoltente de máximos, el programa escoge el mayor valor positivo en el efecto considerado de las acciones formando parte de la envoltente. En la envoltente de mínimos, el programa escoge el valor más negativo en el efecto considerado. Por lo tanto, no se suman valores.

Finalmente, la última opción de interés para la elaboración de las combinaciones es la opción *Linear Add* que es una suma lineal de valores para una determinada variable.

### 8.2.1 Acciones permanentes

Definimos a continuación las envolventes y combinaciones auxiliares introducidas en el modelo para las acciones permanentes.

Para las cargas muertas, definimos una envolvente  $Env_{CM}$ :

$$Env_{CM} = Envelope\{CM_{nom}; CM_{max}; CM_{min}\}$$

Es una envolvente exclusiva, que permite automatizar la elección de la carga muerta según el efecto analizado, y no se suman resultados.

Las acciones permanentes quedan luego completamente definidas a partir de dos combinaciones lineales:

- $PERM - 1 = 1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot Env_{CM}$
- $PERM - 2 = 1 \cdot PP + 1 \cdot Env_{CM}$

Las dos combinaciones lineales anteriores permiten analizar los casos cuando las cargas permanentes son favorables o desfavorables. Luego, para automatizar la elección entre las dos, se introduce:

- $Env_{PERM} - ELU = Envelope\{PERM - 1; PERM - 2\}$
- $Env_{PERM} - ELS = PERM - 2$

De las dos combinaciones anteriores, la primera permite elegir automáticamente la combinación lineal de cargas permanentes en ELU la más desfavorable para el efecto considerado, mientras que la segunda es la combinación lineal de cargas permanentes a usar para la elaboración de combinaciones en ELS. Con eso, queda completamente definido el tratamiento de las acciones permanentes.

### 8.2.2 Acciones variables

#### 8.2.2.1 Sobrecarga de uso

Recordamos que la plataforma se ha dividido en áreas remanentes, y carriles virtuales. La nomenclatura ha sido ya definida, y la división del tablero también. Definimos las siguientes envolventes para la configuración de la plataforma de tipo AR23:

- Envolvente aditiva para determinar la longitud cargada pésima en el área remanente en configuración AR23:  $AR23 = RangeAdd\{AR23 - 01; AR23 - 02; \dots; AR23 - 53\}$
- Envolvente aditiva para determinar la longitud cargada pésima en el carril virtual a (CVa) en configuración AR23:  $AR23_{SC} - CVa = RangeAdd\{AR23_{SC} - CVa - 01; AR23_{SC} - CVa - 02; \dots; AR23_{SC} - CVa - 53\}$
- Envolvente aditiva para determinar la longitud cargada pésima en el carril virtual b (CVb) en configuración AR23:  $AR23_{SC} - CVb = RangeAdd\{AR23_{SC} - CVb - 01; AR23_{SC} - CVb - 02; \dots; AR23_{SC} - CVb - 53\}$
- Envolvente exclusiva para determinar la posición pésima del vehículo pesado en el carril virtual a (CVa) en configuración AR23:  $AR23_{VP} - CVa = Envelope\{AR23_{VP} - CVa - 01; AR23_{VP} - CVa - 02; \dots; AR23_{VP} - CVa - 216\}$

- Envolvente exclusiva para determinar la posición pésima del vehículo pesado en el carril virtual b (CVb) en configuración AR23:  $AR23_{VP} - CVb = Envelope\{AR23_{VP} - CVb - 01; AR23_{VP} - CVb - 02; \dots; AR23_{VP} - CVb - 216\}$
- Envolvente exclusiva para determinar el sentido y el carril de aplicación de la carga de frenado en configuración AR23:  $AR23_{FR} = Envelope\{AR23_{FRa} - 1; AR23_{FRb} - 1; AR23_{FRa} - 2; AR23_{FRb} - 2\}$

Hacemos exactamente lo mismo para la división de la plataforma en configuración AR34:

- Envolvente aditiva para determinar la longitud cargada pésima en el área remanente en configuración AR34:  $AR34 = RangeAdd\{AR34 - 01; AR34 - 02; \dots; AR34 - 53\}$
- Envolvente aditiva para determinar la longitud cargada pésima en el carril virtual a (CVa) en configuración AR34:  $AR34_{SC} - CVa = RangeAdd\{AR34_{SC} - CVa - 01; AR34_{SC} - CVa - 02; \dots; AR34_{SC} - CVa - 53\}$
- Envolvente aditiva para determinar la longitud cargada pésima en el carril virtual b (CVb) en configuración AR34:  $AR34_{SC} - CVb = RangeAdd\{AR34_{SC} - CVb - 01; AR34_{SC} - CVb - 02; \dots; AR34_{SC} - CVb - 53\}$
- Envolvente exclusiva para determinar la posición pésima del vehículo pesado en el carril virtual a (CVa) en configuración AR34:  $AR34_{VP} - CVa = Envelope\{AR34_{VP} - CVa - 01; AR34_{VP} - CVa - 02; \dots; AR34_{VP} - CVa - 216\}$
- Envolvente exclusiva para determinar la posición pésima del vehículo pesado en el carril virtual b (CVb) en configuración AR34:  $AR34_{VP} - CVb = Envelope\{AR34_{VP} - CVb - 01; AR34_{VP} - CVb - 02; \dots; AR34_{VP} - CVb - 216\}$
- Envolvente exclusiva para determinar el sentido y el carril de aplicación de la carga de frenado en configuración AR34:  $AR34_{FR} = Envelope\{AR34_{FRa} - 1; AR34_{FRb} - 1; AR34_{FRa} - 2; AR34_{FRb} - 2\}$

Definimos también las cargas necesarias de los peatones en las aceras mediante una envolvente aditiva para determinar las longitudes cargadas pésimas en las zonas peatonales. Además, la siguiente envolvente permite considerar el hecho de que una acera puede estar cargada mientras que otra no, si eso tuviera algún efecto desfavorable para algún elemento:

$$ZP = RangeAdd\{ZP1 - 01; ZP1 - 02; \dots; ZP1 - 53; ZP2 - 01; ZP2 - 02; \dots; ZP2 - 53\}$$

Entonces, podemos definir a continuación las combinaciones correspondientes a los distintos grupos de carga definidos por el Eurocódigo. Recordamos que, hasta ahora, las cargas de frenado eran las únicas cargas introducidas en el modelo en su valor característico; y las otras han sido definidas mediante "cargas unitarias" (véase el apartado correspondiente a la definición de los casos de carga de las cargas de tráfico). Por lo tanto, conviene aplicar coeficientes correctores para ajustar esas cargas "unitarias" en cargas reales.



Por eso, vamos a introducir unas tablas que explican las combinaciones creadas. En esas tablas, se utilizan las siguientes notaciones:

- $\gamma$  los coeficientes de ponderación de las acciones permanentes, o variables.
- $\psi$  los coeficientes de ponderación de las cargas variables de acompañamiento
- $\alpha$  el producto de  $\gamma$  y  $\psi$

- $\lambda$  un coeficiente de ponderación para la creación de combinaciones de acciones de temperatura, o bien un coeficiente corrector en el caso de haber introducido cargas unitarias en el modelo
- $\alpha'$  el producto de  $\alpha$  y  $\lambda$ . Representa el coeficiente que hay que aplicar a la carga, introducida en valor característico o "unitario", para obtener el valor de combinación.

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
AR23_GR1d_a-b	Linear Add	AR23	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea la carga dominante (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico no se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad. La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVa es el más desfavorable considerando el AR en posición 23. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR23_GR1d_a-b	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	-	1	9	9	
AR23_GR1d_a-b	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	
AR23_GR1d_a-b	Linear Add	AR23_VP-CVa	Envelope	-	-	1	3	3	
AR23_GR1d_a-b	Linear Add	AR23_VP-CVb	Envelope	-	-	1	2	2	
AR23_GR1d_a-b	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	3	3	
AR23_GR1d_b-a	Linear Add	AR23	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea la carga dominante (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico no se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad. La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVb es el más desfavorable considerando el AR en posición 23. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR23_GR1d_b-a	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	
AR23_GR1d_b-a	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	-	1	9	9	
AR23_GR1d_b-a	Linear Add	AR23_VP-CVa	Envelope	-	-	1	2	2	
AR23_GR1d_b-a	Linear Add	AR23_VP-CVb	Envelope	-	-	1	3	3	
AR23_GR1d_b-a	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	3	3	
AR34_GR1d_a-b	Linear Add	AR34	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea la carga dominante (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico no se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad. La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVa es el más desfavorable considerando el AR en posición 34. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR34_GR1d_a-b	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	-	1	9	9	
AR34_GR1d_a-b	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	
AR34_GR1d_a-b	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	-	1	3	3	
AR34_GR1d_a-b	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	-	1	2	2	
AR34_GR1d_a-b	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	3	3	
AR34_GR1d_b-a	Linear Add	AR34	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea la carga dominante (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico no se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad. La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVb es el más desfavorable considerando el AR en posición 34. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR34_GR1d_b-a	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	-	1	2,5	2,5	
AR34_GR1d_b-a	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	-	1	9	9	
AR34_GR1d_b-a	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	-	1	2	2	
AR34_GR1d_b-a	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	-	1	3	3	
AR34_GR1d_b-a	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	3	3	
AR23_GR1c_a-b	Linear Add	AR23	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea una carga concomitante, (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad $\psi_0$ . La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVa es el más desfavorable considerando el AR en posición 23. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR23_GR1c_a-b	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR23_GR1c_a-b	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR23_GR1c_a-b	Linear Add	AR23_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR23_GR1c_a-b	Linear Add	AR23_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR23_GR1c_a-b	Linear Add	ZP	Range Add	-	0,4	0,4	3	1,2	
AR23_GR1c_b-a	Linear Add	AR23	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea una carga concomitante, (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad $\psi_0$ . La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVb es el más desfavorable considerando el AR en posición 23. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 2,5 para el CVa y por 9 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR23_GR1c_b-a	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR23_GR1c_b-a	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR23_GR1c_b-a	Linear Add	AR23_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR23_GR1c_b-a	Linear Add	AR23_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR23_GR1c_b-a	Linear Add	ZP	Range Add	-	0,4	0,4	3	1,2	
AR34_GR1c_a-b	Linear Add	AR34	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea una carga concomitante, (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad $\psi_0$ . La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVb es el más desfavorable considerando el AR en posición 34. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR34_GR1c_a-b	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR34_GR1c_a-b	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR34_GR1c_a-b	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR34_GR1c_a-b	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR34_GR1c_a-b	Linear Add	ZP	Range Add	-	0,4	0,4	3	1,2	
AR34_GR1c_b-a	Linear Add	AR34	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 1 de las cargas de tráfico definido por el Eurocodigo. En el caso de que sea una carga concomitante, (es el caso aquí considerado), las cargas de tráfico se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad $\psi_0$ . La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVb es el más desfavorable considerando el AR en posición 34. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 2,5 para el CVa y por 9 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR1, se tiene que considerar una carga en las aceras de 3 kN/m <sup>2</sup> , lo cual justifica el coeficiente corrector utilizado aquí.
AR34_GR1c_b-a	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR34_GR1c_b-a	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR34_GR1c_b-a	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR34_GR1c_b-a	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR34_GR1c_b-a	Linear Add	ZP	Range Add	-	0,4	0,4	3	1,2	

Tabla 73 – Combinaciones introducidas en el modelo para la definición de GR1a, como acción variable dominante o concomitante (fuente: elaboración propia)



Obtenemos las siguientes tablas, en las que en la última columna se justifican los coeficientes adoptados y la significación de cada combinación o envolvente.

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
AR23_GR2_a-b	Linear Add	AR23	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 2 de las cargas de trafico definido por el Eurocodigo. Las cargas de trafico se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad $\psi_1$ (valor frecuente) mientras que las cargas de frenado tienen el valor característico. La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVa es el más desfavorable considerando el AR en posición 23. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR2, no se considera la carga de peatones.
AR23_GR2_a-b	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR23_GR2_a-b	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR23_GR2_a-b	Linear Add	AR23_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR23_GR2_a-b	Linear Add	AR23_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR23_GR2_a-b	Linear Add	AR23_FR	Envelope	-	-	1	-	1	
AR23_GR2_b-a	Linear Add	AR23	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR23_GR2_b-a	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR23_GR2_b-a	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR23_GR2_b-a	Linear Add	AR23_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR23_GR2_b-a	Linear Add	AR23_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR23_GR2_b-a	Linear Add	AR23_FR	Envelope	-	-	1	-	1	
AR34_GR2_a-b	Linear Add	AR34	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	Combinación lineal de envolventes (aditivas o exclusivas). Corresponde al grupo 2 de las cargas de trafico definido por el Eurocodigo. Las cargas de trafico se van afectadas por un coeficiente de simultaneidad $\psi_1$ (valor frecuente) mientras que las cargas de frenado tienen el valor característico. La nomenclatura adoptada aquí indica que el CVa es el más desfavorable considerando el AR en posición 34. Como las sobrecargas uniformes se han implementado como cargas de 1 kN/m <sup>2</sup> , se multiplican en esta combinación por 9 para el CVa y por 2,5 para el CVb. Los VP se han definido como 4 cargas de 50 kN, lo cual corresponde a un peso por eje de 100 kN. Por lo tanto, se multiplican los valores con coeficientes correctores para tener en cuenta cual es el carril más desfavorable en esta combinación. Finalmente, en el GR2, no se considera la carga de peatones.
AR34_GR2_a-b	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR34_GR2_a-b	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR34_GR2_a-b	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR34_GR2_a-b	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR34_GR2_a-b	Linear Add	AR34_FR	Envelope	-	-	1	-	1	
AR34_GR2_b-a	Linear Add	AR34	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR34_GR2_b-a	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	0,4	0,4	2,5	1	
AR34_GR2_b-a	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	0,4	0,4	9	3,6	
AR34_GR2_b-a	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	0,75	0,75	2	1,5	
AR34_GR2_b-a	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	0,75	0,75	3	2,25	
AR34_GR2_b-a	Linear Add	AR34_FR	Envelope	-	-	1	-	1	
GR3	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	5	5	Grupo de carga 3. Solo hay peatones en las zonas peatonales (cargadas o no)
AR23_GR4	Linear Add	AR23	Range Add	-	-	1	5	5	Combinación lineal de envolventes. Representa el grupo de carga 4 (peatones en todo el puente). Por lo tanto, se aprovecha los casos de carga de las sobrecargas uniforme sobre los carriles virtuales, y area remanente 23. Como definidas con un valor de 1 kN/m <sup>2</sup> , solo hace falta multiplicar por 5 estas envolventes, para obtener el valor característico de las cargas de peatones. Recordamos que todas las envolventes consideradas aquí son envolvente aditivas, es decir que se simula correctamente que un zona está cargada o no según el efecto analizado.
AR23_GR4	Linear Add	AR23_SC-CVa	Range Add	-	-	1	5	5	
AR23_GR4	Linear Add	AR23_SC-CVb	Range Add	-	-	1	5	5	
AR23_GR4	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	5	5	
AR34_GR4	Linear Add	AR34	Range Add	-	-	1	5	5	
AR34_GR4	Linear Add	AR34_SC-CVa	Range Add	-	-	1	5	5	
AR34_GR4	Linear Add	AR34_SC-CVb	Range Add	-	-	1	5	5	
AR34_GR4	Linear Add	AR34_VP-CVa	Envelope	-	-	1	5	5	
AR34_GR4	Linear Add	AR34_VP-CVb	Envelope	-	-	1	5	5	
AR34_GR4	Linear Add	ZP	Range Add	-	-	1	5	5	

Tabla 75 – Combinaciones introducidas en el modelo para la definición de GR2, GR3 y GR4 (fuente: elaboración propia)

Finalmente, introducimos las siguientes envolventes, para poder definir completamente de forma automatizada los grupos de carga.

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
Env_GR1d	Envelope	AR23_GR1d_a-b	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite obtener la configuración de carriles más desfavorable para el grupo 1 de cargas de trafico. Representa el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se considera el grupo 1 como acción dominante.
Env_GR1d	Envelope	AR23_GR1d_b-a	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR1d	Envelope	AR34_GR1d_a-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR1d	Envelope	AR34_GR1d_b-a	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR1c	Envelope	AR23_GR1c_a-b	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite obtener la configuración de carriles más desfavorable para el grupo 1 de cargas de trafico. Representa el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se considera el grupo 1 como acción concomitante.
Env_GR1c	Envelope	AR23_GR1c_b-a	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR1c	Envelope	AR34_GR1c_a-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR1c	Envelope	AR34_GR1c_b-a	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR2	Envelope	AR23_GR2_a-b	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite obtener la configuración de carriles más desfavorable para el grupo 2 de cargas de trafico. Representa el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se considera el grupo 2 como acción dominante.
Env_GR2	Envelope	AR23_GR2_b-a	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR2	Envelope	AR34_GR2_a-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR2	Envelope	AR34_GR2_b-a	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_GR3	Linear Add	GR3	Linear Add	-	-	1	-	1	Valor característico de la SC de uso cuando se considera el grupo 3 como acción dominante (es igual a GR3, pero se escribe por mantener la nomenclatura)
Env_GR4	Envelope	AR23_GR4	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Representa el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se considera el grupo 4 como acción dominante.
Env_GR4	Envelope	AR34_GR4	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 74 – Envolventes utilizadas para la introducción de los grupos de carga en el modelo (fuente: elaboración propia)



### 8.2.2.2 Viento

El viento se ha definido en distintos casos de carga, según haya vehículos sobre el puente o no, y según las direcciones y los sentidos del viento.

Definimos primero las siguientes combinaciones auxiliares para el viento:

- Envoltente aditiva para determinar los tramos del puente ocupados por los vehículos que resulten más desfavorable cuando el viento sopla transversalmente en sentido 1 (Y+) sobre los vehículos:  $VTV1 = RangeAdd\{VTV1 - 01; VTV1 - 02; \dots; VTV1 - 53\}$
- Envoltente aditiva para determinar los tramos del puente ocupados por los vehículos que resulten más desfavorable cuando el viento sopla transversalmente en sentido 2 (Y-) sobre los vehículos:  $VTV2 = RangeAdd\{VTV2 - 01; VTV2 - 02; \dots; VTV2 - 53\}$

Luego, definimos las siguientes envoltentes y combinaciones auxiliares para definir completamente el viento en su valor característico.

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
Env_VSS	Envelope	VTE1	Acción variable	-	-	1	-	1	Envoltente exclusiva. Permite determinar el caso de viento más desfavorable, cuando no hay sobrecarga de uso. Proporciona el valor característico del viento sin sobrecarga de uso.
Env_VSS	Envelope	VTE2	Acción variable	-	-	1	-	1	
Env_VSS	Envelope	VTS1	Acción variable	-	-	1	-	1	
Env_VSS	Envelope	VTS2	Acción variable	-	-	1	-	1	
Env_VSS	Envelope	VLS1	Acción variable	-	-	1	-	1	
Env_VSS	Envelope	VLS2	Acción variable	-	-	1	-	1	
VTE1+VTV1	Linear Add	VTE1	Acción variable	-	-	1	-	1	Combinación lineal. Permite considerar el viento soplando sobre el tablero en el sentido 1 (Y+) y empujando verticalmente (Z-), y soplando sobre los tramos ocupados por los vehículos que resulten más desfavorables según el efecto analizado.
VTE1+VTV1	Linear Add	VTV1	Range Add	-	-	1	-	1	
VTE2+VTV2	Linear Add	VTE2	Acción variable	-	-	1	-	1	Combinación lineal. Permite considerar el viento soplando sobre el tablero en el sentido 1 (Y-) y empujando verticalmente (Z-), y soplando sobre los tramos ocupados por los vehículos que resulten más desfavorables según el efecto analizado.
VTE2+VTV2	Linear Add	VTV2	Range Add	-	-	1	-	1	
VTS1+VTV1	Linear Add	VTS1	Acción variable	-	-	1	-	1	Combinación lineal. Permite considerar el viento soplando sobre el tablero en el sentido 1 (Y+) y con succión vertical (Z+), y soplando sobre los tramos ocupados por los vehículos que resulten más desfavorables según el efecto analizado.
VTS1+VTV1	Linear Add	VTV1	Range Add	-	-	1	-	1	
VTS2+VTV2	Linear Add	VTS2	Acción variable	-	-	1	-	1	Combinación lineal. Permite considerar el viento soplando sobre el tablero en el sentido 2 (Y-) y con succión vertical (Z+), y soplando sobre los tramos ocupados por los vehículos que resulten más desfavorables según el efecto analizado.
VTS2+VTV2	Linear Add	VTV2	Range Add	-	-	1	-	1	
Env_VCS	Envelope	VTE1+VTV1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envoltente exclusiva. Permite determinar el caso de viento más desfavorable, cuando hay sobrecarga de uso. Proporciona el valor característico del viento con sobrecarga de uso.
Env_VCS	Envelope	VTE2+VTV2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_VCS	Envelope	VTS1+VTV1	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_VCS	Envelope	VTS2+VTV2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_VCS	Envelope	VLC1	Acción variable	-	-	1	-	1	
Env_VCS	Envelope	VLC2	Acción variable	-	-	1	-	1	

Tabla 76 – Envoltentes y combinaciones auxiliares introducidas en el modelo para definir el viento en su valor característico (fuente: elaboración propia)

Con eso, el viento queda completamente definido, y podemos usar simplemente las envoltentes Env\_VCS o Env\_VSS para realizar todas las combinaciones.



### 8.2.2.3 Temperatura

Recordamos que la temperatura se había definido mediante dos componentes: un gradiente vertical de temperatura y una componente uniforme de temperatura. El Eurocódigo preconiza la combinación de estas dos componentes mediante la siguiente fórmula para tener en cuenta la simultaneidad de dichas componentes:

(1) If it is necessary to take into account both the temperature difference  $\Delta T_{M,heat}$  (or  $\Delta T_{M,cool}$ ) and the maximum range of uniform bridge temperature component  $\Delta T_{N,exp}$  (or  $\Delta T_{N,con}$ ) assuming simultaneity (e.g. in case of frame structures) the following expression may be used (which should be interpreted as load combinations):

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (or } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con}) \quad (6.3)$$

or

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (or } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (or } \Delta T_{N,con}) \quad (6.4)$$

where the most adverse effect should be chosen.

NOTE 1: The National annex may specify numerical values of  $\omega_N$  and  $\omega_M$ . If no other information is available, the recommended values for  $\omega_N$  and  $\omega_M$  are:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75.$$

NOTE 2: Where both linear and non-linear vertical temperature differences are used (see 6.1.4.2)  $\Delta T_M$  should be replaced by  $\Delta T$  which includes  $\Delta T_M$  and  $\Delta T_E$ .

Figura 79 – Combinaciones a considerar para tener en cuenta la simultaneidad del gradiente de temperatura y de la componente uniforme de temperatura (fuente: Apartado 6.1.5 de EN 1991-1-5:2003)

Recordamos también que teníamos que definir unas componentes uniformes de temperatura distintas para los aparatos de apoyo y juntas de dilatación. Por lo tanto, tenemos que realizar nuevas envolventes para obtener valores característicos de la temperatura adecuados para analizar estos elementos. Obtenemos:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
T_C-1	Linear Add	T_U-P	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-1	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-2	Linear Add	T_U-P	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-2	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-3	Linear Add	T_U-P	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-3	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-4	Linear Add	T_U-P	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-4	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-5	Linear Add	T_U-N	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-5	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-6	Linear Add	T_U-N	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-6	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-7	Linear Add	T_U-N	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-7	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-8	Linear Add	T_U-N	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura.
T_C-8	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
Env_T	Envelope	T_C-1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite obtener la combinación más desfavorable de temperatura. Es el valor característico de la temperatura para la comprobación de la estructura.
Env_T	Envelope	T_C-2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T	Envelope	T_C-3	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T	Envelope	T_C-4	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T	Envelope	T_C-5	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T	Envelope	T_C-6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T	Envelope	T_C-7	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T	Envelope	T_C-8	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 77 – Combinaciones y envolventes auxiliares introducidas para definir la temperatura en su valor característico (fuente: elaboración propia)

Luego, obtenemos para las juntas de dilatación:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
T_C-j-1	Linear Add	T_U-P-j	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-1	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-j-2	Linear Add	T_U-P-j	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-2	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-j-3	Linear Add	T_U-P-j	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-3	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-j-4	Linear Add	T_U-P-j	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-4	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-j-5	Linear Add	T_U-N-j	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-5	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-j-6	Linear Add	T_U-N-j	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-6	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-j-7	Linear Add	T_U-N-j	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-7	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-j-8	Linear Add	T_U-N-j	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para las juntas.
T_C-j-8	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite obtener la combinación más desfavorable de temperatura. Es el valor característico de la temperatura para el diseño de las juntas
Env_T-j	Envelope	T_C-j-2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-3	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-4	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-5	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-7	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-j	Envelope	T_C-j-8	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 78 - Combinaciones y envolventes auxiliares introducidas para definir la temperatura en su valor característico para el dimensionamiento de las juntas de dilatación (fuente: elaboración propia)

Para los aparatos de apoyo, obtenemos:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
T_C-b-1	Linear Add	T_U-P-b	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-1	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-b-2	Linear Add	T_U-P-b	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-2	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-b-3	Linear Add	T_U-P-b	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-3	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-b-4	Linear Add	T_U-P-b	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-4	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-b-5	Linear Add	T_U-N-b	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-5	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-b-6	Linear Add	T_U-N-b	Acción variable	-	-	1	0,35	0,35	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-6	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	1	1	
T_C-b-7	Linear Add	T_U-N-b	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-7	Linear Add	T_G-P	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
T_C-b-8	Linear Add	T_U-N-b	Acción variable	-	-	1	1	1	Combinación lineal. Es una combinación auxiliar de temperatura para los aparatos de apoyo.
T_C-b-8	Linear Add	T_G-N	Acción variable	-	-	1	0,75	0,75	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite obtener la combinación más desfavorable de temperatura. Es el valor característico de la temperatura para el diseño de los aparatos de apoyo.
Env_T-b	Envelope	T_C-b-2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-3	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-4	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-5	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-7	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_T-b	Envelope	T_C-b-8	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 79 - Combinaciones y envolventes auxiliares introducidas para definir la temperatura en su valor característico para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo (fuente: elaboración propia)



### 8.3 Combinaciones ELU fundamentales – Estructura

Vamos a definir a continuación las combinaciones fundamentales de ELU para comprobar la estructura. Se han obtenido previamente todos los valores característicos de las acciones variables y las envolventes de las acciones permanentes. Se pueden leer las descripciones de las combinaciones para entender mejor el final de este procedimiento. Tras haber hecho todo eso, podemos trabajar con una única combinación para comprobar todo el ELU, para cualquier elemento de la estructura que no sea un aparato de apoyo o una junta de dilatación.

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha^*$	Descripción Combinación
ELU1	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. El viento es una acción concomitante con la sobrecarga de uso, con lo cual se aplica la envolvente de viento con sobrecarga Env_VCS. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELU1	Linear Add	Env_GR1d	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU1	Linear Add	Env_VCS	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU2	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELU2	Linear Add	Env_GR1d	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU2	Linear Add	Env_T	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU3	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR2. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU3	Linear Add	Env_GR2	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU3	Linear Add	Env_T	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU4	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR3. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU4	Linear Add	Env_GR3	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU4	Linear Add	Env_T	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU5	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR4. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU5	Linear Add	Env_GR4	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU5	Linear Add	Env_T	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU6	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera el viento como dominante, luego se aplica el caso de carga correspondiente al viento sin sobrecarga, y no se le aplica ninguna acción concomitante (no puede haber vehículos, y no puede ser concomitante con la temperatura).
ELU6	Linear Add	Env_VSS	Envelope	1,5	-	1,5	-	1,5	
ELU7	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU. Se considera la temperatura como dominante. Recordamos que se habían aplicado los coeficientes de simultaneidad $\psi_1$ para obtener el GR1 como acción concomitante en valor característico. Luego, solo hace falta aplicar el coeficiente parcial correspondiente a la sobrecarga de uso.
ELU7	Linear Add	Env_T	Envelope	1,5	-	1,5	-	1,5	
ELU7	Linear Add	Env_GR1c	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
Env_ELU	Envelope	ELU1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Es la envolvente de cálculo para la comprobación del ELU de la estructura.
Env_ELU	Envelope	ELU2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU	Envelope	ELU3	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU	Envelope	ELU4	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU	Envelope	ELU5	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU	Envelope	ELU6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU	Envelope	ELU7	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 80 - Combinaciones fundamentales para la comprobación de la estructura en ELU (fuente: elaboración propia)



## 8.4 Combinaciones ELU fundamentales – Juntas de dilatación

Del mismo modo para las juntas de dilatación, tenemos:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
ELU2-j	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para las juntas. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELU2-j	Linear Add	Env_GR1d	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU2-j	Linear Add	Env_T-j	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU3-j	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para las juntas. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR2. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU3-j	Linear Add	Env_GR2	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU3-j	Linear Add	Env_T-j	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU4-j	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para las juntas. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR3. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU4-j	Linear Add	Env_GR3	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU4-j	Linear Add	Env_T-j	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU5-j	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para las juntas. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR4. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU5-j	Linear Add	Env_GR4	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU5-j	Linear Add	Env_T-j	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU7-j	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para las juntas. Se considera la temperatura como dominante. Recordamos que se habían aplicado los coeficientes de simultaneidad $\psi_1$ para obtener el GR1 como acción concomitante en valor característico. Luego, solo hace falta aplicar el coeficiente parcial correspondiente a la sobrecarga de uso.
ELU7-j	Linear Add	Env_T-j	Envelope	1,5	-	1,5	-	1,5	
ELU7-j	Linear Add	Env_GR1c	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
Env_ELU-j	Envelope	ELU1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Es la envolvente de cálculo para la comprobación del ELU de las juntas.
Env_ELU-j	Envelope	ELU2-j	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-j	Envelope	ELU3-j	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-j	Envelope	ELU4-j	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-j	Envelope	ELU5-j	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-j	Envelope	ELU6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-j	Envelope	ELU7-j	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 81 - Combinaciones fundamentales para el dimensionamiento de las juntas de dilatación en ELU (fuente: elaboración propia)

## 8.5 Combinaciones ELU fundamentales – Aparatos de apoyo

Para los aparatos de apoyo, consideraremos las siguientes combinaciones en ELU:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
ELU2-b	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para los aparatos de apoyo. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELU2-b	Linear Add	Env_GR1d	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU2-b	Linear Add	Env_T-b	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU3-b	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para los aparatos de apoyo. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR2. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU3-b	Linear Add	Env_GR2	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU3-b	Linear Add	Env_T-b	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU4-b	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para los aparatos de apoyo. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR3. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU4-b	Linear Add	Env_GR3	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU4-b	Linear Add	Env_T-b	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU5-b	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para los aparatos de apoyo. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR4. Recordamos que la Env_PERM-ELU ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELU5-b	Linear Add	Env_GR4	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
ELU5-b	Linear Add	Env_T-b	Envelope	1,5	0,6	0,9	-	0,9	
ELU7-b	Linear Add	Env_PERM-ELU	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELU para los aparatos de apoyo. Se considera la temperatura como dominante. Recordamos que se habían aplicado los coeficientes de simultaneidad $\psi_1$ para obtener el GR1 como acción concomitante en valor característico. Luego, solo hace falta aplicar el coeficiente parcial correspondiente a la sobrecarga de uso.
ELU7-b	Linear Add	Env_T-b	Envelope	1,5	-	1,5	-	1,5	
ELU7-b	Linear Add	Env_GR1c	Envelope	1,35	-	1,35	-	1,35	
Env_ELU-b	Envelope	ELU1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Es la envolvente de cálculo para la comprobación del ELU de los aparatos de apoyo.
Env_ELU-b	Envelope	ELU2-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-b	Envelope	ELU3-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-b	Envelope	ELU4-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-b	Envelope	ELU5-b	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-b	Envelope	ELU6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELU-b	Envelope	ELU7-b	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 82 - Combinaciones fundamentales para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo en ELU (fuente: elaboración propia)

## 8.6 Combinaciones ELU para la comprobación del pandeo

Una de las desventajas de usar envolventes para la elaboración de combinaciones es que luego, las combinaciones creadas no se pueden usar directamente para un análisis tipo *Buckling*. Este análisis permite determinar el incremento necesario de una determinada combinación de carga para que aparezcan inestabilidades en la estructura, es decir el pandeo local o global de la estructura.

Este análisis se basa en la determinación de cargas críticas, y de modos de pandeo. Para una determinada combinación, pueden aparecer distintas cargas críticas, pero a mayor factor de carga crítica, significa que la carga inicial debe ser aumentada más para observar inestabilidades en la estructura. Entonces, modos de pandeo con mayores coeficientes de carga crítica tienen menor probabilidad de ocurrir en la realidad, dado que otros modos pueden producirse antes.

Para el establecimiento de los casos de carga de pandeo, tenemos que usar una combinación lineal de casos de carga, sin introducir ninguna envolvente. Para observar fenómenos de inestabilidad en la estructura, tenemos que maximizar la compresión en los elementos comprimidos: arcos, columnas, pilas. El pandeo global del arco es determinante en la comprobación del buen comportamiento de la estructura. Luego, haremos un enfoque sobre este elemento para intentar observar la inestabilidad del arco. También, se intentará generar casos de carga para observar el pandeo local de las columnas. Las pilas tienen una rigidez muy elevada, y son relativamente cortas entonces dudo que lograremos observar el pandeo de estos elementos mediante este análisis.

Ejecutamos el modelo con las combinaciones ELU obtenidas mediante envolventes, y comparamos las máximas compresiones en los arcos y las columnas obtenidas mediante la combinación Env\_ELU y las combinaciones ELU-i para ver cual es la combinación que genera en cada caso las máximas compresiones. Observamos que para el arco, las combinaciones ELU-1 y ELU-2 generan compresiones muy parecidas y las más elevadas. Luego, analizando las compresiones debidas a las envolventes de viento y temperatura, elegimos un único caso de carga de viento y de temperatura para generar combinaciones sin envolvente. En cuanto a la aplicación de la sobrecarga de uso, se centran las cargas en la parte del arco superior para maximizar las compresiones en el arco puesto que la parte del arco superior está unida al tablero mediante péndolas, entonces se supone que es la parte más débil del conjunto arco-tablero. Se dispone únicamente la carga de peatones sobre aceras de un lado (lado 1: ZP1) porque la sobrecarga pésima para la compresión del arco es la que está en posición AR34 con el carril virtual a dominante. De esta manera, conseguimos disponer la carga máxima de vehículos pegada al arco AR02, y la zona peatonal pegada a dicho arco lo cual es muy desfavorable para las compresiones en el arco.

Para las columnas, se han determinado las acciones que maximizan las compresiones en las columnas más grandes, y entonces las más esbeltas, y por lo tanto las más susceptibles de pandear. Sin embargo, como no era evidente que longitud de puente había que cargar con la sobrecarga de uso para favorecer el pandeo de estos elementos, se han probado 3 configuraciones: carga asimétrica con carga sobre el tablero con arco inferior; carga simétrica con carga sobre el tablero con arco inferior; carga sobre todo el puente.

Los casos de carga tipo *Buckling* se muestran a continuación. Cabe destacar que estos casos parten de la estructura sin ninguna deformación inicial. Además, se verá cuando se tratará en detalle el pandeo la utilidad de eso pero creamos también combinaciones lineales ELU idénticas a los casos de carga de la siguiente tabla.



Nombre caso	Tipo	Caso	Descripción caso
Pandeo-1	Buckling	1,35.PP + 1,35.CM_max + 12,15.AR34_SC-CVa-14 + 12,15.AR34_SC-CVa-15 + ... + 12,15.AR34_SC-CVa-40 + 3,375.AR34_SC-CVb-14 + 3,375.AR34_SC-CVb-15 + ... + 3,375.AR34_SC-CVb-40 + 4,05.AR34_VP-CVa-37 + 2,7.AR34_VP-CVa-37 + 3,375.AR34-14 + 3,375.AR34-15 + ... + 3,375.AR34-40 + 4,05.ZP1-14 + 4,05.ZP1-15 + ... + 4,05.ZP1-40 + 0,9.T_U-N + 0,675.T_G-N	Se ha visto que las combinaciones ELU1 y ELU2 son las más desfavorables para la compresión máxima en el arco. Por eso, se realiza un caso de carga de pandeo, en base a esas combinaciones, con los mismos coeficientes de ponderación y simultaneidad. Además, se centran las cargas en la parte del arco superior para maximizar las compresiones en el arco, y se pone únicamente la ZP de un lado (lado 1) porque la sobrecarga pesima para la compresión del arco es la que está en posición AR34 con el carril a dominante.
Pandeo-2	Buckling	1,35.PP + 1,35.CM_max + 12,15.AR34_SC-CVa-14 + 12,15.AR34_SC-CVa-15 + ... + 12,15.AR34_SC-CVa-40 + 3,375.AR34_SC-CVb-14 + 3,375.AR34_SC-CVb-15 + ... + 3,375.AR34_SC-CVb-40 + 4,05.AR34_VP-CVa-37 + 2,7.AR34_VP-CVa-37 + 3,375.AR34-14 + 3,375.AR34-15 + ... + 3,375.AR34-40 + 4,05.ZP1-14 + 4,05.ZP1-15 + ... + 4,05.ZP1-40 + 0,9.VTE2	Se ha visto que las combinaciones ELU1 y ELU2 son las más desfavorables para la compresión máxima en el arco. Por eso, se realiza un caso de carga de pandeo, en base a esas combinaciones, con los mismos coeficientes de ponderación y simultaneidad. Además, se centran las cargas en la parte del arco superior para maximizar las compresiones en el arco, y se pone únicamente la ZP de un lado (lado 1) porque la sobrecarga pesima para la compresión del arco es la que está en posición AR34 con el carril a dominante.
Pandeo-3	Buckling	1,35.PP + 1,35.CM_max + 12,15.AR34_SC-CVa-40 + 12,15.AR34_SC-CVa-41 + ... + 12,15.AR34_SC-CVa-53 + 3,375.AR34_SC-CVb-40 + 3,375.AR34_SC-CVb-41 + ... + 3,375.AR34_SC-CVb-53 + 4,05.AR34_VP-CVa-45 + 2,7.AR34_VP-CVa-45 + 3,375.AR34-40 + 3,375.AR34-41 + ... + 3,375.AR34-53 + 4,05.ZP1-40 + 4,05.ZP1-41 + ... + 4,05.ZP1-53 + 0,9.VTE1	Se ha visto que la combinación ELU1 es las más desfavorable para la compresión máxima en la columna PE0245 (la más grande). Por eso, se realiza un caso de carga de pandeo, en base a esas combinaciones, con los mismos coeficientes de ponderación y simultaneidad. Además, se ponen las cargas en la parte del arco inferior correspondiente a esta columna para maximizar las compresiones en las columnas, y se pone únicamente la ZP de un lado (lado 1) porque la sobrecarga pesima para la compresión de esa columna es la que está en posición AR34 con el carril a dominante.
Pandeo-4	Buckling	1,35.PP + 1,35.CM_max + 12,15.AR34_SC-CVa-01 + 12,15.AR34_SC-CVa-02 + ... + 12,15.AR34_SC-CVa-14 + 12,15.AR34_SC-CVa-40 + 12,15.AR34_SC-CVa-41 + ... + 12,15.AR34_SC-CVa-53 + 3,375.AR34_SC-CVb-01 + 3,375.AR34_SC-CVb-02 + ... + 3,375.AR34_SC-CVb-14 + 3,375.AR34_SC-CVb-40 + 3,375.AR34_SC-CVb-41 + ... + 3,375.AR34_SC-CVb-53 + 4,05.AR34_VP-CVa-45 + 2,7.AR34_VP-CVa-45 + 3,375.AR34-01 + 3,375.AR34-02 + ... + 3,375.AR34-14 + 3,375.AR34-40 + 3,375.AR34-41 + ... + 3,375.AR34-53 + 4,05.ZP1-01 + 4,05.ZP1-02 + ... + 4,05.ZP1-14 + 4,05.ZP1-40 + 4,05.ZP1-41 + ... + 4,05.ZP1-53 + 4,05.ZP2-01 + 4,05.ZP2-02 + ... + 4,05.ZP2-14 + 4,05.ZP2-40 + 4,05.ZP2-41 + ... + 4,05.ZP2-53 + 0,9.VTE1	Se ha visto que la combinación ELU1 es las más desfavorable para la compresión máxima en la columna PE0245. Por eso, se realiza un caso de carga de pandeo, en base a esas combinaciones, con los mismos coeficientes de ponderación y simultaneidad. Se disponen las cargas variables en los vanos en los que el arco está por debajo de la viga longitudinal.
Pandeo-5	Buckling	1,35.PP + 1,35.CM_max + 12,15.AR34_SC-CVa-01 + 12,15.AR34_SC-CVa-02 + ... + 12,15.AR34_SC-CVa-53 + 3,375.AR34_SC-CVb-01 + 3,375.AR34_SC-CVb-02 + ... + 3,375.AR34_SC-CVb-53 + 4,05.AR34_VP-CVa-45 + 2,7.AR34_VP-CVa-45 + 3,375.AR34-01 + 3,375.AR34-02 + ... + 3,375.AR34-53 + 4,05.ZP1-01 + 4,05.ZP1-02 + ... + 4,05.ZP1-53 + 4,05.ZP2-01 + 4,05.ZP2-02 + ... + 4,05.ZP2-53 + 0,9.VTE1	Se ha visto que la combinación ELU1 es las más desfavorable para la compresión máxima en la pendola PE0245 (la más grande). Por eso, se realiza un caso de carga de pandeo, en base a esas combinaciones, con los mismos coeficientes de ponderación y simultaneidad. Se disponen las cargas variables a lo largo de todo el puente.

Tabla 83 - Casos de carga tipo *Buckling* (fuente: elaboración propia)



## 8.7 Combinaciones ELS características

Como ya tenemos los valores característicos de las acciones variables, definimos directamente las siguientes combinaciones características de ELS basándose en las fórmulas presentadas en el apartado de descripción general de esta parte.

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
ELS_c-1	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. El viento es una acción concomitante con la sobrecarga de uso, con lo cual se aplica la envolvente de viento con sobrecarga Env_VCS. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELS_c-1	Linear Add	Env_GR1d	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-1	Linear Add	Env_VCS	Envelope	-	0,6	0,6	-	0,6	
ELS_c-2	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELS_c-2	Linear Add	Env_GR1d	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-2	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,6	0,6	-	0,6	
ELS_c-3	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR2. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELS_c-3	Linear Add	Env_GR2	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-3	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,6	0,6	-	0,6	
ELS_c-4	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR3. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELS_c-4	Linear Add	Env_GR3	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-4	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,6	0,6	-	0,6	
ELS_c-5	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR4. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELS_c-5	Linear Add	Env_GR4	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-5	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,6	0,6	-	0,6	
ELS_c-6	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera el viento como dominante, luego se aplica el caso de carga correspondiente al viento sin sobrecarga, y no se le aplica ninguna acción concomitante (no puede haber vehículos, y no puede ser concomitante con la temperatura).
ELS_c-6	Linear Add	Env_VSS	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-7	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la temperatura como dominante. Recordamos que se habían aplicado los coeficientes de simultaneidad $\psi_1$ para obtener el GR1 como acción concomitante en valor característico. Luego, no se pondera por nada aquí.
ELS_c-7	Linear Add	Env_T	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_c-7	Linear Add	Env_GR1c	Envelope	-	-	1	-	1	
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Es la envolvente característica para la comprobación de los ELS.
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-3	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-4	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-5	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-6	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_c	Envelope	ELS_c-7	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 84 - Combinaciones características para la comprobación de la estructura en ELS (fuente: elaboración propia)

## 8.8 Combinaciones ELS frecuente

Las combinaciones frecuentes de ELS son:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
ELS_f-1	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR1. Se usa aquí Env_GR1c puesto que son los mismos coeficientes de simultaneidad que se han utilizado que los que se deberían usar aquí ( $\psi_1$ ). La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante.
ELS_f-1	Linear Add	Env_GR1c	Envelope	-	-	1	-	1	
ELS_f-1	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,5	0,5	-	0,5	
ELS_f-2	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la sobrecarga de uso como dominante, y más precisamente el GR4. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente. La temperatura es una acción concomitante. Además, no hace falta combinar los efectos del viento y de la temperatura, lo que justifica que haya solo una acción concomitante. No hace falta tampoco considerar el viento concomitante a este grupo de carga.
ELS_f-2	Linear Add	Env_GR4	Envelope	-	0,75	0,75	-	0,75	
ELS_f-2	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,5	0,5	-	0,5	
ELS_f-3	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera el viento (sin sobrecarga) como dominante. Los coeficientes $\psi_2$ son todos nulos a parte la temperatura, pero no se pueden considerar concomitantes. Recordamos que la Env_PERM-ELS ha sido ya ponderada en la elaboración de esa envolvente.
ELS_f-3	Linear Add	Env_VSS	Envelope	-	0,2	0,2	-	0,2	
ELS_f-4	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de ELS. Se considera la temperatura como dominante.
ELS_f-4	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,6	0,6	-	0,6	
Env_ELS_f	Envelope	ELS_f-1	Linear Add	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Es la envolvente frecuente para la comprobación de los ELS.
Env_ELS_f	Envelope	ELS_f-2	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_f	Envelope	ELS_f-3	Linear Add	-	-	1	-	1	
Env_ELS_f	Envelope	ELS_f-4	Linear Add	-	-	1	-	1	

Tabla 85 - Combinaciones frecuentes para la comprobación de la estructura en ELS (fuente: elaboración propia)

## 8.9 Combinaciones ELS casi-permanente

La única combinación casi-permanente de ELS que hay que considerar viene dada por:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
ELS_q	Linear Add	Env_PERM-ELS	Envelope	-	-	1	-	1	Combinación lineal de envolventes. Es el valor casi-permanente de las acciones para la comprobación del ELS.
ELS_q	Linear Add	Env_T	Envelope	-	0,5	0,5	-	0,5	

Tabla 86 – Combinación casi-permanente para la comprobación de la estructura en ELS (fuente: elaboración propia)

## 8.10 Combinaciones ELS de flechas

Como el Eurocódigo no proporciona ningún valor para los límites de flechas en puentes urbanos, se usa el criterio propuesto por la IAP-11. Se limitará el valor de la flecha, a  $L/1200$  bajo la actuación del valor frecuente de la sobrecarga de uso. Usamos entonces la siguiente combinación:

Nombre	Tipo	Carga	Descripción carga	$\gamma$	$\psi$	$\alpha$	$\lambda$	$\alpha'$	Descripción Combinación
Env_SC_f	Envelope	Env_GR1c	Envelope	-	-	1	-	1	Envolvente exclusiva. Permite determinar la peor flecha bajo la actuación del valor frecuente de la SC de uso. Recordamos que Env_GR1c se puede usar puesto que los coeficientes $\psi_0$ y $\psi_1$ tienen el mismo valor para este grupo de carga de tráfico.
Env_SC_f	Envelope	Env_GR4	Envelope	-	0,75	0,75	-	0,75	

Tabla 87 – Combinación de estado límite de servicio de flechas (fuente: elaboración propia)



## 9 Comprobaciones ELU

En este apartado, realizamos las comprobaciones ELU de la resistencia de las secciones, así que de la estabilidad de algunos elementos.

### 9.1 Péndolas

Las péndolas son elementos que trabajan únicamente a axil, por las desconexiones que se han aplicado a los extremos de estos elementos. Analizando los axiles de las péndolas, observamos que están siempre traccionadas. Entonces, se comprueban como:

AC1(1)P The design value of the tension force  $N_{Ed}$  at each cross section shall satisfy: AC1

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

(2) For sections with holes the design tension resistance  $N_{t,Rd}$  should be taken as the smaller of:

a) the design plastic resistance of the gross cross-section

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

b) the design ultimate resistance of the net cross-section at holes for fasteners

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

Figura 80 - Resistencia a tracción de barras (fuente: Apartado 6.2.3 de EN 1993-1-1:2005)

Los datos básicos para la comprobación de las péndolas son:

Resistencia de las secciones por rotura a tracción	$\gamma_{M2}$	1,25
Coefficiente de seguridad del acero	$\gamma_{M0}$	1
Limite elástico del acero de las péndolas	$f_y$	520 MPa
Resistencia a tracción (carga unitaria máxima a tracción)	$f_u$	660 MPa
Diámetro de las péndolas	$\phi$	0,097 m

Figura 81 - Datos básicos para la comprobación de las péndolas (fuente: elaboración propia)

Adoptamos las siguientes notaciones:

Area de la sección transversal de las péndolas	A	m <sup>2</sup>
Valor de diseño del axil	$N_{Ed}$	kN
Resistencia a la tracción	$N_{t,Rd}$	kN

Figura 82 - Notaciones adoptadas para la comprobación de las péndolas (fuente: elaboración propia)

En la siguiente tabla, presentamos los aprovechamientos máximos y mínimos obtenidos, y se comprueba que todos son inferiores a 1, con lo cual se cumple la condición de resistencia a tracción de las péndolas en ELU.

Elemento	Combinación	StepType	$N_{Ed}$ (kN)	A (m <sup>2</sup> )	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$	Comprobación
PE0219	Env_ELU	Max P	2431,90	0,00739	3511,64	0,693	CUMPLE
PE0221	Env_ELU	Min P	374,13	0,00739	3511,64	0,107	CUMPLE

Tabla 88 – Comprobación de la resistencia a tracción de las péndolas (fuente: elaboración propia)

### 9.2 Arco

El arco es una sección metálica de clase 2. Por lo tanto, la sección puede desarrollar su resistencia plástica, y la resistencia seccional de la sección se puede comprobar mediante la siguiente formula de interacción:

$$\frac{N}{N_{Rd}} + \frac{M_2}{M_{pl,2,Rd}} + \frac{M_3}{M_{pl,3,Rd}} \leq 1$$

Siendo:

- $N$  el axil actuante al nivel de la sección
- $M_2$  el momento de eje 2 al nivel de la sección
- $M_3$  el momento de eje 3 al nivel de la sección
- $N_{Rd}$  el axil resistente de la sección
- $M_{pl,2,Rd}$  el momento plástico resistente de eje 2 de la sección
- $M_{pl,3,Rd}$  el momento plástico resistente de eje 3 de la sección

Consideramos la siguiente sección transversal y los ejes locales tal como dibujados:

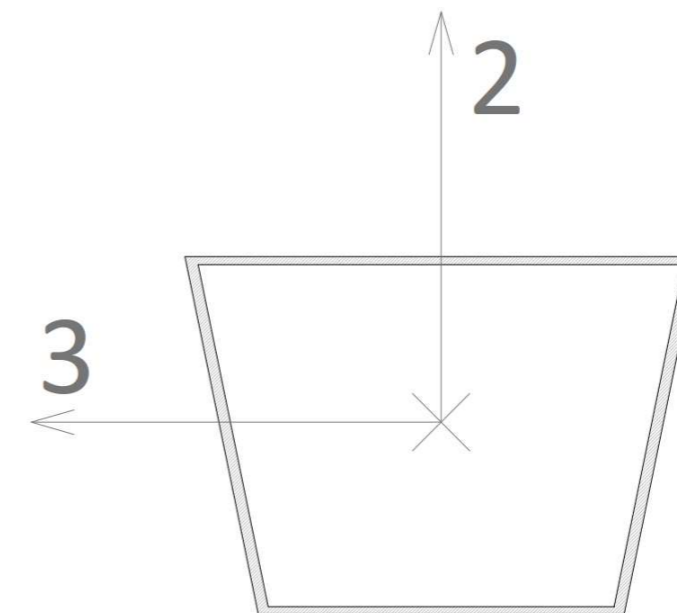


Figura 83 - Ejes locales del arco (fuente: elaboración propia)

9.2.1 Determinación de la resistencia de la sección

El axil resistente de la sección se determina como:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Con:

- A el área de la sección transversal
- $f_y$  el límite elástico del acero de la sección
- $\gamma_{M0}$  el coeficiente de seguridad del acero

Los momentos plásticos de las secciones se determinan a partir de la fibra neutra plástica de la sección, en el eje de estudio. La fibra neutra plástica a flexión se define como la fibra que divide la sección transversal en dos partes iguales: una parte traccionada y una parte comprimida. En el caso del eje 2, dado que hay un eje de simetría, la posición de la fibra neutra plástica es directa y se posiciona al nivel de este eje de simetría. En el caso del eje 3, la posición de la fibra neutra plástica no es inmediata y necesitamos realizar distintas hipótesis para saber donde está. Consideramos las siguientes notaciones:

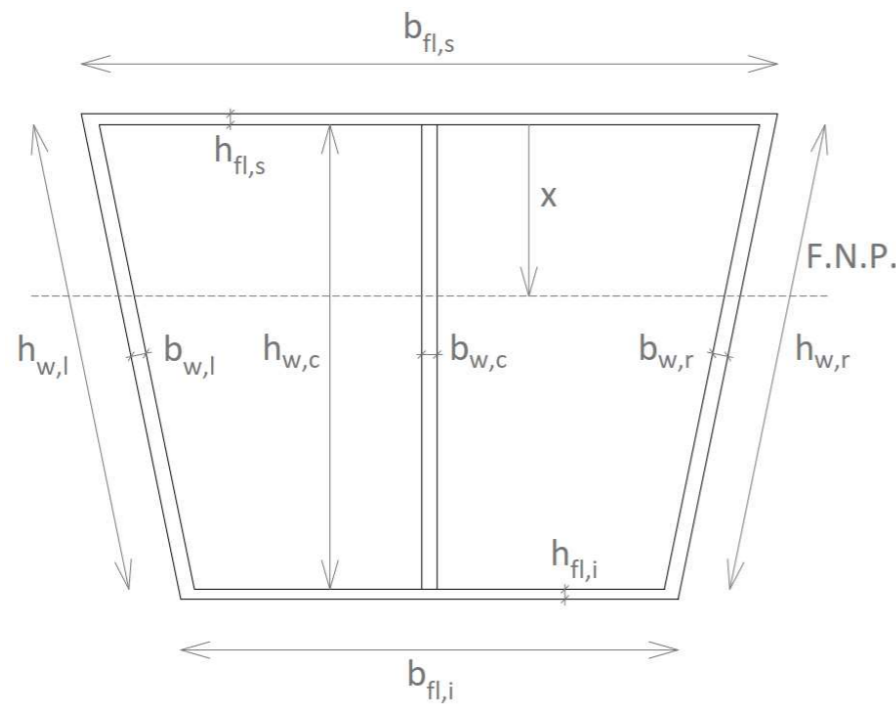


Figura 84 - Notaciones utilizadas para la determinación de las resistencias plásticas (fuente: elaboración propia)

Consideramos que todas las fibras comprimidas y traccionadas llegan a la tensión de plastificación del acero. La posición de la fibra neutra en el eje 2 viene dada por:

$$\sum F_H = 0$$

Con  $F_H$  las fuerzas al nivel de la sección. Esas fuerzas se obtienen directamente multiplicando la tensión de plastificación del acero por el área del bloque traccionado o comprimido.

Suponiendo la fibra neutra plástica en el alma, tal como se ha representado en la figura anterior, obtenemos:

$$\begin{aligned} \sigma_a \cdot \left[ h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + x \cdot b_{w,c} + \frac{x}{\cos \beta} \cdot b_{w,l} + \frac{x}{\cos \beta} \cdot b_{w,r} \right] \\ = \sigma_a \cdot \left[ (h_{w,c} - x) \cdot b_{w,c} + \left( h_{w,l} - \frac{x}{\cos \beta} \right) \cdot b_{w,l} + \left( h_{w,r} - \frac{x}{\cos \beta} \right) \cdot b_{w,r} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \right] \end{aligned}$$

Luego, obtenemos la siguiente expresión para la posición de la fibra neutra plástica en el eje 2, que es válida si:

$$\begin{aligned} 0 \leq x \leq h_{w,c} \\ x = \frac{h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,r} \cdot b_{w,r} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}}{2 \cdot \left( b_{w,c} + \frac{b_{w,l}}{\cos \beta} + \frac{b_{w,r}}{\cos \beta} \right)} \end{aligned}$$

Entonces, podemos calcular el momento plástico resistente de eje 3 de la sección, tomando momentos respecto de la fibra neutra plástica, previamente determinada:

$$\begin{aligned} M_{pl,3,Rd} = \sigma_a \cdot \left\{ h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + \left( x \cdot b_{w,c} + \frac{x}{\cos \beta} \cdot b_{w,l} + \frac{x}{\cos \beta} \cdot b_{w,r} \right) \cdot \frac{x}{2} \right. \\ \left. + \left[ (h_{w,c} - x) \cdot b_{w,c} + \left( h_{w,l} - \frac{x}{\cos \beta} \right) \cdot b_{w,l} + \left( h_{w,r} - \frac{x}{\cos \beta} \right) \cdot b_{w,r} \right] \cdot \frac{h_{w,c} - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{w,c} + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\} \end{aligned}$$

Para la flexión de eje 2, consideramos la siguiente figura:

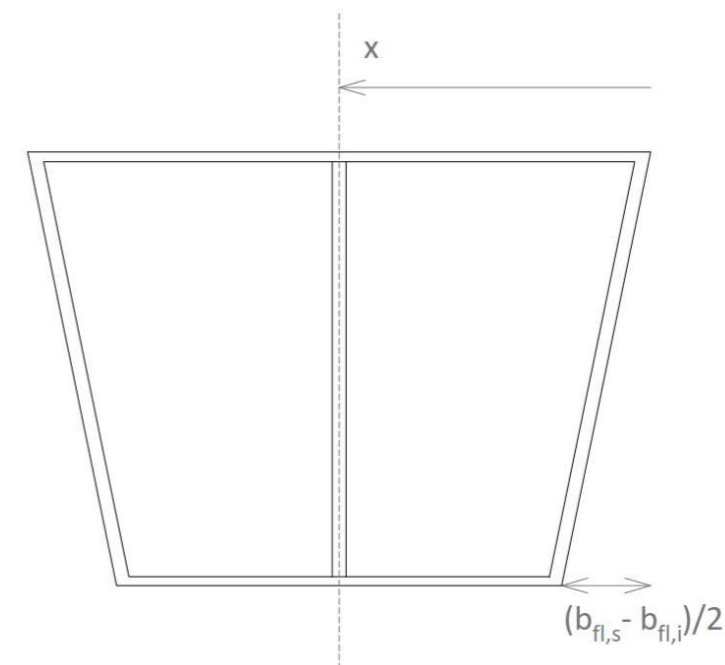


Figura 85 - Posición de la fibra neutra plástica en el eje 3 (fuente: elaboración propia)



Tenemos:

$$x = \frac{b_{fl,s}}{2}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \sigma_a \cdot \left\{ h_{w,r} \cdot b_{w,r} \cdot \left( x - \frac{b_{fl,s} - b_{fl,i}}{4} \right) + h_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + h_{fl,i} \cdot \left( x - \frac{b_{fl,s} - b_{fl,i}}{2} \right) \cdot \frac{b_{fl,i}}{4} + h_{w,l} \cdot b_{w,l} \cdot \left( x - \frac{b_{fl,s} - b_{fl,i}}{4} \right) + h_{fl,s} \cdot (b_{fl,s} - x) \cdot \frac{b_{fl,s}}{4} + h_{fl,i} \cdot \left( b_{fl,i} - \left( x - \frac{b_{fl,s} - b_{fl,i}}{2} \right) \right) \cdot \frac{b_{fl,i}}{4} + 2 \cdot h_{w,c} \cdot \frac{b_{w,c}}{2} \cdot \frac{b_{w,c}}{4} \right\}$$

### 9.2.2 Comprobación de la resistencia de la sección

En la fórmula de interacción utilizada para la comprobación de la resistencia del arco, hay que tener en cuenta la influencia del cortante sobre el momento resistente en cada eje de la manera siguiente:

- (1) Where the shear force is present allowance should be made for its effect on the moment resistance.
- (2) Where the shear force is less than half the plastic shear resistance its effect on the moment resistance may be neglected except where shear buckling reduces the section resistance, see EN 1993-1-5.
- (3) Otherwise the reduced moment resistance should be taken as the design resistance of the cross-section, calculated using a reduced yield strength

$$(1 - \rho) f_y \quad (6.29)$$

for the shear area,

$$\text{where } \rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \text{ and } V_{pl,Rd} \text{ is obtained from 6.2.6(2).}$$

**NOTE** See also 6.2.10(3).

- (4) When torsion is present  $\rho$  should be obtained from  $\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$ , see 6.2.7, but should be taken as 0 for  $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,T,Rd}$ .

Figura 86 – Interacción entre el momento flector y el cortante (fuente: Apartado 6.2.8 de EN 1993-1-1:2005)

Observamos que los efectos de la torsión se introducen mediante una reducción del cortante plástico resistente, y este cortante plástico resistente se compara con el cortante actuante. La reducción del cortante resistente se realiza mediante:

(9) For combined shear force and torsional moment the plastic shear resistance accounting for torsional effects should be reduced from  $V_{pl,Rd}$  to  $V_{pl,T,Rd}$  and the design shear force should satisfy:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.25)$$

in which  $V_{pl,T,Rd}$  may be derived as follows:

– for an I or H section:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (6.26)$$

– for a channel section:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.27)$$

– for a structural hollow section:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.28)$$

where  $V_{pl,Rd}$  is given in 6.2.6.

Figura 87 – Reducción del cortante resistente por torsión (fuente: Apartado 6.2.7 de EN 1993-1-1:2005)

Luego, aplicamos la fórmula para secciones en cajón, y tenemos que calcular la tensión tangencial de cálculo generada por la torsión como:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}/2}{2 \cdot \Omega_i \cdot e_{min}}$$

Siendo:

- $\tau_{t,Ed}$  la tensión tangencial de cálculo
- $T_{Ed}$  el torsor actuante sobre la sección. Para un cajón unicelular, no se hubiera dividido el torsor por 2. Sin embargo, al tener dos celdas idénticas, se supone que los efectos del torsor se reparten de forma idéntica entre las dos celdas del cajón.
- $\Omega_i$  el área de una celda del cajón
- $e_{min}$  el espesor mínimo de chapa de la sección

Finalmente, el cortante resistente de la sección se determina como el mínimo de dos valores: el cortante plástico resistente, y el cortante de abolladura del alma. El primero se define como:

(2) In the absence of torsion the design plastic shear resistance is given by:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

where  $A_v$  is the shear area.

Figura 88 - Definición del cortante plástico resistente (fuente: 6.2.6 de EN 1993-1-1:2005)

Según el apartado 5 de EN 1993-1-5:2006, el cortante por abolladura del alma de almas no rigidizadas no se debe calcular si se cumple la siguiente relación de esbeltez del alma:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta}$$

Con:

- $h_w$  el canto del alma
- $t_w$  el espesor del alma
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  con  $f_y$  el límite elástico característico del acero (en MPa)
- $\eta$  un coeficiente adimensional. Se recomienda en el Eurocódigo un valor de 1,2.

Las dimensiones características de la sección del arco son:

Sección	$b_{fl,s}$ (m)	$h_{fl,s}$ (m)	$b_{w,c}$ (m)	$h_{w,c}$ (m)	$b_{w,i}$ (m)	$h_{w,i}$ (m)	$b_{w,r}$ (m)	$h_{w,r}$ (m)	$b_{fl,i}$ (m)	$h_{fl,i}$ (m)	$\alpha$ (°)	$\beta$ (°)
AR	1,4	0,022	0,031	0,933	0,031	0,9524	0,031	0,9524	1	0,02	78,41	11,59

Figura 89 - Dimensiones características de la sección del arco (fuente: elaboración propia)

En la figura anterior, el ángulo  $\alpha$  mide la inclinación del alma inclinada respecto a la vertical, y el ángulo  $\beta$  mide la inclinación respecto a la horizontal.

Luego, podemos calcular la esbeltez del alma, y se comprueba que no hace falta comprobar la abolladura del alma:

Sección	Eje 2				Eje 3			
	$h_w/b_w$	$\varepsilon$	$\eta$	$72 \cdot \varepsilon / \eta$	$h_w/b_w$	$\varepsilon$	$\eta$	$72 \cdot \varepsilon / \eta$
AR	30,10	0,81	1,2	48,82	31,82	0,81	1,2	48,82

Figura 90 - Esbeltez del alma, que permite comprobar que no hace falta considerar la abolladura del alma (fuente: elaboración propia)

Luego, la resistencia por cortante viene dada únicamente dada por la resistencia plástica al cortante de la sección.

Calculamos las siguientes posiciones de fibras neutras y momentos plásticos resistentes:

Sección	Resistencia a flexión						
	Eje 3			Eje 2			
	$x_2'$ (m)	Ubicación $x_2'$	$x_2$ (m)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$x_3$ (m)	Ubicación $x_3$	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)
AR	0,409	ALMA	0,431	15778,73	0,7	ALMA	18258,87

Tabla 89 - Posición de la fibra neutra y del momento plástico resistente en cada eje (fuente: elaboración propia)

En la figura anterior, la fibra neutra plástica medida desde la fibra superior de la losa se puede observar con el dato  $x_2$ . Estos resultados se obtienen a partir de las expresiones establecidas en el apartado anterior.

Las resistencias plásticas de las secciones se muestran en la tabla siguiente:

Sección	A (m <sup>2</sup> )	$N_{c,Rd}$ (kN)	$A_{v,2}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{v,3}$ (m <sup>2</sup> )	$V_{pl,2,Rd}$ (kN)	$V_{pl,3,Rd}$ (kN)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)
AR	0,1388	49258,47	0,0868	0,0626	17784,12	12839,06	18258,87	15778,73

Tabla 90 - Resistencias plásticas de la sección del arco (fuente: elaboración propia)

A partir de estos resultados, podemos comprobar la resistencia de la sección. Se muestran a continuación únicamente las secciones del arco más solicitadas. En la tabla siguiente, se puede ver que se reduce el cortante plástico resistente por los efectos de la torsión, y se comprueba que, en ningún caso, el cortante actuante supera la mitad de la resistencia a cortante reducida por torsión. Por lo tanto, no se deben reducir las resistencias plásticas a flexión del arco.



Sección	Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)	Ω <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	e <sub>min</sub> (m)	τ <sub>t,Ed</sub> (kPa)	V <sub>pl,2,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>pl,3,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>2</sub> /V <sub>pl,2,T,Rd</sub>	V <sub>3</sub> /V <sub>pl,3,T,Rd</sub>	N/N <sub>Rd</sub>	M <sub>2</sub> /M <sub>2,Rd</sub>	M <sub>3</sub> /M <sub>3,Rd</sub>	N/N <sub>Rd</sub> +M <sub>2</sub> /M <sub>2,Rd</sub> +M <sub>3</sub> /M <sub>3,Rd</sub>	Comprobación
AR	AR0407	0	Env_ELU	Min P	-31732,48	-336,10	14,45	-66,38	163,65	-3485,12	0,5572	0,02	1489,04	17654,92	12745,79	0,019	0,001	0,644	0,009	0,221	0,874	CUMPLE
AR	AR0210	2,68195	Env_ELU	Min P	-29476,95	286,33	-44,88	661,07	881,54	-3383,69	0,5572	0,02	14830,24	16497,31	11910,07	0,017	0,004	0,598	0,048	0,214	0,861	CUMPLE
AR	AR0211	0	Env_ELU	Min P	-29476,45	-333,33	-44,88	679,46	867,45	-3383,69	0,5572	0,02	15242,66	16461,53	11884,23	0,020	0,004	0,598	0,048	0,214	0,860	CUMPLE
AR	AR0246	2,75349	Env_ELU	Min P	-31862,06	307,43	19,41	-85,89	-205,39	-3190,50	0,5572	0,02	1926,77	17616,93	12718,37	0,017	0,002	0,647	0,011	0,202	0,860	CUMPLE
AR	AR0207	0	Env_ELU	Min P	-30692,89	-324,67	-163,96	474,13	-274,05	-3393,12	0,5572	0,02	10636,51	16861,20	12172,77	0,019	0,013	0,623	0,015	0,215	0,853	CUMPLE
AR	AR0210	2,68195	Env_ELU	Max M2	-28290,49	282,72	-50,68	725,19	965,05	-3455,32	0,5572	0,02	16268,66	16372,50	11819,96	0,017	0,004	0,574	0,053	0,219	0,846	CUMPLE
AR	AR0210	2,68195	Env_ELU	Max T	-28302,00	283,99	-50,46	726,63	963,04	-3450,50	0,5572	0,02	16300,86	16369,71	11817,94	0,017	0,004	0,575	0,053	0,219	0,846	CUMPLE
AR	AR0443	0	Env_ELU	Min P	-29143,34	-289,65	-37,51	647,94	-861,80	-3265,60	0,5572	0,02	14535,53	16522,88	11928,53	0,018	0,003	0,592	0,047	0,207	0,846	CUMPLE
AR	AR0211	0	Env_ELU	Max M2	-28290,18	-312,00	-50,68	745,32	949,59	-3455,32	0,5572	0,02	16720,14	16333,33	11791,68	0,019	0,004	0,574	0,052	0,219	0,845	CUMPLE
AR	AR0211	0	Env_ELU	Max T	-28301,71	-310,97	-50,46	746,71	947,55	-3450,50	0,5572	0,02	16751,38	16330,62	11789,72	0,019	0,004	0,575	0,052	0,219	0,845	CUMPLE

Tabla 91 - Comprobación de la resistencia del arco en ELU (fuente: elaboración propia)

### 9.3 Columnas

Las columnas son de clase 2, con lo cual utilizamos las resistencias plásticas de la sección. Podríamos utilizar la misma fórmula de interacción que para el arco. Sin embargo, el Eurocódigo propone una fórmula de interacción distinta para secciones rectangulares en cajón. Esta fórmula, que se muestra en la fórmula siguiente, es menos conservadora que la otra fórmula, puesto que vemos que, en vez de tener exponentes unitarios, tenemos coeficientes mayores o igual a 1, y por lo tanto, se permite un mayor aprovechamiento de la sección. Se aproxima más al diagrama de interacción real de la sección.

En la fórmula de interacción biaxial, observamos que el momento actuante en cada eje se compara con el momento plástico resistente en el eje considerado, reducido por la interacción axil-flexión. La fórmula utilizada para tener en cuenta dicha interacción está por encima de la fórmula de interacción para secciones sometidas a flexión biaxial.

For cross-sections where fastener holes are not to be accounted for, the following approximations may be used for rectangular structural hollow sections of uniform thickness and for welded box sections with equal flanges and equal webs:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_w) \quad \text{but } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_f) \quad \text{but } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.40)$$

where  $a_w = (A - 2bt)/A$  but  $a_w \leq 0,5$  for hollow sections

$a_w = (A - 2bt_f)/A$  but  $a_w \leq 0,5$  for welded box sections

$a_f = (A - 2ht)/A$  but  $a_f \leq 0,5$  for hollow sections

$a_f = (A - 2ht_w)/A$  but  $a_f \leq 0,5$  for welded box sections

(6) For bi-axial bending the following criterion may be used:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.41)$$

in which  $\alpha$  and  $\beta$  are constants, which may conservatively be taken as unity, otherwise as follows:

- I and H sections:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{but } \beta \geq 1$$

- circular hollow sections:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

$$\boxed{AC2} \quad M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7}) \quad \boxed{AC2}$$

- rectangular hollow sections:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{but } \alpha = \beta \leq 6$$

where  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ .

Figura 91 - Fórmula de interacción para la flexión biaxial (fuente: Apartado 6.2.9 de EN 1993-1-1:2005)

#### 9.3.1 Determinación de la resistencia de la sección

El axil resistente se obtiene con la misma fórmula que para el arco.

En cuanto a las posiciones de las fibras neutras plásticas, se determinan directamente puesto que son secciones con dos ejes de simetría. Consideramos los siguientes ejes locales:

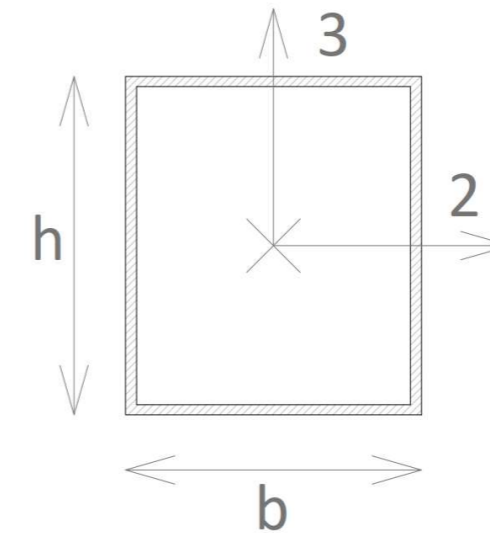


Figura 92 - Ejes locales de las columnas (fuente: elaboración propia)

Consideramos además las siguientes notaciones:

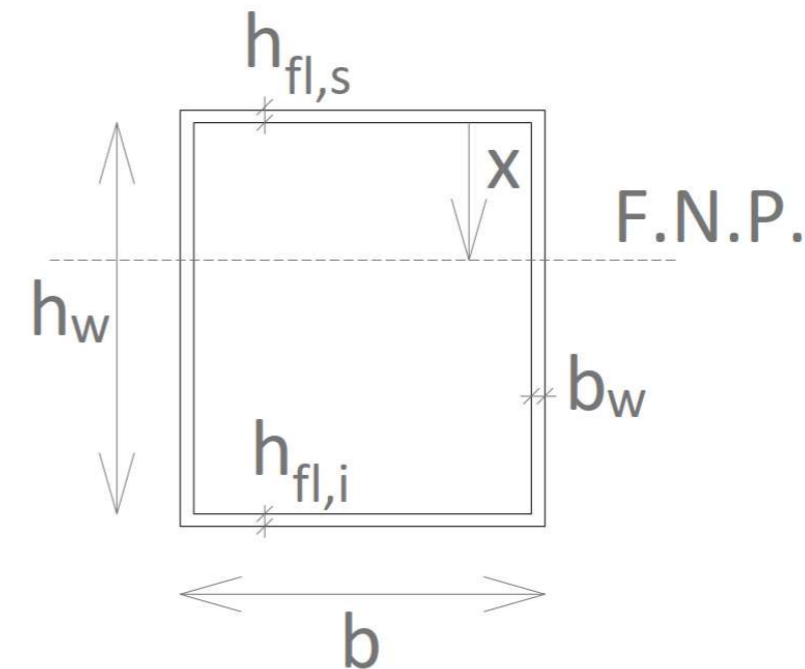


Figura 93 - Notaciones utilizadas para la determinación de la resistencia de las columnas (fuente: elaboración propia)



Los momentos plásticos resistentes son entonces:

$$M_{pl,2,Rd} = \sigma_a \cdot \left\{ h_{fl,s} \cdot b \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + 2 \cdot x \cdot b \cdot \frac{x}{2} + 2 \cdot (h_w - x) \cdot b_w \cdot \frac{h_w - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\} \text{ con } 0 \leq x \leq h_w$$

$$M_{pl,3,Rd} = \sigma_a \cdot \left\{ h \cdot b_w \cdot \left( b_w + x - \frac{b_w}{2} \right) + x \cdot t_{fl,s} \cdot \frac{x}{2} + x \cdot t_{fl,i} \cdot \frac{x}{2} + (b - 2 \cdot b_w - x) \cdot t_{fl,s} \cdot \frac{b - 2 \cdot b_w - x}{2} + (b - 2 \cdot b_w - x) \cdot t_{fl,i} \cdot \frac{b - 2 \cdot b_w - x}{2} + h \cdot b_w \cdot \left( b - 2 \cdot b_w + \frac{b_w}{2} - x \right) \right\} \text{ con } 0 \leq x \leq b - 2 \cdot b_w$$

### 9.3.2 Comprobación de la resistencia de la sección

Las resistencias plásticas a flexión se reducen de la misma manera que para el arco, aunque en este caso, al tener una sección en cajón unicelular, la tensión tangencial por torsión se calcula como:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot \Omega \cdot e_{min}}$$

Siendo:

- $\tau_{t,Ed}$  la tensión tangencial de cálculo
- $T_{Ed}$  el torsor actuante sobre la sección
- $\Omega$  el área encerrada por la línea media del cajón
- $e_{min}$  el espesor mínimo de chapa de la sección

Los datos básicos de la sección son:

Sección	$b_{fl,s}$ (m)	$h_{fl,s}$ (m)	$b_w$ (m)	$h_w$ (m)	$b_{fl,i}$ (m)	$h_{fl,i}$ (m)
PE2	0,35	0,012	0,013	0,376	0,35	0,012
PE3	0,35	0,012	0,013	0,376	0,35	0,012

Tabla 92 - Dimensiones características de las secciones de las columnas (fuente: elaboración propia)

Se comprueba que no hace falta calcular el cortante por abolladura del alma:

Sección	$b_{fl,s}$ (m)	$h_{fl,s}$ (m)	$b_w$ (m)	$h_w$ (m)	$b_{fl,i}$ (m)	$h_{fl,i}$ (m)	$h_{w,2}/t_{w,2}$	$h_{w,3}/t_{w,3}$	$\eta$	$\varepsilon$	$72 \cdot \varepsilon / \eta$
PE2	0,35	0,012	0,013	0,376	0,35	0,012	29,17	28,92	1,2	0,81	48,82
PE3	0,35	0,012	0,013	0,376	0,35	0,012	29,17	28,92	1,2	0,81	48,82

Tabla 93 - Esbeltez del alma, que permite comprobar que no hace falta considerar la abolladura del alma (fuente: elaboración propia)

Calculamos las siguientes posiciones de fibras neutras y los momentos plásticos resistentes.

Sección	Eje 2				Eje 3			
	$x_3$ (m)	Ubicación $x_3$	$x_3$ (m)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$x_2$ (m)	Ubicación $x_2$	$x_2$ (m)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)
PE2	0,188	ALMA	0,2	904,73	0,162	ALA	0,175	845,70
PE3	0,188	ALMA	0,2	904,73	0,162	ALA	0,175	845,70

Tabla 94 - Posición de la fibra neutra y del momento plástico resistente en cada eje (fuente: elaboración propia)

Consideramos las siguientes resistencias plásticas:

Sección	$f_{yk}$ (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$A_{v,2}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{v,3}$ (m <sup>2</sup> )	$V_{pl,2,Rd}$ (kN)	$V_{pl,3,Rd}$ (kN)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)
PE2	355	0,0182	6452,48	6452,48	0,00840	0,00978	1721,66	2003,68	904,73	845,70
PE3	355	0,0182	6452,48	6452,48	0,00840	0,00978	1721,66	2003,68	904,73	845,70

Tabla 95 - Resistencias plásticas de la sección del arco (fuente: elaboración propia)

Finalmente, comprobamos las secciones de las columnas. Mostramos únicamente los resultados obtenidos con las secciones más solicitadas. En este caso también, resulta que el cortante actuante no supera la mitad del cortante resistente reducido por torsión.

Código	Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)
PE2	PE0245_05	0,5594	Env_ELU	Min M3	-2713,27	395,55	-23,58	-1,99	46,59	-587,29
PE2	PE0245_05	0,5594	Env_ELU	Max V2	-2693,90	395,86	-21,96	-2,24	42,29	-587,06
PE2	PE0449_05	0,5292	Env_ELU	Max M3	-2211,73	-454,32	46,37	-2,51	-94,95	643,95
PE2	PE0449_05	0,5292	Env_ELU	Min P	-2542,33	-401,16	79,62	-5,01	-159,05	576,32
PE2	PE0449_05	0,5292	Env_ELU	Min V2	-2108,62	-456,83	35,04	-0,94	-70,09	640,96
PE2	PE0249_05	0,5292	Env_ELU	Max M3	-2173,99	-438,58	12,11	-2,09	-26,82	625,56
PE2	PE0409_05	0,546	Env_ELU	Max M3	-2682,71	-380,58	34,27	-2,15	-65,00	550,30
PE2	PE0409_05	0,546	Env_ELU	Min V2	-2681,63	-380,62	34,63	-2,13	-65,83	550,29
PE2	PE0209_05	0,546	Env_ELU	Max M3	-2551,69	-371,56	109,28	-7,64	-209,52	537,03
PE2	PE0445_05	0,5594	Env_ELU	Min M3	-2513,41	367,59	-99,15	-7,27	195,67	-545,73

Tabla 96 - Solicitaciones más desfavorables para las columnas (fuente: elaboración propia)

En la siguiente tabla, en la que se comprueba la resistencia de las columnas en ELU, todas las notaciones utilizadas han sido definidas previamente.

Codigo	Elemento	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	$e_{min}$ (m)	$\tau_{t,Ed}$ (kPa)	$V_{pl,2,T,Rd}$ (kN)	$V_{pl,3,T,Rd}$ (kN)	$V_2/V_{pl,2,T,Rd}$	$V_3/V_{pl,3,T,Rd}$	$M_{V,2,Rd}$ (kN.m)	$M_{V,3,Rd}$ (kN.m)	A (m <sup>2</sup> )	b (m)	h (m)	$a_w$	$a_f$	n	$M_{N,2,Rd}$ (kN.m)	$M_{N,3,Rd}$ (kN.m)	$\alpha$	$\beta$	$(M_{2,Ed}/M_{N,2,Rd})^{\alpha}$	$(M_{3,Ed}/M_{N,3,Rd})^{\beta}$	$(M_{2,Ed}/M_{N,2,Rd})^{\alpha} + (M_{3,Ed}/M_{N,3,Rd})^{\beta}$	Comprobación
PE2	PE0245_05	0,1308	0,012	635,26	1716,32	1997,47	0,23	0,01	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,42	699,06	623,44	2,07	2,07	0,004	0,883	0,887	CUMPLE
PE2	PE0245_05	0,1308	0,012	714,70	1715,65	1996,70	0,23	0,01	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,42	702,68	626,67	2,07	2,07	0,003	0,874	0,877	CUMPLE
PE2	PE0449_05	0,1308	0,012	800,62	1714,93	1995,86	0,26	0,02	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,34	792,82	707,07	1,91	1,91	0,017	0,836	0,853	CUMPLE
PE2	PE0449_05	0,1308	0,012	1594,99	1708,26	1988,09	0,23	0,04	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,39	731,01	651,94	2,01	2,01	0,046	0,780	0,827	CUMPLE
PE2	PE0449_05	0,1308	0,012	299,60	1719,14	2000,75	0,27	0,02	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,33	812,10	724,26	1,89	1,89	0,010	0,794	0,804	CUMPLE
PE2	PE0249_05	0,1308	0,012	664,76	1716,07	1997,18	0,26	0,01	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,34	799,88	713,36	1,90	1,90	0,002	0,779	0,780	CUMPLE
PE2	PE0409_05	0,1308	0,012	686,00	1715,90	1996,98	0,22	0,02	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,42	704,77	628,54	2,06	2,06	0,007	0,760	0,767	CUMPLE
PE2	PE0409_05	0,1308	0,012	679,54	1715,95	1997,04	0,22	0,02	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,42	704,97	628,72	2,06	2,06	0,008	0,760	0,767	CUMPLE
PE2	PE0209_05	0,1308	0,012	2433,30	1701,22	1979,89	0,22	0,06	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,40	729,26	650,38	2,02	2,02	0,081	0,680	0,761	CUMPLE
PE2	PE0445_05	0,1308	0,012	2314,76	1702,21	1981,05	0,22	0,05	904,73	845,70	0,01818	0,35	0,4	0,5	0,43	0,39	736,42	656,77	2,00	2,00	0,070	0,690	0,760	CUMPLE

Tabla 97 - Comprobación de la resistencia de las columnas en ELU (fuente: elaboración propia)



## 9.4 Vigas longitudinales

Los ejes locales de las vigas longitudinales son los siguientes:

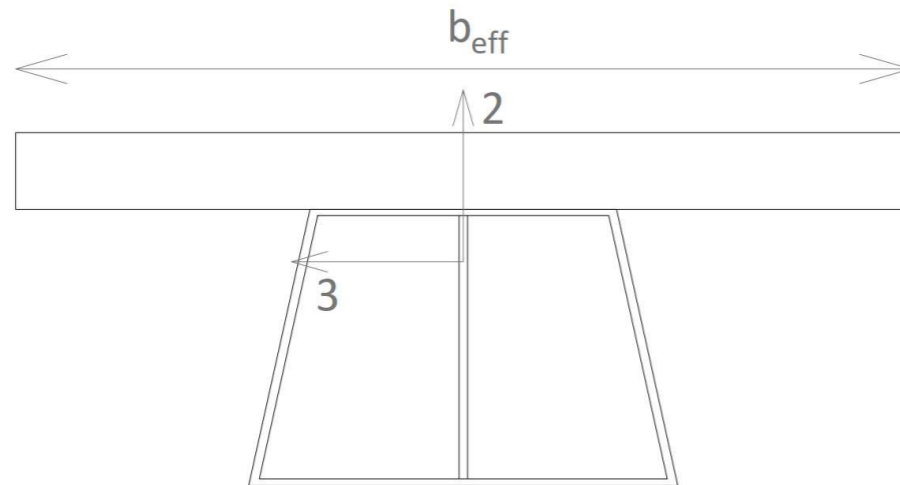


Figura 94 – Ejes locales de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

Dado que todas las vigas mixtas son al menos de clase 2, la comprobación de dichas vigas se realiza considerando la siguiente fórmula de interacción:

$$\frac{N}{N_{Rd}} + \frac{M_2}{M_{pl,2,Rd}} + \frac{M_3}{M_{pl,3,Rd}} \leq 1$$

Siendo:

- $N$  el axil actuante al nivel de la sección
- $M_2$  el momento de eje 2 al nivel de la sección
- $M_3$  el momento de eje 3 al nivel de la sección
- $N_{Rd}$  el axil resistente de la sección
- $M_{pl,2,Rd}$  el momento plástico resistente de eje 2 de la sección
- $M_{pl,3,Rd}$  el momento plástico resistente de eje 3 de la sección

En el caso de vigas mixtas, el axil resistente es distinto según sea de tracción o de compresión. La resistencia a compresión es, de forma general:

$$N_{c,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Donde:

- $N_{c,Rd}$  el axil resistente a compresión de la viga mixta
- $A_a$  de la parte metálica de la viga mixta (reducida, si procede)
- $f_y$  el límite elástico característico del acero estructural
- $\gamma_a$  coeficiente de seguridad del acero estructural

- $A_c$  área eficaz de la losa de hormigón
- $f_{ck}$  la resistencia característica a compresión del hormigón
- $\gamma_c$  el coeficiente de seguridad del hormigón
- $A_s$  el área de las armaduras
- $f_{sk}$  el límite elástico característico de las armaduras
- $\gamma_s$  el coeficiente de seguridad de las armaduras

En el caso de secciones huecas, se puede mejorar esta resistencia considerando el zunchado del hormigón:

$$N_{c,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

La resistencia a tracción se obtiene despreciando la contribución del hormigón. Se define como el mínimo de los dos siguientes valores:

$$N_{t,Rd,bruta} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{t,Rd,neta} = A_{a,neta} \cdot 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_a} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Siendo:

- $N_{t,Rd,bruta}$  la resistencia a tracción bruta
- $N_{t,Rd,neta}$  la resistencia a tracción neta
- $A_{a,neta}$  el área neta de acero estructural
- $f_u$  la resistencia última a tracción del acero estructural

La determinación del momento plástico resistente para la flexión de eje horizontal depende del tipo de flexión considerado: flexión positiva o negativa. En el primer caso, se considera la sección mita eficaz, y se cuenta con la resistencia del acero estructural y del hormigón, despreciando la contribución de las armaduras. En flexión negativa, la losa queda traccionada, y por lo tanto, se desprecia su contribución. Luego, contribuye únicamente el acero estructural y las armaduras que quedan dentro del ancho eficaz de la losa.

Para la flexión de eje horizontal, el momento plástico resistente se obtiene considerando únicamente la contribución de la parte metálica de la viga mixta, de forma simplificada.

Estos momentos plásticos resistentes se obtendrán mediante el método plástico, es decir suponiendo la plastificación de todas las fibras, y considerando:

- $\sigma_a^t = \sigma_a^c = \sigma_a$  la tensión de plastificación del acero estructural, idéntica en tracción y compresión.
- $\sigma_c^c$  la resistencia a compresión de cálculo del hormigón:  $\sigma_c^c = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
- $\sigma_s$  la tensión de plastificación de las armaduras:  $\sigma_s = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$
- $\sigma_c^t$  la resistencia a tracción de cálculo del hormigón:  $\sigma_c^t = 0 \text{ MPa}$

9.4.1 Determinación de la resistencia de la sección

9.4.1.1 Flexión positiva de eje horizontal

En flexión positiva de eje horizontal (eje 3), el momento plástico resistente se obtiene realizando distintas hipótesis sobre la ubicación de la fibra neutra plástica, y se calcula el momento plástico resistente correspondiente. Solo hay una única buena hipótesis, puesto que una hipótesis errónea proporciona valores que no están dentro del rango de validez de las fórmulas establecidas. Mostramos a continuación las distintas fórmulas que se han computado en Excel, para determinar los momentos resistentes de la sección.

- Hipótesis 1: Fibra neutra plástica en el hormigón ( $0 \leq x \leq h_c$ )

Eso corresponde al siguiente esquema:

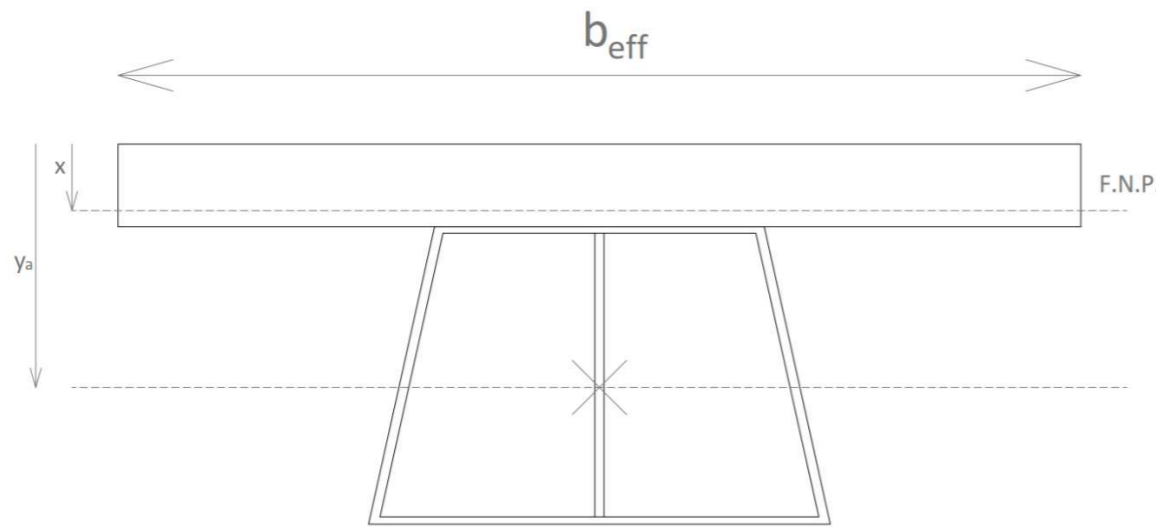


Figura 95 - Fibra neutra plástica en la losa de hormigón de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica x, y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  son:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot A_a}{\sigma_c^c \cdot b_{eff}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot x \cdot b_{eff} \cdot \frac{x}{2} + \sigma_a \cdot A_a \cdot (y_a - x)$$

- Hipótesis 2: Fibra neutra plástica en el ala superior ( $0 \leq x \leq h_{fl,s}$ )

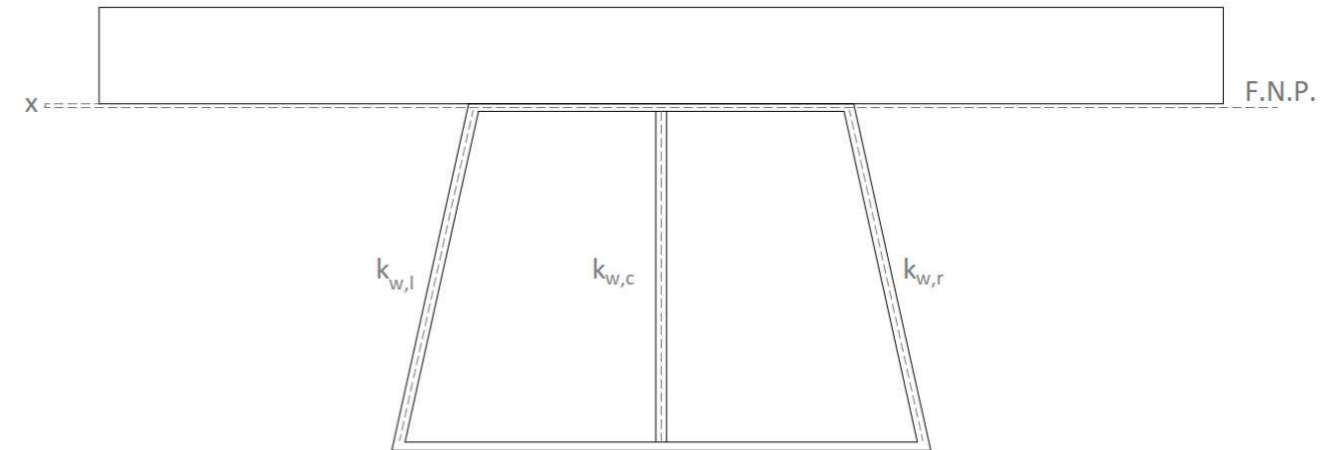


Figura 96 – Fibra neutra plástica en el ala superior de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica x, y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  vienen dado por:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,r} \cdot b_{w,r} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i}) - \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff}}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_{fl,s}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \left( h_c + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + b_{fl,s} \cdot (h_{fl,s} - x) \cdot \frac{(h_{fl,s} - x)}{2} + (h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,r} \cdot b_{w,r}) \cdot \left( h_{fl,s} + \frac{h_{w,c}}{2} - x \right) + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{fl,s} + h_{w,c} + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$



- Hipótesis 3: Fibra neutra plástica en el alma ( $0 \leq x \leq h_{w,c}$ )

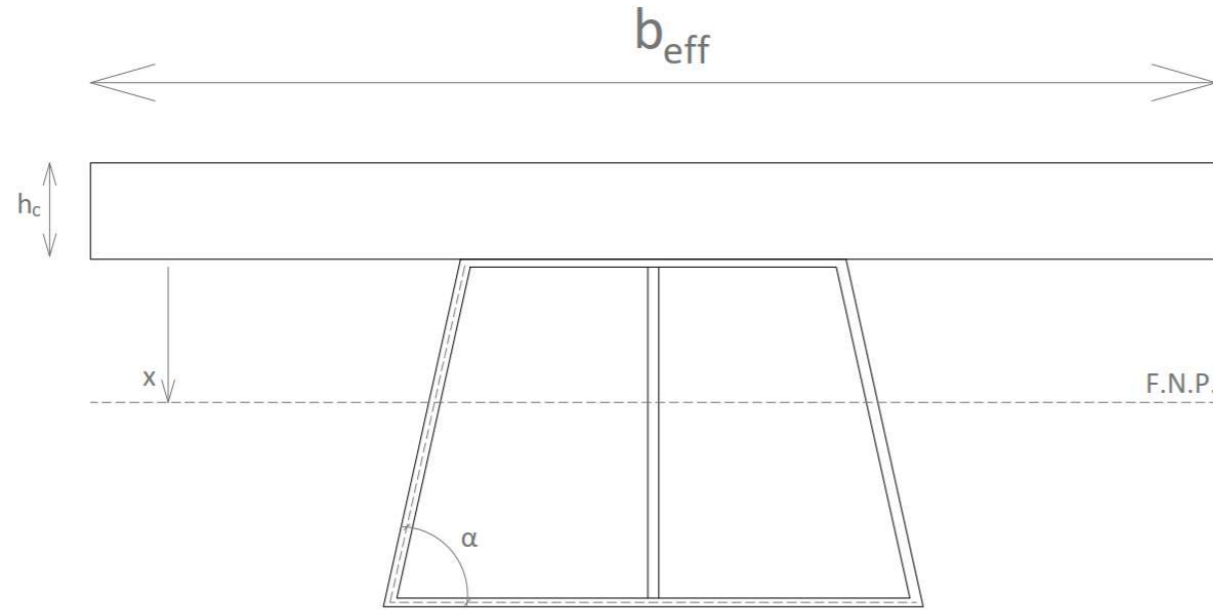


Figura 97 - Fibra neutra plástica en el alma de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  vienen dado por:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,r} \cdot b_{w,r} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}) - \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff}}{2 \cdot \sigma_a \cdot \left( b_{w,c} + \frac{b_{w,l}}{\cos \theta} + \frac{b_{w,r}}{\cos \theta} \right)}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \left( h_c + h_{fl,s} + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot h_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + \left( \frac{x}{\cos \theta} \cdot b_{w,l} + x \cdot b_{w,c} + \frac{x}{\cos \theta} \cdot b_{w,r} \right) \cdot \frac{x}{2} + \left( \left( h_{w,l} - \frac{x}{\cos \theta} \right) \cdot b_{w,l} + (h_{w,c} - x) \cdot b_{w,c} + \left( h_{w,r} - \frac{x}{\cos \theta} \right) \cdot b_{w,r} \right) \cdot \frac{h_{w,c} - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{w,c} + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

#### 9.4.1.2 Flexión negativa de eje horizontal

La flexión negativa de eje horizontal se trata de la misma manera que la positiva, pero despreciando la contribución de la losa de hormigón. Se consideran las hipótesis siguientes:

- Hipótesis 1: Fibra neutra plástica en el ala superior ( $0 \leq x \leq h_{fl,s}$ )

Esta hipótesis corresponde a la situación siguiente:

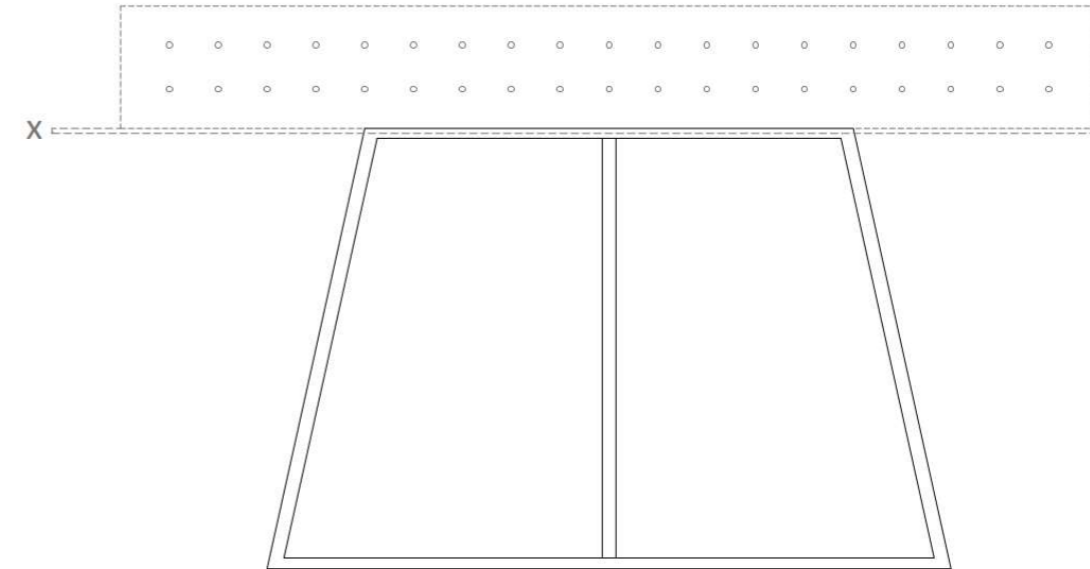


Figura 98 - Fibra neutra plástica en el ala superior de la viga longitudinal, en flexión negativa de eje horizontal (fuente: elaboración propia)

Obtenemos:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,r} \cdot b_{w,r} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i}) - \sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_{fl,s}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^- = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left( h_c + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + b_{fl,s} \cdot (h_{fl,s} - x) \cdot \frac{(h_{fl,s} - x)}{2} + (h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,r} \cdot b_{w,r}) \cdot \left( h_{fl,s} + \frac{h_{w,c}}{2} - x \right) + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{fl,s} + h_{w,c} + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

- Hipótesis 2: Fibra neutra plástica en el alma ( $0 \leq x \leq h_{w,c}$ )

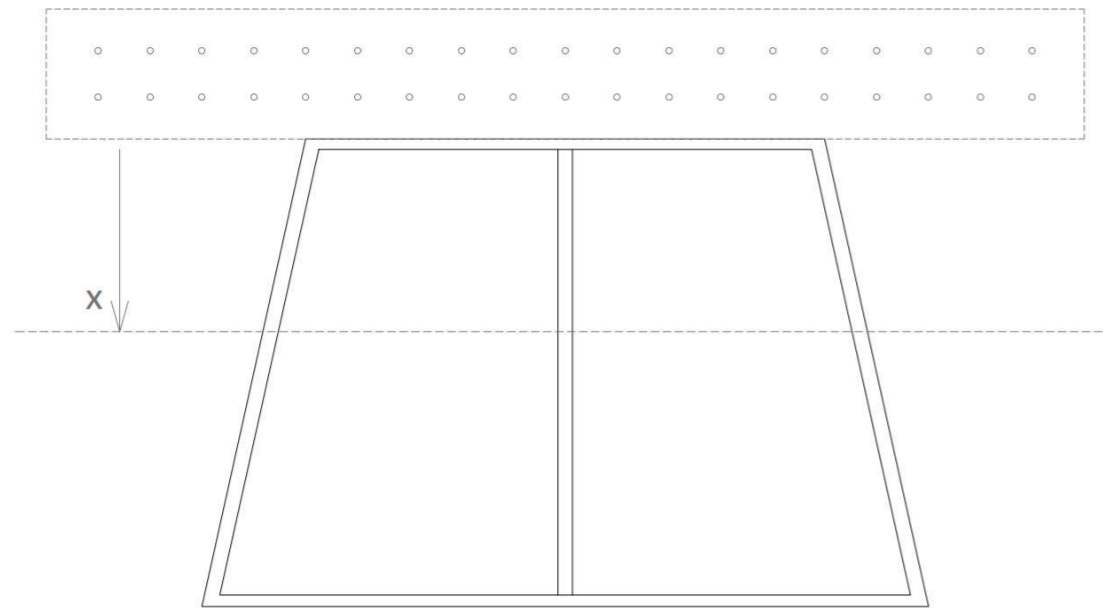


Figura 99 - Fibra neutra plástica en el alma de la viga longitudinal, en flexión negativa de eje horizontal (fuente: elaboración propia)

Obtenemos:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{w,l} \cdot b_{w,l} + h_{w,c} \cdot b_{w,c} + h_{w,r} \cdot b_{w,r} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}) - \sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \sigma_a \cdot \left( b_{w,c} + \frac{b_{w,l}}{\cos \theta} + \frac{b_{w,r}}{\cos \theta} \right)}$$

$$M_{pl,3,Rd}^- = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left( h_c + h_{fl,s} + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot h_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + \left( \frac{x}{\cos \theta} \cdot b_{w,l} + x \cdot b_{w,c} + \frac{x}{\cos \theta} \cdot b_{w,r} \right) \cdot \frac{x}{2} + \left( \left( h_{w,l} - \frac{x}{\cos \theta} \right) \cdot b_{w,l} + (h_{w,c} - x) \cdot b_{w,c} + \left( h_{w,r} - \frac{x}{\cos \theta} \right) \cdot b_{w,r} \right) \cdot \frac{h_{w,c} - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{w,c} + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

#### 9.4.1.3 Flexión de eje vertical

Para la flexión de eje vertical, se considera únicamente la contribución del acero estructural, del lado de la seguridad y de forma simplificada. Consideramos:

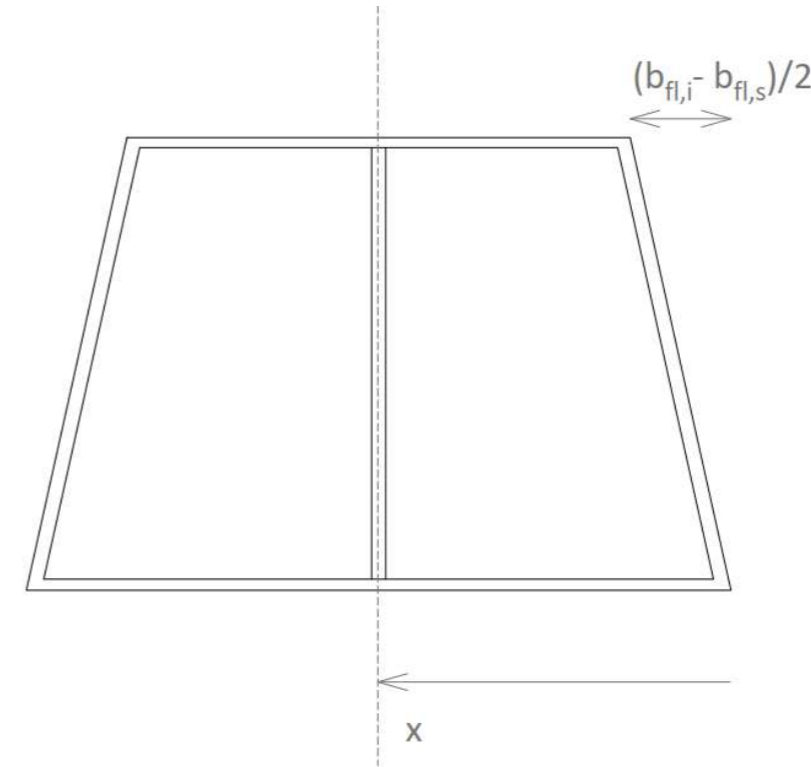


Figura 100 - Fibra neutra plástica en la viga longitudinal para la flexión de eje vertical (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica viene dada por el eje de simetría. Obtenemos:

$$x = \frac{b_{fl,i}}{2}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \sigma_a \cdot \left\{ h_{w,r} \cdot b_{w,r} \cdot \left( x - \frac{b_{fl,i} - b_{fl,s}}{4} \right) + h_{fl,s} \cdot \left( x - \frac{b_{fl,i} - b_{fl,s}}{2} \right) \cdot \frac{b_{fl,s}}{2} + h_{fl,i} \cdot x \cdot \frac{b_{fl,s}}{4} + h_{w,l} \cdot b_{w,l} \cdot \left( x - \frac{b_{fl,i} - b_{fl,s}}{4} \right) + h_{fl,s} \cdot \left( b_{fl,s} - \left( x - \frac{b_{fl,i} - b_{fl,s}}{2} \right) \right) \cdot \frac{b_{fl,s}}{4} + h_{fl,i} \cdot (b_{fl,i} - x) \cdot \frac{b_{fl,i}}{4} + 2 \cdot h_{w,c} \cdot \frac{b_{w,c}}{2} \cdot \frac{b_{w,c}}{4} \right\}$$



#### 9.4.2 Comprobación de la resistencia de la sección

Los datos básicos de la sección transversal de las vigas longitudinales son:

Sección	b <sub>eff</sub> (m)	h <sub>c</sub> (m)	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	y <sub>s</sub> (m)	b <sub>fl,s</sub> (m)	h <sub>fl,s</sub> (m)	b <sub>w,c</sub> (m)	h <sub>w,c</sub> (m)	b <sub>w,l</sub> (m)	h <sub>w,l</sub> (m)	b <sub>w,r</sub> (m)	h <sub>w,r</sub> (m)	b <sub>fl,r</sub> (m)	h <sub>fl,r</sub> (m)	α (°)	β (°)
VL	2,92	0,25	0,01835	0,12578	0,736	1	0,02	0,028	0,858	0,029	0,879	0,029	0,879	1,4	0,022	77,45	12,55

Figura 101 - Datos características de las secciones de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

En base a estos datos y a las fórmulas previamente establecidas, determinamos las posiciones de las fibras neutras y los momentos plásticos resistentes:

Sección	Resistencia a flexión											
	Flexión positiva - eje 3				Flexión negativa - eje 3				Eje 2 (sección metálica)			
	x <sub>2</sub> (m)	Ubicación x <sub>2</sub> '	x <sub>2</sub> (m)	M <sub>pl,3,Rd</sub> <sup>+</sup> (kN.m)	x <sub>2</sub> (m)	Ubicación x <sub>2</sub> '	x <sub>2</sub> (m)	M <sub>pl,3,Rd</sub> <sup>-</sup> (kN.m)	x <sub>3</sub> (m)	Ubicación x <sub>3</sub>	x <sub>3</sub> (m)	M <sub>pl,2,Rd</sub> (kN.m)
VL	0,258	ALMA	0,528	22706,63	0,362	ALMA	0,632	18079,86	0,7	ALMA	0,7	16520,77

Tabla 98 - Fibra neutra y momento plástico resistente en cada eje de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

Observamos que para la flexión de eje 3, es decir la flexión de eje horizontal, la fibra neutra plástica cae en el alma en los dos casos de la viga longitudinal fisurada y no fisurada.

La resistencia a cortante se establece de la misma manera que para las secciones metálicas. Sin embargo, en el caso de vigas mixtas, se va a considerar la abolladura por cortante. Detallamos el cálculo de la resistencia a cortante.

La resistencia a cortante de las secciones es:

$$V_{Rd} = \min(V_{pl,aRd}; V_{b,Rd})$$

Siendo:

- $V_{pl,aRd}$  la resistencia plástica a cortante de la sección metálica. Recordamos que no se considera la contribución de la losa., y entonces, se calcula como las secciones metálicas anteriormente comprobadas.
- $V_{b,Rd}$  la resistencia a cortante por abolladura del alma. Se define como:

(I) For unstiffened or stiffened webs the design resistance for shear should be taken as:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (5.1)$$

in which the contribution from the web is given by:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (5.2)$$

and the contribution from the flanges  $V_{bf,Rd}$  is according to 5.4.

Figura 102 – Definición de la resistencia a cortante por abolladura del alma (fuente: Apartado 5.2 de EN 1993-1-5:2006)

Observamos en la figura anterior que se debe utilizar el coeficiente de seguridad frente a la estabilidad de elementos. Además, en la figura anterior, observamos que aparecen dos términos, la resistencia a abolladura del alma y la contribución a la resistencia de la sección aportada por las alas. Despreciamos este último término, dado que suele ser muy pequeño. Finalmente, la resistencia a cortante por abolladura aparece limitada, pero eso es únicamente el caso de secciones cuyas almas no cumplen la siguiente relación de esbeltez, en la que todos los términos han sido ya definidos:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta}$$

Adoptamos las siguientes notaciones:

Resistencia plástica a cortante	$V_{pl,a,Rd}$ kN
Resistencia a cortante por abolladura	$V_{b,Rd}$ kN
Resistencia a cortante de las secciones	$V_{Rd}$ kN
Contribución de las almas a la resistencia a cortante por abolladura	$V_{bw,Rd}$ kN
Contribución de las alas a la resistencia a cortante por abolladura	$V_{bf,Rd}$ kN
Esbeltez adimensional del alma	$\chi_w$
Esbeltez relativa del alma	$\lambda_w$
Tensión crítica elástica de abolladura	$\tau_{cr}$ MPa
Coeficiente de abolladura del panel	$k_\tau$
Tensión elástica de abolladura	$\sigma_E$ MPa

Figura 103 - Notaciones utilizadas para la determinación de la resistencia a cortante por abolladura del alma (fuente: elaboración propia)

La esbeltez relativa del alma se define como:

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$$

Siendo:

- $f_{yw}$  el límite elástico del alma, que es idéntico al del resto de la sección
- $\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$  con la tensión elástica de abolladura:  $\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot t_w^2}{12 \cdot (1-\nu^2) \cdot h_w^2}$
- $k_\tau = 5,34$  puesto que se trata de almas con rigidizadores rígidos dispuestos únicamente en los apoyos.

Luego, calculamos la esbeltez relativa del alma, y deducimos el valor de la esbeltez adimensional del alma  $\chi_w$  con la siguiente figura, suponiendo rigidizadores rígidos en los extremos de la viga:

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Figura 104 – Determinación de la esbeltez adimensional del alma en función de la esbeltez relativa del alma (fuente: tabla 5.1 de EN 1993-1-5:2006)

Luego, podemos determinar completamente la resistencia al cortante por abolladura del alma, considerando el área del alma central, y el área de las almas inclinadas proyectada sobre el eje vertical. En el caso del eje 3, se considera únicamente las alas. Obtenemos:

Sección	Eje 2										
	$V_{pl,a,Rd}$ (kN)	$\sigma_E$ (MPa)	$k_\tau$	$\tau_{cr}$ (MPa)	$\lambda_w$	$\chi_w$	$V_{bw,Rd}$ (kN)	$V_{bf,Rd}$ (kN)	$V_{b,Rd,lim}$ (kN)	$V_{b,Rd}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)
VL	17726,20	192,59	5,34	1028,43	0,446	1,2	16114,72	0	-	16114,72	16114,72

Figura 105 - Resistencia a cortante en el eje 2 (fuente: elaboración propia)

Sección	Eje 3										
	$V_{pl,a,Rd}$ (kN)	$\sigma_E$ (MPa)	$k_\tau$	$\tau_{cr}$ (MPa)	$\lambda_w$	$\chi_w$	$V_{bw,Rd}$ (kN)	$V_{bf,Rd}$ (kN)	$V_{b,Rd,lim}$ (kN)	$V_{b,Rd}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)
VL	12494,32	187,48	5,34	1001,12	0,452	1,2	11358,47	0	-	11358,47	11358,47

Figura 106 - Resistencia a cortante en el eje 3 (fuente: elaboración propia)

Tenemos que determinar también la resistencia a axil de la sección, para la tracción y la compresión, aplicando las fórmulas establecidas anteriormente.

Sección	Compresión		Tracción		
	$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd,Bruta}$ (kN)	$N_{t,Rd,neto}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
VL	0,730	67108,31	52629,97	57283,96	52629,97

Figura 107 - Resistencia a axil de la sección (fuente: elaboración propia)

Para la comprobación de las secciones, calculamos la tensión en la fibra superior de la sección mixta, considerando las características mecánicas de la sección sin fisurar. De forma simplificada, si la fibra superior de la losa aparece traccionada, se consideran los axiles y momentos resistentes de la sección fisurada. Si está comprimida, se usan los axiles y momentos resistentes de la sección sin fisurar.

En cuanto al efecto de la torsión, se introduce aplicando la misma fórmula que para las columnas metálica, reduciendo así el cortante resistente de la sección. Si la losa está traccionada, y entonces considerada como fisurada, se usa el área encerrada por la línea media de la sección computada con únicamente la mitad del espesor de la losa (calculado en el apartado de las características mecánicas de las secciones). Además, la interacción flexión-cortante se tiene en cuenta como para las secciones metálicas, es decir que se reduce el momento plástico resistente únicamente si el cortante actuante supera la mitad del cortante resistente (reducido por torsión). Mostramos a continuación las solicitaciones más desfavorables (las que generan un mayor aprovechamiento de la sección).

Sección	Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)
VL	VL0409	0	Env_ELU	Min M3	17953,63	-1343,94	7,14	347,28	65,48	-8554,91
VL	VL0209	0	Env_ELU	Min M3	17843,03	-1262,90	5,43	772,69	28,64	-8372,29
VL	VL0244	2,50079	Env_ELU	Min M3	17871,93	1367,69	5,86	280,97	-60,73	-8323,10
VL	VL0408	2,50101	Env_ELU	Min M3	18158,69	781,39	2,17	436,90	53,69	-8183,72
VL	VL0209	0	Env_ELU	Max P	18748,88	-1171,82	3,41	561,47	31,80	-7839,73
VL	VL0208	2,50101	Env_ELU	Min M3	17920,38	779,69	6,37	699,86	12,82	-8060,52
VL	VL0245	0	Env_ELU	Min M3	18074,39	-762,35	2,99	366,88	-50,50	-7912,37
VL	VL0409	0,50017	Env_ELU	Min M3	17978,99	-1267,01	7,51	418,20	59,20	-7905,40
VL	VL0444	2,50079	Env_ELU	Min M3	17569,27	1284,48	4,61	729,73	-25,69	-8059,80
VL	VL0408	2,00081	Env_ELU	Min M3	18178,51	754,78	2,19	436,73	54,78	-7799,57

Tabla 99 - Solicitaciones más desfavorables para la comprobación ELU de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

En la tabla siguiente, se muestran los resultados obtenidos con las solicitaciones más desfavorables. Se puede observar que, en ningún caso, el cortante actuante supera la mitad del cortante resistente. Además, las secciones más solicitadas son las que se consideran fisuradas, lo cual es razonable, puesto que los parámetros resistentes son menores cuando la sección se considera fisurada. Finalmente, se comprueba que la fórmula de interacción conduce siempre a un valor menor que 1, con lo cual las vigas longitudinales se consideran comprobadas en ELU.



Sección	Tipo	$t_{\min}$ (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	$\tau_{\tau, Ed}$ (kPa)	$V_{2,Rd}$ (kN)	$V_{pl,T,2,Rd}$ (kN)	$V_2/V_{pl,T,2,Rd}$	$V_{3,Rd}$ (kN)	$V_{pl,T,3,Rd}$ (kN)	$V_3/V_{pl,T,3,Rd}$	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$M_3/M_{pl,3,Rd}$	$M_2/M_{pl,2,Rd}$	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N/N_{Rd}$	$N/N_{Rd}+M_2/M_{Rd}+M_3/M_{Rd}$	Comprobación
VL	Min M3	0,022	1,0391	7595,7	16114,72	15517,52	0,09	11358,47	10937,53	0,001	18079,86	16520,77	0,47	0,004	67108,31	52629,97	0,34	0,82	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	16900,4	16114,72	14785,95	0,09	11358,47	10421,88	0,001	18079,86	16520,77	0,46	0,002	67108,31	52629,97	0,34	0,80	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	6145,3	16114,72	15631,55	0,09	11358,47	11017,91	0,001	18079,86	16520,77	0,46	0,004	67108,31	52629,97	0,34	0,80	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	9555,9	16114,72	15363,40	0,05	11358,47	10828,90	0,000	18079,86	16520,77	0,45	0,003	67108,31	52629,97	0,35	0,80	CUMPLE
VL	Max P	0,022	1,0391	12280,5	16114,72	15149,18	0,08	11358,47	10677,91	0,000	18079,86	16520,77	0,43	0,002	67108,31	52629,97	0,36	0,79	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	15307,5	16114,72	14911,19	0,05	11358,47	10510,16	0,001	18079,86	16520,77	0,45	0,001	67108,31	52629,97	0,34	0,79	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	8024,4	16114,72	15483,81	0,05	11358,47	10913,78	0,000	18079,86	16520,77	0,44	0,003	67108,31	52629,97	0,34	0,78	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	9146,9	16114,72	15395,56	0,08	11358,47	10851,57	0,001	18079,86	16520,77	0,44	0,004	67108,31	52629,97	0,34	0,78	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	15960,7	16114,72	14859,83	0,09	11358,47	10473,96	0,000	18079,86	16520,77	0,45	0,002	67108,31	52629,97	0,33	0,78	CUMPLE
VL	Min M3	0,022	1,0391	9552,2	16114,72	15363,69	0,05	11358,47	10829,11	0,000	18079,86	16520,77	0,43	0,003	67108,31	52629,97	0,35	0,78	CUMPLE

Tabla 100 – Comprobación de las vigas longitudinales en ELU, bajo las solicitaciones más desfavorables (fuente: elaboración propia)

## 9.5 Vigas transversales

La nomenclatura adoptada a continuación se deduce directamente de la que se ha utilizado para las vigas longitudinales.

### 9.5.1 Determinación de la resistencia de la sección

#### 9.5.1.1 Flexión positiva de eje horizontal

En flexión positiva de eje horizontal (eje 3), el momento plástico resistente se obtiene realizando distintas hipótesis sobre la ubicación de la fibra neutra plástica, y se calcula el momento plástico resistente correspondiente.

- Hipótesis 1: Fibra neutra plástica en el hormigón ( $0 \leq x \leq h_c$ )

Eso corresponde al siguiente esquema:

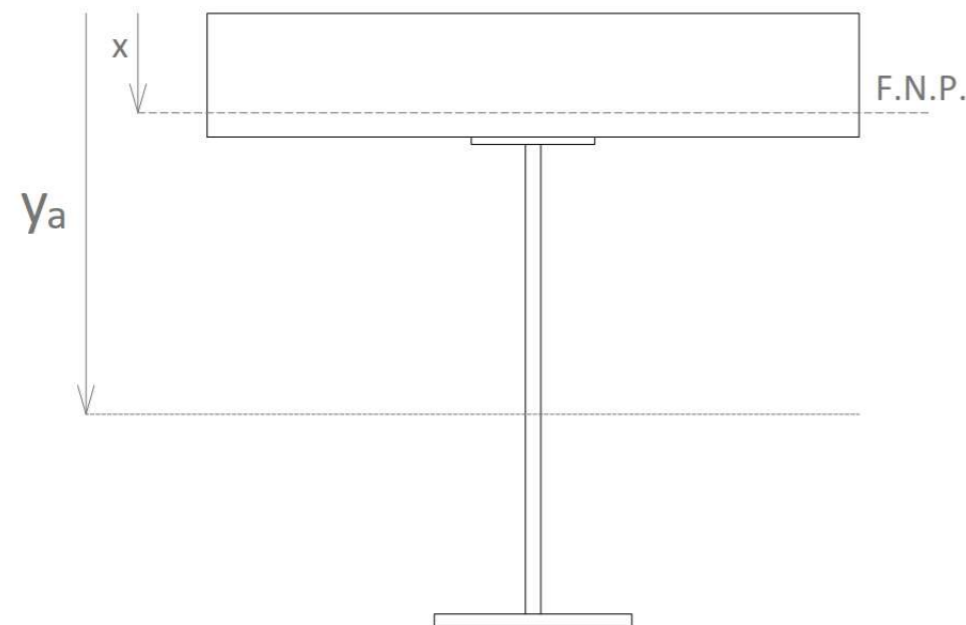


Figura 108 - Fibra neutra plástica en la losa de hormigón de la viga transversal (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  son:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot A_a}{\sigma_c^c \cdot b_{eff}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot x \cdot b_{eff} \cdot \frac{x}{2} + \sigma_a \cdot A_a \cdot (y_a - x)$$

- Hipótesis 2: Fibra neutra plástica en el ala superior ( $0 \leq x \leq h_{fl,s}$ )

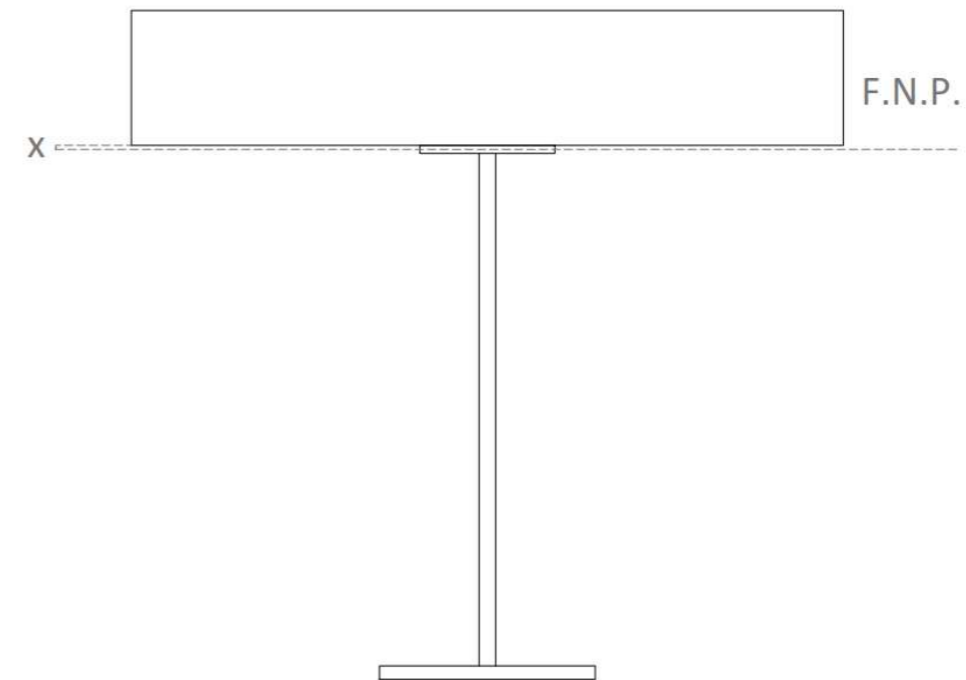


Figura 109 - Fibra neutra plástica en el ala superior de la viga transversal (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  vienen dado por:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i}) - \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff}}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_{fl,s}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \left( h_c + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + b_{fl,s} \cdot (h_{fl,s} - x) \cdot \frac{(h_{fl,s} - x)}{2} + h_w \cdot b_w \cdot \left( h_{fl,s} + \frac{h_w}{2} - x \right) + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{fl,s} + h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$



- Hipótesis 3: Fibra neutra plástica en el alma ( $0 \leq x \leq h_w$ )

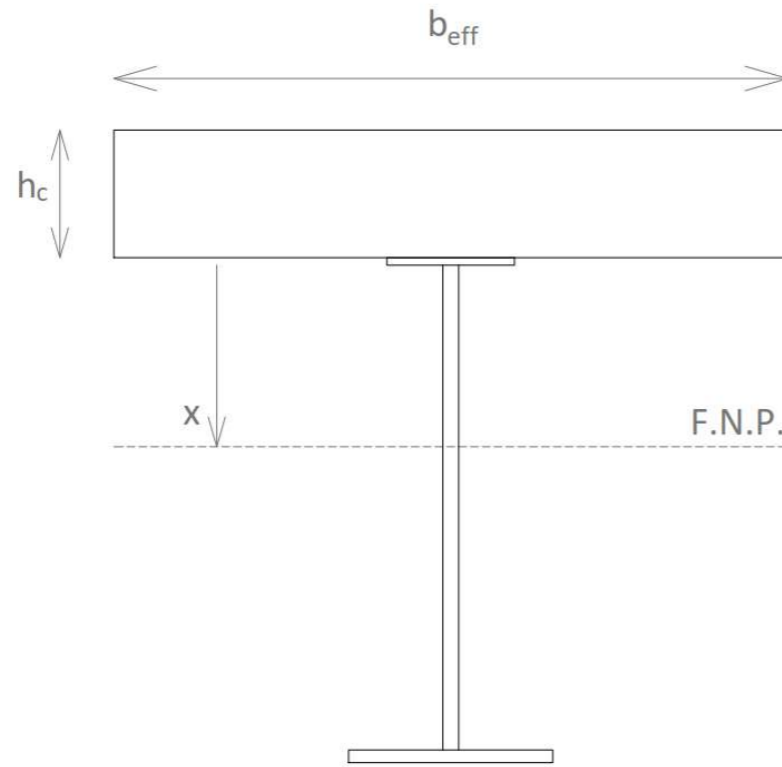


Figura 110 - Fibra neutra plástica en el alma de la viga transversal (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  vienen dado por:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}) - \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff}}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_w}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \left( h_c + h_{fl,s} + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot h_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + x \cdot b_w \cdot \frac{x}{2} + (h_w - x) \cdot b_w \cdot \frac{h_w - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

### 9.5.1.2 Flexión negativa de eje horizontal

Despreciamos la contribución de la losa de hormigón. Se consideran las hipótesis siguientes:

- Hipótesis 1: Fibra neutra plástica en el ala superior ( $0 \leq x \leq h_{fl,s}$ )

Esta hipótesis corresponde a la situación siguiente:

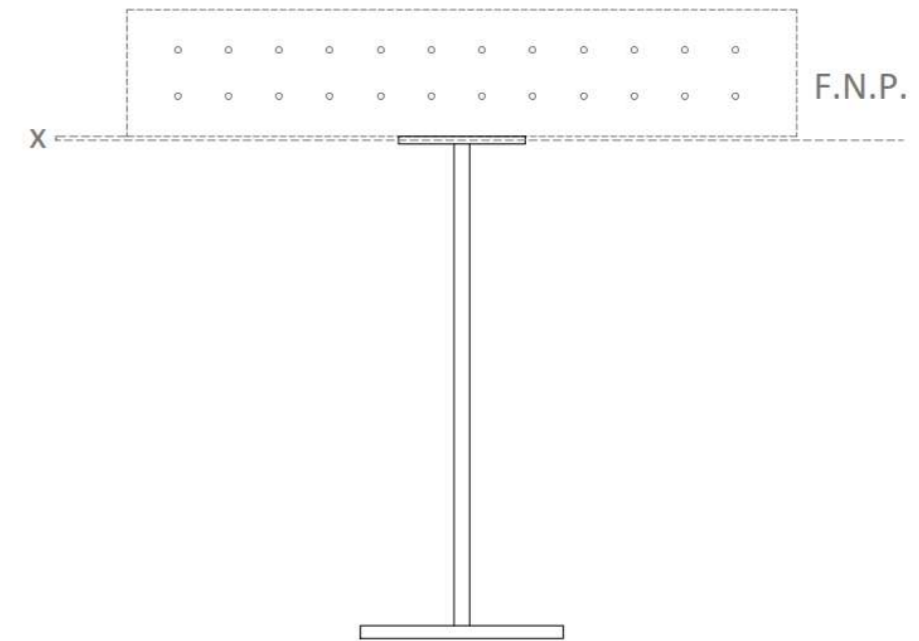


Figura 111 - Fibra neutra plástica en el ala superior de la viga transversal, en flexión negativa de eje horizontal (fuente: elaboración propia)

Obtenemos:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i}) - \sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_{fl,s}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^- = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left( h_c + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + b_{fl,s} \cdot (h_{fl,s} - x) \cdot \frac{(h_{fl,s} - x)}{2} + h_w \cdot b_w \cdot \left( h_{fl,s} + \frac{h_w}{2} - x \right) + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{fl,s} + h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

- Hipótesis 2: Fibra neutra plástica en el alma ( $0 \leq x \leq h_w$ )

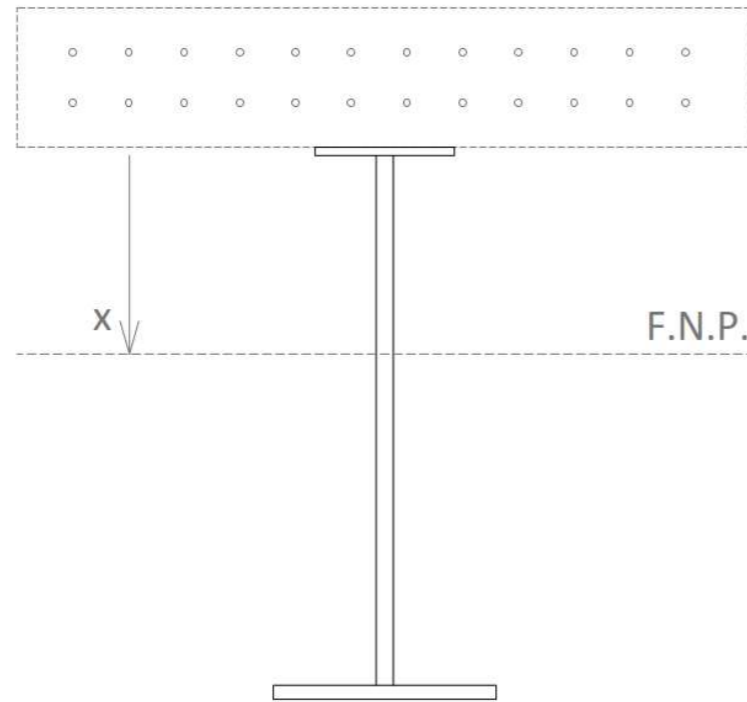


Figura 112 - Fibra neutra plástica en el alma de la viga transversal, en flexión negativa de eje horizontal (fuente: elaboración propia)

9.5.1.3 Flexión de eje vertical

Consideramos:

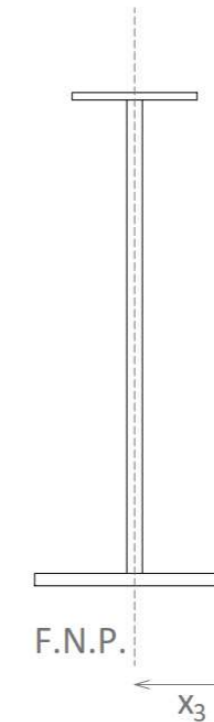


Figura 113 - Fibra neutra plástica en la viga transversal para la flexión de eje vertical (fuente: elaboración propia)

Obtenemos:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}) - \sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_w}$$

$$M_{pl,3,Rd} = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left( h_c + h_{fl,s} + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot h_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + x \cdot b_w \cdot \frac{x}{2} + (h_w - x) \cdot b_w \cdot \frac{h_w - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

La posición de la fibra neutra plástica viene dada por el eje de simetría. Obtenemos:

$$x = \frac{b_{fl,i}}{2}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 2 \cdot \sigma_a \cdot \left\{ h_{fl,s} \cdot \frac{b_{fl,s}}{2} \cdot \frac{b_{fl,s}/2}{2} + h_{fl,i} \cdot \frac{b_{fl,i}}{2} \cdot \frac{b_{fl,i}/2}{2} + 2 \cdot h_w \cdot \frac{b_w}{2} \cdot \frac{b_w}{4} \right\}$$

9.5.2 Comprobación de la resistencia de la sección

La comprobación de la resistencia de las vigas transversales es la más complicada de todas, puesto que se trata de secciones variables. Primero, vamos a determinar las resistencias plásticas de las secciones características definidas previamente, en el apartado de las características mecánicas.



Los datos básicos de las secciones son:

Elemento	Sección	b <sub>eff</sub> (m)	h <sub>c</sub> (m)	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	y <sub>s</sub> (m)	b <sub>h,s</sub> (m)	h <sub>h,s</sub> (m)	b <sub>w</sub> (m)	h <sub>w</sub> (m)	b <sub>h,w</sub> (m)	h <sub>h,w</sub> (m)
VT_a_P	VT1	2,25	0,25	0,00566	0,04320	0,811	0,25	0,015	0,031	0,95	0,4	0,025
VT_a_P	VT2	2,25	0,25	0,00566	0,03409	0,656	0,25	0,015	0,031	0,656	0,4	0,025
VT_a_A	VT3	2,25	0,25	0,00566	0,02479	0,615	0,25	0,015	0,02	0,552	0,4	0,025
VT_a_A	VT4	2,25	0,25	0,00566	0,01895	0,443	0,25	0,015	0,02	0,26	0,4	0,025
VT_a_P	VT5	2,25	0,25	0,00566	0,03586	0,687	0,25	0,015	0,031	0,713	0,4	0,025
VT_a_A	VT6	2,25	0,25	0,00566	0,02457	0,608	0,25	0,015	0,02	0,54	0,4	0,025
VT_b_P	VT1	2,01	0,25	0,00504	0,04320	0,811	0,25	0,015	0,031	0,95	0,4	0,025
VT_b_P	VT2	2,01	0,25	0,00504	0,03409	0,656	0,25	0,015	0,031	0,656	0,4	0,025
VT_b_A	VT3	2,01	0,25	0,00504	0,02479	0,615	0,25	0,015	0,02	0,552	0,4	0,025
VT_b_A	VT4	2,01	0,25	0,00504	0,01895	0,443	0,25	0,015	0,02	0,26	0,4	0,025
VT_b_P	VT5	2,01	0,25	0,00504	0,03586	0,687	0,25	0,015	0,031	0,713	0,4	0,025
VT_b_A	VT6	2,01	0,25	0,00504	0,02457	0,608	0,25	0,015	0,02	0,54	0,4	0,025
VT_c_P	VT1	1,76	0,25	0,00443	0,04320	0,811	0,25	0,015	0,031	0,95	0,4	0,025
VT_c_P	VT2	1,76	0,25	0,00443	0,03409	0,656	0,25	0,015	0,031	0,656	0,4	0,025
VT_c_A	VT3	1,76	0,25	0,00443	0,02479	0,615	0,25	0,015	0,02	0,552	0,4	0,025
VT_c_A	VT4	1,76	0,25	0,00443	0,01895	0,443	0,25	0,015	0,02	0,26	0,4	0,025
VT_c_P	VT5	1,76	0,25	0,00443	0,03586	0,687	0,25	0,015	0,031	0,713	0,4	0,025
VT_c_A	VT6	1,76	0,25	0,00443	0,02457	0,608	0,25	0,015	0,02	0,54	0,4	0,025

Tabla 101 - Datos básicos de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Determinamos las resistencias plásticas de las secciones fisuradas y sin fisurar.

Elemento	Sección	Flexión positiva - eje 3				Flexión negativa - eje 3				Eje 2	
		x <sub>2</sub> ' (m)	Ubicación x <sub>2</sub> '	x <sub>2</sub> ' (m)	M <sub>pl,3,Rd</sub> <sup>+</sup> (kN.m)	x <sub>2</sub> ' (m)	Ubicación x <sub>2</sub> '	x <sub>2</sub> ' (m)	M <sub>pl,3,Rd</sub> <sup>-</sup> (kN.m)	x <sub>3</sub> (m)	M <sub>pl,2,Rd</sub> (kN.m)
VT_a_P	VT1	0,069	ALMA	0,334	9903,56	0,464	ALMA	0,729	6367,42	0,2	519,23
VT_a_P	VT2	0,005	ALA SUP	0,255	6305,34	0,317	ALMA	0,582	3989,25	0,2	494,15
VT_a_A	VT3	0,197	LOSA	0,197	4541,02	0,259	ALMA	0,524	2963,67	0,2	457,80
VT_a_A	VT4	0,151	LOSA	0,151	2473,27	0,113	ALMA	0,378	1471,02	0,2	447,43
VT_a_P	VT5	0,009	ALA SUP	0,259	6942,05	0,346	ALMA	0,611	4413,15	0,2	499,01
VT_a_A	VT6	0,195	LOSA	0,195	4453,16	0,253	ALMA	0,518	2896,37	0,2	457,37
VT_b_P	VT1	0,124	ALMA	0,389	9616,47	0,476	ALMA	0,741	6204,05	0,2	519,23
VT_b_P	VT2	0,012	ALA SUP	0,262	6142,88	0,329	ALMA	0,594	3865,24	0,2	494,15
VT_b_A	VT3	0,221	LOSA	0,221	4435,06	0,278	ALMA	0,543	2854,30	0,2	457,80
VT_b_A	VT4	0,169	LOSA	0,169	2411,36	0,132	ALMA	0,397	1400,74	0,2	447,43
VT_b_P	VT5	0,005	ALMA	0,270	6775,02	0,358	ALMA	0,623	4281,51	0,2	499,01
VT_b_A	VT6	0,219	LOSA	0,219	4349,09	0,272	ALMA	0,537	2788,60	0,2	457,37
VT_c_P	VT1	0,179	ALMA	0,444	9262,31	0,488	ALMA	0,753	6037,43	0,2	519,23
VT_c_P	VT2	0,032	ALMA	0,297	5962,17	0,341	ALMA	0,606	3737,97	0,2	494,15
VT_c_A	VT3	0,000	ALA SUP	0,250	4299,14	0,297	ALMA	0,562	2739,89	0,2	457,80
VT_c_A	VT4	0,193	LOSA	0,193	2332,22	0,151	ALMA	0,416	1325,42	0,2	447,43
VT_c_P	VT5	0,061	ALMA	0,326	6564,83	0,370	ALMA	0,635	4146,62	0,2	499,01
VT_c_A	VT6	0,250	LOSA	0,250	4216,06	0,291	ALMA	0,556	2675,79	0,2	457,37

Tabla 102 - Determinación de los momentos plásticos resistentes de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Los cortantes resistentes de las distintas secciones se determinan como para las vigas longitudinales. Se muestran a continuación:

Elemento	Sección	Eje 2										Eje 3		
		V <sub>Ed,Rd</sub> (kN)	τ <sub>Ed</sub> (MPa)	k <sub>v</sub>	τ <sub>Ed</sub> (MPa)	λ <sub>v</sub>	χ <sub>v</sub>	V <sub>Ed,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed,Rd</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)	A <sub>c,3</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed,Rd</sub> (kN)	
VT_a_P	VT1	7243,26	202,1	5,34	1079,2	0,436	1,2	6584,78	0	-	6584,78	6584,78	0,01375	3381,83
VT_a_P	VT2	5001,66	423,8	5,34	2263,4	0,301	1,2	4546,97	0	-	4546,97	4546,97	0,01375	3381,83
VT_a_A	VT3	2715,30	249,2	5,34	1330,5	0,392	1,2	2468,46	0	-	2468,46	2468,46	0,01375	3381,83
VT_a_A	VT4	1278,95	1123,1	5,34	5997,2	0,185	1,2	1162,68	0	-	1162,68	1162,68	0,01375	3381,83
VT_a_P	VT5	5436,26	358,8	5,34	1915,9	0,327	1,2	4942,05	0	-	4942,05	4942,05	0,01375	3381,83
VT_a_A	VT6	2656,27	260,4	5,34	1390,3	0,384	1,2	2414,79	0	-	2414,79	2414,79	0,01375	3381,83
VT_b_P	VT1	7243,26	202,1	5,34	1079,2	0,436	1,2	6584,78	0	-	6584,78	6584,78	0,01375	3381,83
VT_b_P	VT2	5001,66	423,8	5,34	2263,4	0,301	1,2	4546,97	0	-	4546,97	4546,97	0,01375	3381,83
VT_b_A	VT3	2715,30	249,2	5,34	1330,5	0,392	1,2	2468,46	0	-	2468,46	2468,46	0,01375	3381,83
VT_b_A	VT4	1278,95	1123,1	5,34	5997,2	0,185	1,2	1162,68	0	-	1162,68	1162,68	0,01375	3381,83
VT_b_P	VT5	5436,26	358,8	5,34	1915,9	0,327	1,2	4942,05	0	-	4942,05	4942,05	0,01375	3381,83
VT_b_A	VT6	2656,27	260,4	5,34	1390,3	0,384	1,2	2414,79	0	-	2414,79	2414,79	0,01375	3381,83
VT_c_P	VT1	7243,26	202,1	5,34	1079,2	0,436	1,2	6584,78	0	-	6584,78	6584,78	0,01375	3381,83
VT_c_P	VT2	5001,66	423,8	5,34	2263,4	0,301	1,2	4546,97	0	-	4546,97	4546,97	0,01375	3381,83
VT_c_A	VT3	2715,30	249,2	5,34	1330,5	0,392	1,2	2468,46	0	-	2468,46	2468,46	0,01375	3381,83
VT_c_A	VT4	1278,95	1123,1	5,34	5997,2	0,185	1,2	1162,68	0	-	1162,68	1162,68	0,01375	3381,83
VT_c_P	VT5	5436,26	358,8	5,34	1915,9	0,327	1,2	4942,05	0	-	4942,05	4942,05	0,01375	3381,83
VT_c_A	VT6	2656,27	260,4	5,34	1390,3	0,384	1,2	2414,79	0	-	2414,79	2414,79	0,01375	3381,83

Tabla 103 - Cortante resistente de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Los axiles resistentes son:

Elemento	Sección	Compresión			Tracción	
		A <sub>c,eff</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>c,Rd</sub> (kN)	N <sub>t,Rd,Bruta</sub> (kN)	N <sub>t,Rd,neto</sub> (kN)	N <sub>t,Rd</sub> (kN)
VT_a_P	VT1	0,563	28957,42	17795,82	19394,22	17795,82
VT_a_P	VT2	0,563	25723,37	14561,76	15823,09	14561,76
VT_a_A	VT3	0,563	22422,37	11260,77	12178,05	11260,77
VT_a_A	VT4	0,563	20348,67	9187,07	9888,22	9187,07
VT_a_P	VT5	0,563	26352,95	15191,35	16518,29	15191,35
VT_a_A	VT6	0,563	22343,60	11181,99	12091,06	11181,99
VT_b_P	VT1	0,502	27474,67	17528,06	19126,46	17528,06
VT_b_P	VT2	0,502	24240,61	14294,00	15555,33	14294,00
VT_b_A	VT3	0,502	20939,62	10993,01	11910,29	10993,01
VT_b_A	VT4	0,502	18865,92	8919,31	9620,46	8919,31
VT_b_P	VT5	0,502	24870,20	14923,58	16250,53	14923,58
VT_b_A	VT6	0,502	20860,84	10914,23	11823,30	10914,23
VT_c_P	VT1	0,440	25991,92	17260,29	18858,69	17260,29
VT_c_P	VT2	0,440	22757,86	14026,24	15287,57	14026,24
VT_c_A	VT3	0,440	19456,87	10725,24	11642,53	10725,24
VT_c_A	VT4	0,440	17383,17	8651,54	9352,69	8651,54
VT_c_P	VT5	0,440	23387,45	14655,82	15982,77	14655,82
VT_c_A	VT6	0,440	19378,09	10646,47	11555,54	10646,47

Tabla 104 - Axiles resistentes de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Realizamos una hoja Excel, en la que se determina la zona de la sección estudiada, a partir del código de las vigas transversales. A partir de la estación de la sección estudiada, podemos determinar dos secciones: una sección A y una sección B. Representan respectivamente las secciones que están detrás y delante de la sección de estudio. Conocidas estas secciones, y los parámetros resistentes de las secciones sin fisurar, podemos realizar una interpolación lineal entre las secciones A y B para determinar los parámetros resistentes sin fisurar de la sección de estudio. Interpolamos el área, la inercia y la distancia de la fibra superior a la fibra neutra a flexión de eje horizontal, y aplicamos la fórmula de Navier para determinar la tensión en el hormigón de la fibra superior:

$$\sigma_{c,sup} = \left( \pm \frac{N}{A_R} \pm \frac{M_3 \cdot d_{c,sup}}{I_{XR}} \right) \cdot \frac{1}{n_0}$$

Siendo:

- A<sub>R</sub> el área sin fisurar de la sección de estudio, interpolada a partir del área de las secciones A y B
- I<sub>XR</sub> la inercia sin fisurar de la sección de estudio, interpolada a partir del área de las secciones A y B
- d<sub>c,sup</sub> la distancia entre la fibra superior y la fibra neutra sin fisurar a flexión de eje horizontal, interpolada a partir de la fibra neutra de las secciones A y B
- n<sub>0</sub> el coeficiente de equivalencia para la flexión de eje horizontal entre hormigón y acero, a tiempo cero

Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)	Viga código	Zona	Elemento	Estación sup	Estación inf	d <sub>i,abs,A</sub> (m)	d <sub>i,abs,B</sub> (m)	Sección A	Sección B
VT1205	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4797,079	366,145	-1,724	-22,416	5,690	-1250,367	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1209	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4624,733	373,109	-1,100	-26,920	3,665	-1287,752	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1209	5,85612	Env_ELU	Max M2	-4667,191	368,431	-1,160	-27,137	3,834	-1259,365	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1206	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4718,836	363,799	-1,362	-10,234	4,202	-1243,303	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1242	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4750,300	364,568	-0,779	-2,526	2,184	-1247,357	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1245	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4625,639	370,122	-0,613	-5,422	1,405	-1279,100	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1209	5,85612	Env_ELU	Min V3	-4670,530	366,807	-1,161	-18,149	3,586	-1252,799	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1235	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4616,455	369,194	-0,724	2,621	2,049	-1275,673	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1246	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4642,605	367,690	-0,617	2,757	1,615	-1269,103	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3
VT1249	5,85612	Env_ELU	Min M3	-4645,640	370,235	-0,357	-21,228	0,570	-1272,543	VT_a_	12	VT_a_A	>5,85612	<5,85612	4,978	5,856	VT6	VT3

Tabla 105 – Solicitaciones pésimas, tipo de viga considerado, y secciones de interpolación (fuente: elaboración propia)

A partir de la tensión obtenida en la fibra superior de la losa de hormigón, si es positiva y entonces la fibra está traccionada, se considera que toda la losa está fisurada, y se usan las resistencias de la sección fisurada. Eso se hace interpolando linealmente las resistencias de las secciones A y B, consideradas fisuradas o no según el caso. Con eso, podemos obtener una estimación de los módulos de torsión de la sección de estudio, de las resistencias a cortante, a flexión y a axil, y luego, podemos estimar el aprovechamiento de las secciones.

Como en otros casos, se tiene en cuenta la influencia de la torsión reduciendo la resistencia a cortante, y si el cortante actuante supera la mitad del valor del cortante resistente reducido, se reduce la resistencia plástica a flexión. Sin embargo, observaremos a continuación que no hace falta reducir la resistencia plástica a flexión en ningún caso.

La tensión tangencial de cálculo en este caso se calcula como:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed} \cdot t_{max}}{J_R}$$

Donde:

- $T_{Ed}$  el momento torsor de cálculo
- $t_{max}$  el espesor de chapa máximo de la sección
- $J_R$  el módulo de torsión de la sección fisurada, o no según el caso

Podemos entonces comprobar cualquier sección transversal de cualquier tipo de viga transversal del tablero.

Las solicitaciones pésimas, el tipo de viga transversal, y las secciones A y B de interpolación se determinan a continuación. Se deduce de eso la tensión en la fibra superior de la losa, y luego, los parámetros resistentes a utilizar (fisurados o no). Finalmente, se realiza la comprobación. Se puede ver que, en todos los casos pésimos, el valor de la fórmula de interacción nunca supera 1.



Elemento	Tipo	Parámetros Navier - Sección A			Parámetros Navier - Sección B			Parámetros Navier - Interpolación				Parámetros resistentes - Sección A						Parámetros resistentes - Sección B							
		$d_{c,sup}$ (m)	$A_R$ (m <sup>2</sup> )	$I_{xR}$ (m <sup>4</sup> )	$d_{c,sup}$ (m)	$A_R$ (m <sup>2</sup> )	$I_{xR}$ (m <sup>4</sup> )	$d_{c,sup}$ (m)	$A_R$ (m <sup>2</sup> )	$I_{xR}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{c,sup}$ (MPa)	$t_{max}$ (m)	$J_R$ (m <sup>4</sup> )	$V_{2Rd}$ (kN)	$V_{3Rd}$ (kN)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$N_{Rd}$ (kN)	$t_{max}$ (m)	$J_R$ (m <sup>4</sup> )	$V_{2Rd}$ (kN)	$V_{3Rd}$ (kN)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$N_{Rd}$ (kN)
VT1205	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,04	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1209	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,51	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1209	Max M2	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,29	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1206	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,12	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1242	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,09	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1245	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,46	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1209	Min V3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,24	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1235	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,46	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1246	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,38	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77
VT1249	Min M3	0,227	0,1073	0,00622	0,229	0,1084	0,00643	0,229	0,1084	0,00643	0,39	0,025	0,002154	2414,79	3381,83	2896,37	457,37	11181,99	0,025	0,00027	2468,46	3381,83	2963,67	457,80	11260,77

Tabla 106 – Parámetros resistentes de las secciones A y B utilizadas para la interpolación (fuente: elaboración propia)

Elemento	Tipo	Parámetros resistentes - Interpolación																	Comprobación
		$t_{max}$ (m)	$J_R$ (m <sup>4</sup> )	$\tau_{\tau,ed}$ (kPa)	$V_{2Rd}$ (kN)	$V_{pl,T,2,Rd}$ (kN)	$V_2/V_{pl,T,2,Rd}$	$V_{3Rd}$ (kN)	$V_{pl,T,3,Rd}$ (kN)	$V_3/V_{pl,T,3,Rd}$	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$M_3/M_{pl,3,Rd}$	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$M_2/M_{pl,2,Rd}$	$N_{Rd}$ (kN)	$N/N_{Rd}$	$N/N_{Rd}+M_2/M_{Rd}+M_3/M_{Rd}$		
VT1205	Min M3	0,025	0,000273	2056,0	2468,46	2458,53	0,149	3381,83	3368,23	0,001	2963,67	0,422	457,80	0,012	11260,77	0,426	0,860	CUMPLE	
VT1209	Min M3	0,025	0,000273	2469,2	2468,46	2456,53	0,152	3381,83	3365,49	0,000	2963,67	0,435	457,80	0,008	11260,77	0,411	0,853	CUMPLE	
VT1209	Max M2	0,025	0,000273	2489,0	2468,46	2456,44	0,150	3381,83	3365,36	0,000	2963,67	0,425	457,80	0,008	11260,77	0,414	0,848	CUMPLE	
VT1206	Min M3	0,025	0,000273	938,7	2468,46	2463,93	0,148	3381,83	3375,63	0,000	2963,67	0,420	457,80	0,009	11260,77	0,419	0,848	CUMPLE	
VT1242	Min M3	0,025	0,000273	231,7	2468,46	2467,34	0,148	3381,83	3380,30	0,000	2963,67	0,421	457,80	0,005	11260,77	0,422	0,847	CUMPLE	
VT1245	Min M3	0,025	0,000273	497,3	2468,46	2466,06	0,150	3381,83	3378,55	0,000	2963,67	0,432	457,80	0,003	11260,77	0,411	0,845	CUMPLE	
VT1209	Min V3	0,025	0,000273	1664,7	2468,46	2460,42	0,149	3381,83	3370,82	0,000	2963,67	0,423	457,80	0,008	11260,77	0,415	0,845	CUMPLE	
VT1235	Min M3	0,025	0,000273	240,4	2468,46	2467,30	0,150	3381,83	3380,24	0,000	2963,67	0,430	457,80	0,004	11260,77	0,410	0,845	CUMPLE	
VT1246	Min M3	0,025	0,000273	252,8	2468,46	2467,24	0,149	3381,83	3380,16	0,000	2963,67	0,428	457,80	0,004	11260,77	0,412	0,844	CUMPLE	
VT1249	Min M3	0,025	0,000273	1947,1	2468,46	2459,06	0,151	3381,83	3368,95	0,000	2963,67	0,429	457,80	0,001	11260,77	0,413	0,843	CUMPLE	

Tabla 107 - Comprobación de la resistencia en ELU de las secciones de las vigas transversales más solicitadas (fuente: elaboración propia)

## 9.6 Riostras

### 9.6.1 Determinación de la resistencia de la sección

#### 9.6.1.1 Flexión positiva de eje horizontal

Del mismo modo, obtenemos para las riostras las siguientes resistencias plásticas a flexión positiva:

- Hipótesis 1: Fibra neutra plástica en el hormigón ( $0 \leq x \leq h_c$ )

Eso corresponde al siguiente esquema:

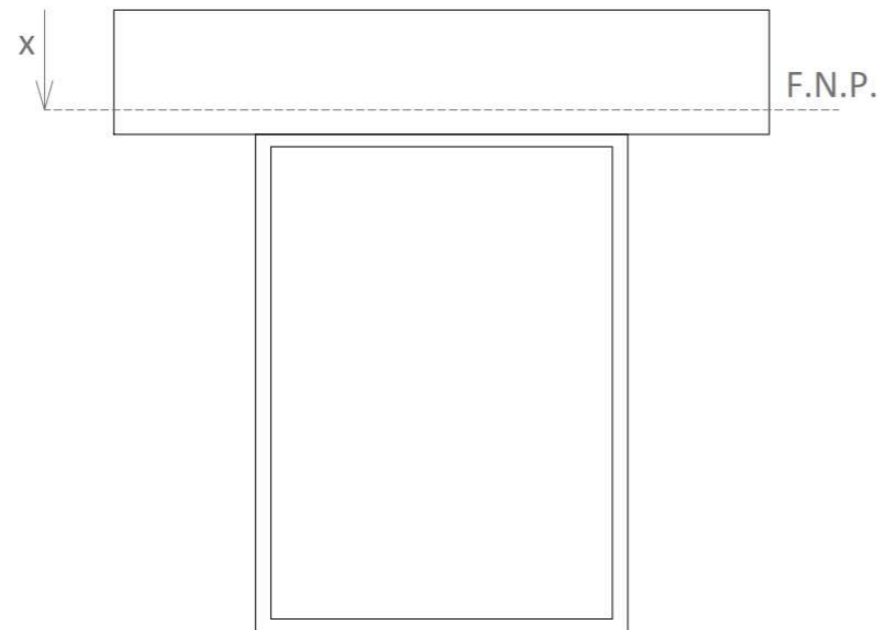


Figura 114 - Fibra neutra plástica en la losa de hormigón de la riostra (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  son:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot A_a}{\sigma_c^c \cdot b_{eff}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot x \cdot b_{eff} \cdot \frac{x}{2} + \sigma_a \cdot A_a \cdot (y_a - x)$$

- Hipótesis 2: Fibra neutra plástica en el ala superior ( $0 \leq x \leq h_{fl,s}$ )

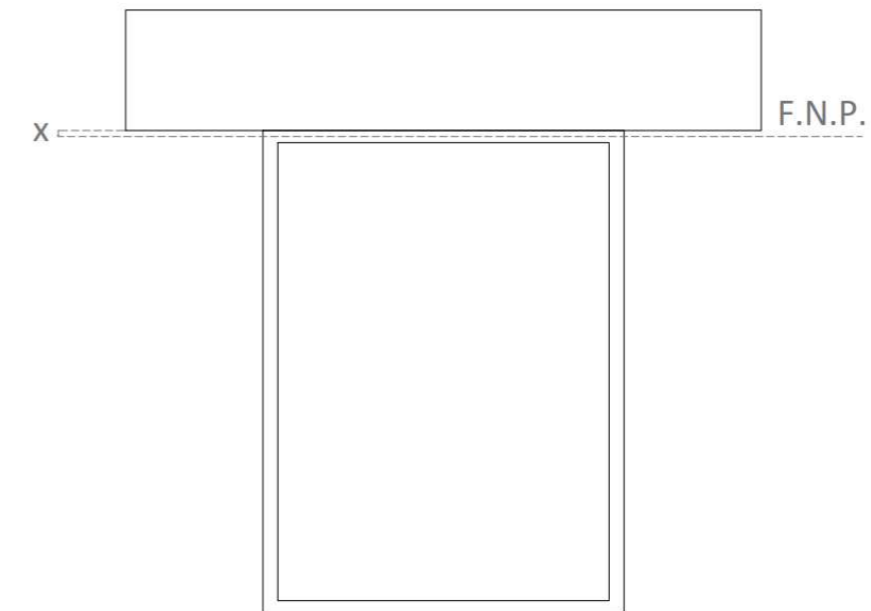


Figura 115 - Fibra neutra plástica en el ala superior de la riostra (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  vienen dado por:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + 2 \cdot h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i}) - \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff}}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_{fl,s}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \left( h_c + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + b_{fl,s} \cdot (h_{fl,s} - x) \cdot \frac{(h_{fl,s} - x)}{2} + 2 \cdot h_w \cdot b_w \cdot \left( h_{fl,s} + \frac{h_w}{2} - x \right) + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{fl,s} + h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$



- Hipótesis 3: Fibra neutra plástica en el alma ( $0 \leq x \leq h_w$ )

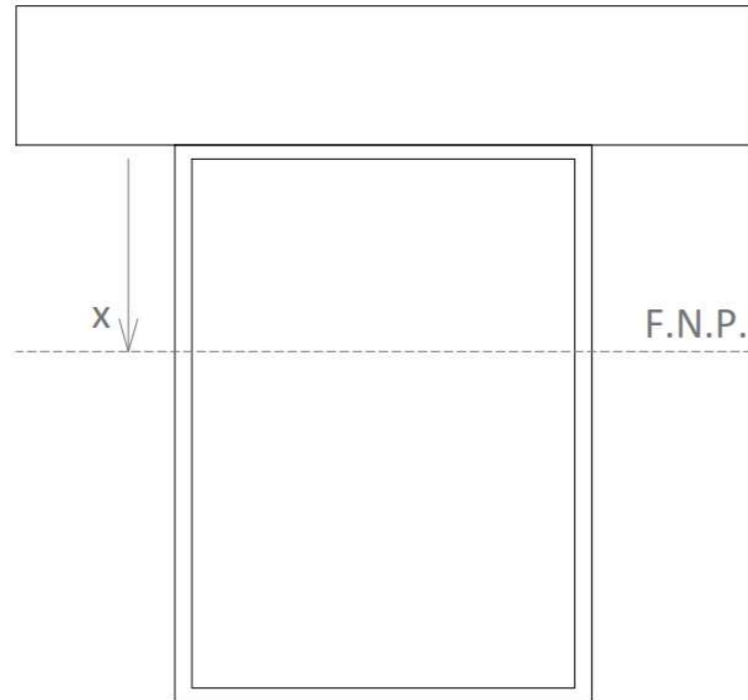


Figura 116 - Fibra neutra plástica en el alma de la riostra (fuente: elaboración propia)

La posición de la fibra neutra plástica  $x$ , y el momento plástico resistente en flexión positiva  $M_{pl,3,Rd}^+$  vienen dado por:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (2 \cdot h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}) - \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff}}{4 \cdot \sigma_a \cdot b_w}$$

$$M_{pl,3,Rd}^+ = \sigma_c^c \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot \left( h_c + h_{fl,s} + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot h_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + 2 \cdot x \cdot b_w \cdot \frac{x}{2} + (h_w - x) \cdot b_w \cdot \frac{h_w - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

### 9.6.1.2 Flexión negativa de eje horizontal

Despreciamos la contribución de la losa de hormigón. Se consideran las hipótesis siguientes:

- Hipótesis 1: Fibra neutra plástica en el ala superior ( $0 \leq x \leq h_{fl,s}$ )

Esta hipótesis corresponde a la situación siguiente:

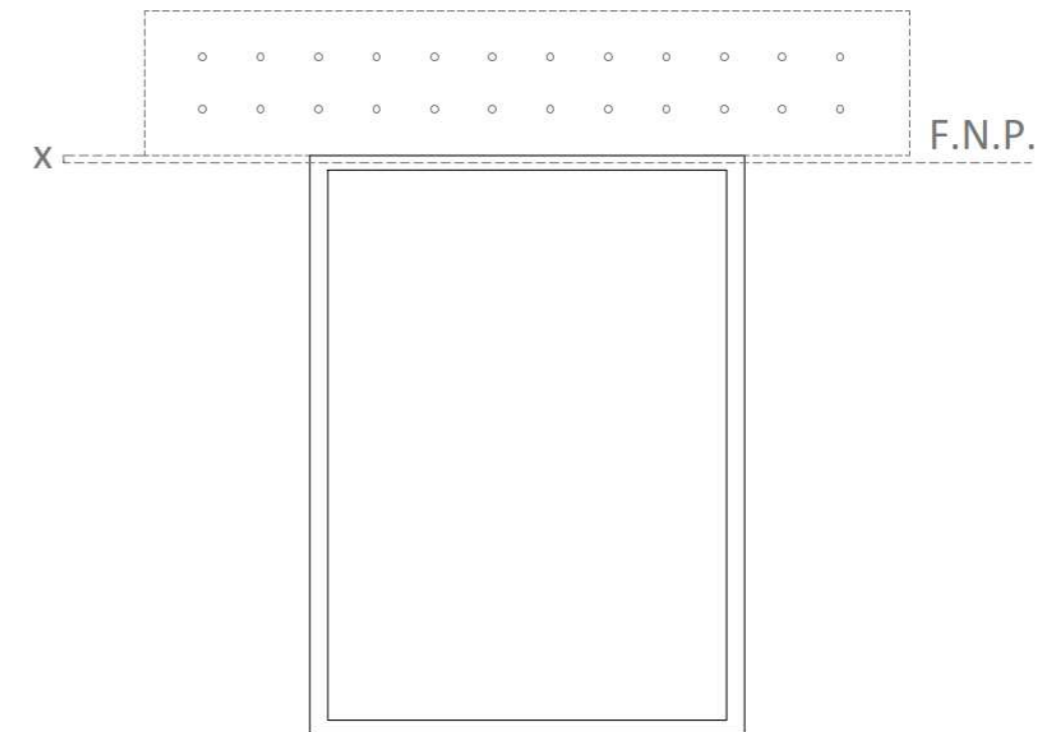


Figura 117 - Fibra neutra plástica en el ala superior de la riostra, en flexión negativa de eje horizontal (fuente: elaboración propia)

Obtenemos:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (h_{fl,s} \cdot b_{fl,s} + 2 \cdot h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i}) - \sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \sigma_a \cdot b_{fl,s}}$$

$$M_{pl,3,Rd}^- = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left( h_c + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + b_{fl,s} \cdot (h_{fl,s} - x) \cdot \frac{(h_{fl,s} - x)}{2} + 2 \cdot h_w \cdot b_w \cdot \left( h_{fl,s} + \frac{h_w}{2} - x \right) + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_{fl,s} + h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

- Hipótesis 2: Fibra neutra plástica en el alma ( $0 \leq x \leq h_w$ )

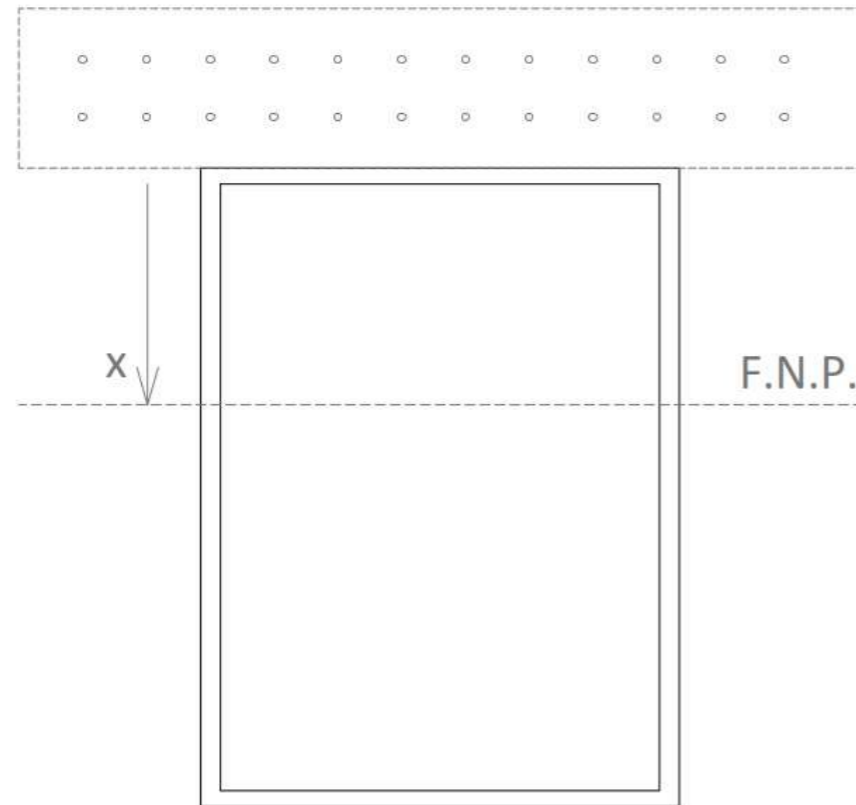


Figura 118 - Fibra neutra plástica en el alma de la riostra, en flexión negativa de eje horizontal (fuente: elaboración propia)

### 9.6.1.3 Flexión de eje vertical

Consideramos:

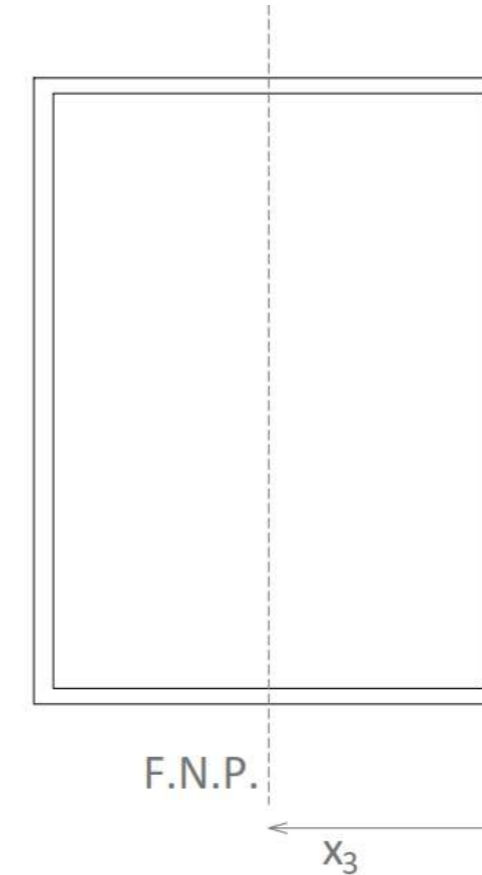


Figura 119 - Fibra neutra plástica en la riostra para la flexión de eje vertical (fuente: elaboración propia)

Obtenemos:

$$x = \frac{\sigma_a \cdot (2 \cdot h_w \cdot b_w + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} - h_{fl,s} \cdot b_{fl,s}) - \sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot \sigma_a \cdot b_w}$$

$$M_{pl,3,Rd} = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left( h_c + h_{fl,s} + x - \frac{h_c}{2} \right) + \sigma_a \cdot \left\{ b_{fl,s} \cdot h_{fl,s} \cdot \left( h_{fl,s} + x - \frac{h_{fl,s}}{2} \right) + 2 \cdot x \cdot b_w \cdot \frac{x}{2} + 2 \cdot (h_w - x) \cdot b_w \cdot \frac{h_w - x}{2} + h_{fl,i} \cdot b_{fl,i} \cdot \left( h_w + \frac{h_{fl,i}}{2} - x \right) \right\}$$

La posición de la fibra neutra plástica viene dada por el eje de simetría. Obtenemos:

$$x = \frac{b_{fl,s}}{2}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \sigma_a \cdot \left\{ 4 \cdot h_{fl,s} \cdot \frac{b_{fl,s}}{2} \cdot \frac{b_{fl,s}/2}{2} + 2 \cdot h_w \cdot b_w \cdot \left( \frac{b_{fl,s}}{2} - \frac{b_w}{2} \right) \right\}$$

### 9.6.2 Comprobación de la resistencia de la sección

Los datos básicos para la comprobación en ELU de las riostras son:

Elemento	Sección	$b_{eff}$ (m)	$h_c$ (m)	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$y_s$ (m)	$b_{fl,s}$ (m)	$h_{fl,s}$ (m)	$b_w$ (m)	$h_w$ (m)	$b_{fl,i}$ (m)	$h_{fl,i}$ (m)
Riostra_P	VT1	1,55	0,25	0,00389	0,0944	0,740	0,75	0,025	0,031	0,95	0,67	0,025

Tabla 108 – Datos básicos de las riostras (fuente: elaboración propia)



Las resistencias plásticas se muestran a continuación, y para una única sección puesto que la sección transversal de las riostras es constante.

Elemento	Sección	Flexión positiva			Flexión negativa			Eje 2 (sección acero)			
		$x_2$ (m)	Ubicación $x_2'$	$x_2$ (m)	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$x_2$ (m)	Ubicación $x_2'$	$x_2$ (m)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)		
Riostra_P	VT1	0,284	ALMA	0,559	15110,38	0,42	ALMA	0,695	12102,05	0,375	10013,06

Tabla 109 - Momentos plásticos resistentes de las riostras (fuente: elaboración propia)

Elemento	Sección	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$\sigma_c$ (MPa)	$k_f$	$\tau_{ci}$ (MPa)	$\lambda_w$	$\lambda_w$	$V_{s,Rd}$ (kN)	$V_{s,Rd}$ (kN)	$V_{s,Rd,lim}$ (kN)	$V_{s,Rd}$ (kN)	$V_{s,Rd}$ (kN)	$A_{c,2}$ (m <sup>2</sup> )	$V_{pl,3,Rd}$ (kN)
Riostra_P	VT1	14486,53	202,10	5,34	1079,23	0,436	1,2	13169,57	0	-	13169,57	13169,57	0,0375	9223,17

Tabla 110 - Resistencia a cortante de las riostras (fuente: elaboración propia)

Elemento	Sección	Compresión		Tracción		
		$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	$N_{c,Rd}$ (kN)	$N_{t,Rd,Bruta}$ (kN)	$N_{t,Rd,neto}$ (kN)	$N_{t,Rd}$ (kN)
Riostra_P	VT1	0,387	42885,09	35204,64	38697,44	35204,64

Tabla 111 - Resistencia a axil de las riostras (fuente: elaboración propia)

Las solicitaciones pésimas para la riostra (las que generan el mayor grado de aprovechamiento de la sección transversal) son:

Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	$V_2$ (kN)	$V_3$ (kN)	T (kN.m)	$M_2$ (kN.m)	$M_3$ (kN.m)
R3401	5,32385	Env_ELU	Min V3	-5740,58	555,66	-541,99	43,58	1577,31	-902,09
R3401	5,32385	Env_ELU	Max M2	-5744,05	271,25	-541,21	13,05	1578,08	-771,65
R2354	0	Env_ELU	Min M2	-5746,89	-259,72	-538,46	-0,74	-1565,31	-683,10
R2354	0	Env_ELU	Min V3	-5746,99	-258,28	-538,49	-2,48	-1565,11	-675,96
R2354	5,32385	Env_ELU	Max M2	-5752,21	150,89	-536,69	39,29	1308,58	815,22
R3401	4,96094	Env_ELU	Min V3	-5740,58	551,95	-541,99	43,58	1380,62	-701,11
R3401	4,96094	Env_ELU	Max M2	-5744,06	267,56	-541,21	13,05	1381,67	-673,99
R3401	0	Env_ELU	Min M2	-5745,89	55,81	-540,35	39,01	-1311,66	751,98
R2354	0,36291	Env_ELU	Min M2	-5746,90	-256,19	-538,44	-0,72	-1369,91	-590,36
R2354	0,36291	Env_ELU	Min V3	-5746,99	-254,57	-538,49	-2,48	-1369,69	-582,90

Tabla 112 - Solicitaciones pésimas para la comprobación ELU de las riostras (fuente: elaboración propia)

A partir de las solicitaciones, determinamos la tensión en la fibra superior de la losa con la fórmula de Navier, y las características mecánicas de la sección sin fisurada. Si dicha fibra está traccionada, consideramos que la sección es fisurada en ELU, y se utilizan las resistencias plásticas de la sección fisurada. En cuanto al tratamiento de la torsión y del cortante, es idéntico al de las vigas longitudinales. En la tabla siguiente, podemos ver que se comprueba la resistencia de la sección de las riostras, puesto que la fórmula de interacción proporciona valores que son siempre menores que 1.

Elemento	Tipo	$t_{\min}$ (m)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	$\tau_{\tau, Ed}$ (kPa)	$V_{2,Rd}$ (kN)	$V_{pl,T,2,Rd}$ (kN)	$V_2/V_{pl,T,2,Rd}$	$V_{3,Rd}$ (kN)	$V_{pl,T,3,Rd}$ (kN)	$V_3/V_{pl,T,3,Rd}$	$M_{pl,3,Rd}$ (kN.m)	$M_3/M_{pl,3,Rd}$	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.m)	$M_2/M_{pl,2,Rd}$	$N_{Rd}$ (kN)	$N/N_{Rd}$	$N/N_{Rd}+M_2/M_{Rd}+M_3/M_{Rd}$	Comprobación
R3401	Min V3	0,025	0,717	1216,0	13169,57	13091,44	0,042	9223,17	9168,45	0,059	15110,38	0,060	10013,06	0,158	42885,09	0,134	0,351	CUMPLE
R3401	Max M2	0,025	0,717	364,0	13169,57	13146,18	0,021	9223,17	9206,79	0,059	15110,38	0,051	10013,06	0,158	42885,09	0,134	0,343	CUMPLE
R2354	Min M2	0,025	0,717	20,6	13169,57	13168,25	0,020	9223,17	9222,24	0,058	15110,38	0,045	10013,06	0,156	42885,09	0,134	0,336	CUMPLE
R2354	Min V3	0,025	0,717	69,2	13169,57	13165,13	0,020	9223,17	9220,06	0,058	15110,38	0,045	10013,06	0,156	42885,09	0,134	0,335	CUMPLE
R2354	Max M2	0,025	0,717	1096,4	13169,57	13099,12	0,012	9223,17	9173,83	0,059	15110,38	0,054	10013,06	0,131	42885,09	0,134	0,319	CUMPLE
R3401	Min V3	0,025	0,717	1216,0	13169,57	13091,44	0,042	9223,17	9168,45	0,059	15110,38	0,046	10013,06	0,138	42885,09	0,134	0,318	CUMPLE
R3401	Max M2	0,025	0,717	364,0	13169,57	13146,18	0,020	9223,17	9206,79	0,059	15110,38	0,045	10013,06	0,138	42885,09	0,134	0,317	CUMPLE
R3401	Min M2	0,025	0,717	1088,4	13169,57	13099,64	0,004	9223,17	9174,19	0,059	15110,38	0,050	10013,06	0,131	42885,09	0,134	0,315	CUMPLE
R2354	Min M2	0,025	0,717	20,1	13169,57	13168,28	0,019	9223,17	9222,27	0,058	15110,38	0,039	10013,06	0,137	42885,09	0,134	0,310	CUMPLE
R2354	Min V3	0,025	0,717	69,2	13169,57	13165,13	0,019	9223,17	9220,06	0,058	15110,38	0,039	10013,06	0,137	42885,09	0,134	0,309	CUMPLE

Tabla 113 – Comprobación de las riostras en ELU para las solicitaciones pésimas (fuente: elaboración propia)



## 9.7 Pilas

En este apartado, comprobamos las secciones de las pilas. Los datos básicos para realizar la comprobación de las pilas son:

Resistencia característica del hormigón a 28 días	$f_{ck}$	35	MPa
Resistencia característica de las armaduras	$f_{sk}$	500	MPa
Coefficiente de seguridad del hormigón	$\gamma_c$	1,5	
Coefficiente de seguridad de las armaduras	$\gamma_s$	1,15	
Resistencia de cálculo de las armaduras	$f_{sd}$	434,8	MPa

Figura 120 – Datos básicos para la comprobación de las pilas (fuente: elaboración propia)

### 9.7.1 Recubrimiento

El recubrimiento nominal de las pilas es idéntico al de la losa: 40 mm. Suponiendo un diámetro de cercos de 12 mm, y un diámetro de armaduras longitudinales de 32 mm, el recubrimiento mecánico que hay que adoptar es de 68 mm.

### 9.7.2 Armadura mínima y máxima

Determinamos las armaduras longitudinales máximas y mínimas que podemos utilizar. Adoptamos las siguientes notaciones:

Longitud de la sección de pilas en el eje paralelo al eje X del modelo	b	m
Longitud de la sección de pilas en el eje paralelo al eje Y del modelo	h	m
Area bruta de la sección de hormigón	$A_c$	m <sup>2</sup>
Area de armaduras longitudinales mínima	$A_{s,min}$	m <sup>2</sup>
Area de armaduras longitudinales máxima	$A_{s,max}$	m <sup>2</sup>
Diámetro de las armaduras	$\phi$	m
Area de armadura total dispuesta	$A_{s,prov}$	m <sup>2</sup>
Número total de barras necesario en cada sección	$n_{tot,s}$	
Número total de barras longitudinales en pila	$n_{tot}$	

Figura 121 - Notaciones utilizadas (fuente: elaboración propia)

La armadura longitudinal mínima se obtiene a partir de la siguiente formula:

(2) The total amount of longitudinal reinforcement should not be less than  $A_{s,min}$ .

**Note:** The value of  $A_{s,min}$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is given by Expression (9.12N)

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ or } 0,002 A_c \text{ whichever is the greater} \quad (9.12N)$$

where:

$f_{yd}$  is the design yield strength of the reinforcement  
 $N_{Ed}$  is the design axial compression force

Figura 122 - Área de armaduras longitudinales mínima en pilas (fuente: Apartado 9.5.2 de EN 1992-1-1:2004)

El área de armaduras máxima se obtiene con:

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

Siendo:

- $A_{s,max}$  el área de armaduras longitudinales máxima
- $A_c$  el área bruta de la sección de hormigón

Obtenemos las siguientes áreas mínimas y máximas:

Sección	b (m)	h (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{s,max}$ (m <sup>2</sup> )	$N_{Ed}$ (kN)	$\phi$ (m)	$n_{tot,s}$	$n_{tot}$	$A_{s,prov}$ (m <sup>2</sup> )
Cabeza	1,7	1,7	2,89	0,00578	0,1156	-22489,07	0,032	8	15	0,0121
Base	2,4	2,4	5,76	0,01152	0,2304	-22764,56	0,032	15	15	0,0121

Figura 123 - Áreas de armaduras longitudinales mínimas y máximas (fuente: elaboración propia)

### 9.7.3 Dimensionamiento de las pilas

#### 9.7.3.1 Software

Se ha utilizado el programa *Prontuario Informático del hormigón estructural 3.1.9 según EHE-08* para comprobar las secciones de hormigón de las pilas. Aunque se basa en la EHE-08 y no el Eurocódigo, nos proporcionará resultados sensiblemente idénticos. Este programa permite, a partir de una sección definida, y determinados esfuerzos de cálculo, la comprobación de dichas secciones. Tiene la ventaja de tener un módulo en el que se pueden definir secciones, y las coordenadas de las armaduras. Se va a usar este módulo para definir una cierta disposición de armaduras y realizar la comprobación.

9.7.3.2 Secciones comprobadas

Se van a considerar dos secciones características: la sección en cabeza de las pilas, y la sección en la base. Se generan usando el módulo de creación de secciones del programa, y teniendo en cuenta que la separación libre mínima entre dos barras longitudinales es:

$$s_{min} = \min(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

Siendo:

- $s_{min}$  la separación libre mínima entre barras de armaduras
- $k_1$  un coeficiente adimensional. El valor recomendado es:  $k_1 = 1$
- $d_g$  el tamaño máximo de arido, supuesto aquí de 20 mm
- $k_2$  un coeficiente. El valor recomendado es:  $k_2 = 5 \text{ mm}$

Por lo tanto, la separación libre mínima es:

$$s_{min} = 32 \text{ mm}$$

Las secciones comprobadas son las siguientes:

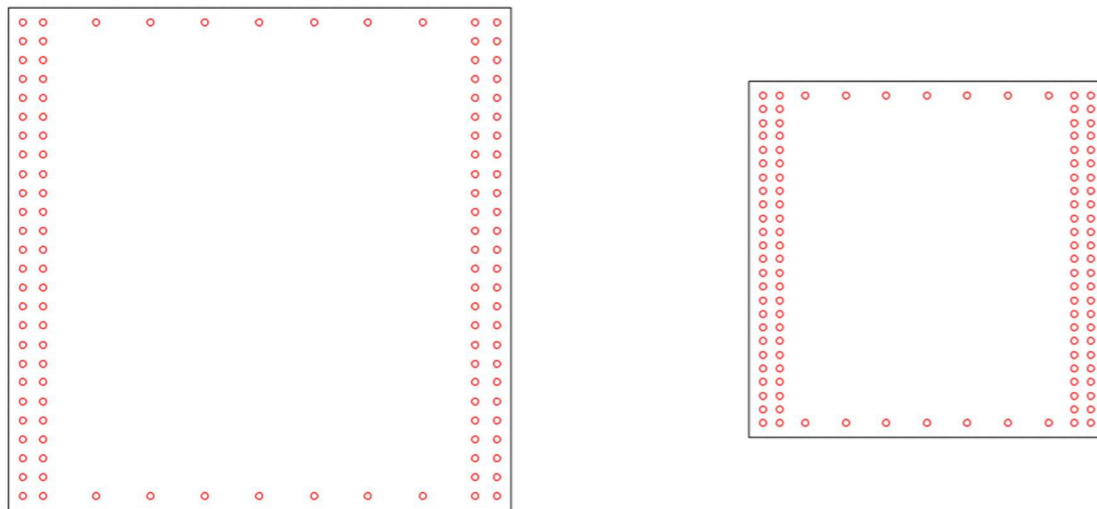


Figura 124 - Secciones de base y cabeza de las pilas, con las armaduras longitudinales dispuestas (fuente: elaboración propia)

La sección de la base entrada en el programa es:

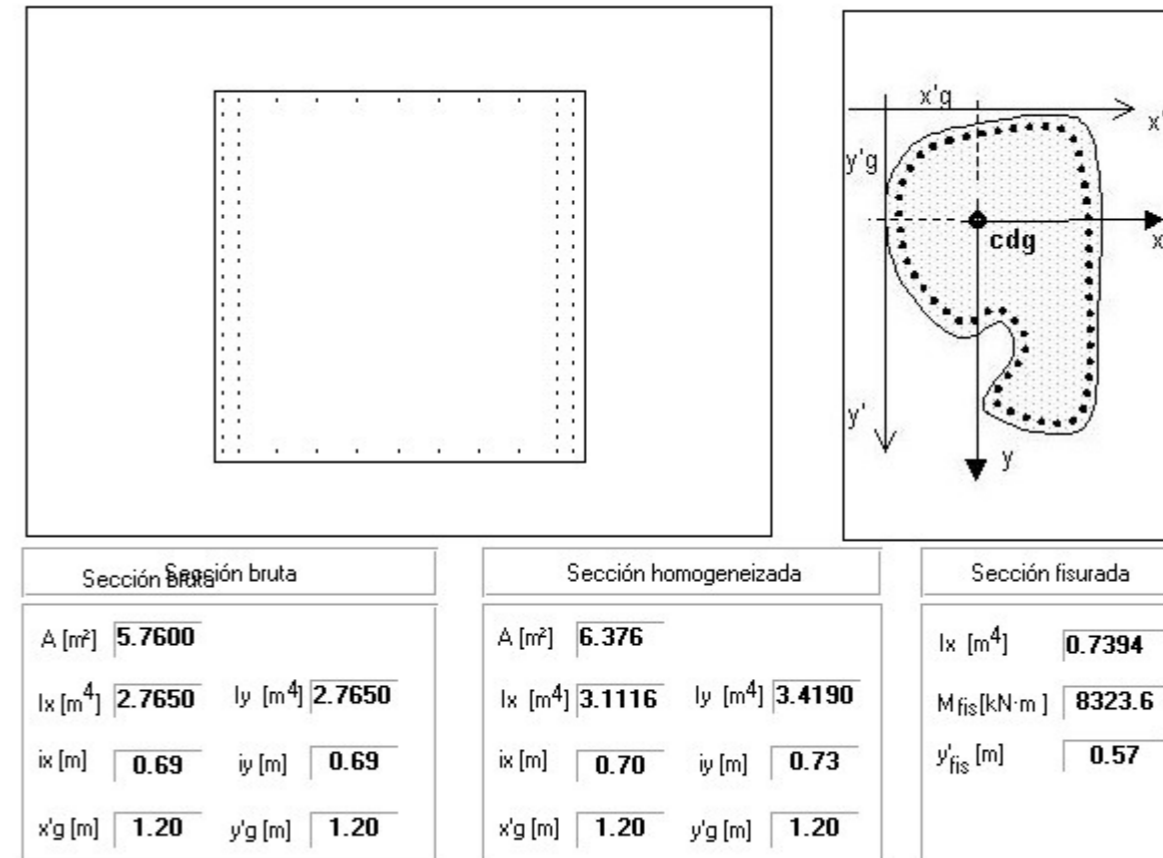


Figura 125 - Sección de la base de las pilas en el programa (fuente: elaboración propia)



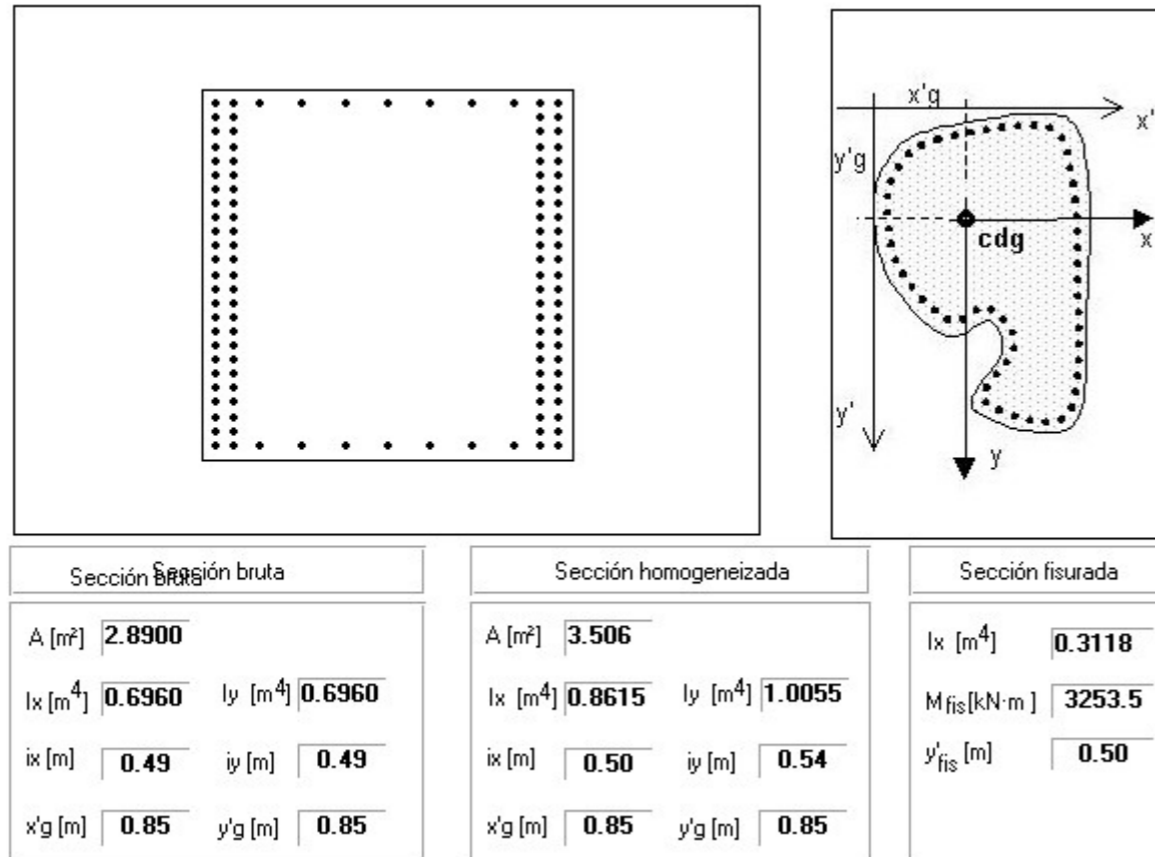


Figura 126 - Sección de la cabeza de las pilas en el programa (fuente: elaboración propia)

9.7.3.3 Resultados

Comprobamos las dos secciones con los esfuerzos de cálculo más desfavorables.

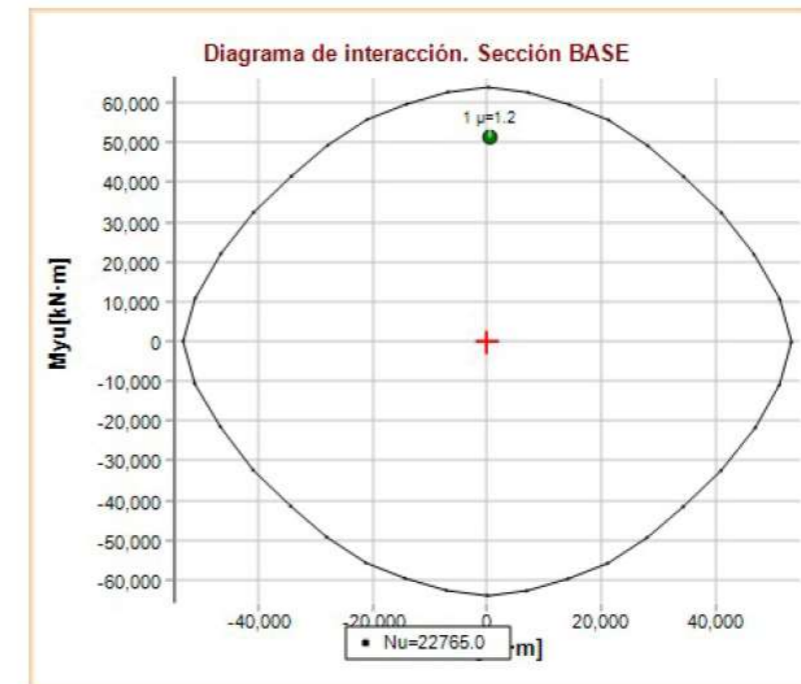
Sección	Frame	Estación (m)	Combinación	Caso	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)
BASE	P0447_01	0	Env_ELU	Max P	-8800,12	5366,25	-184,46	0,00	-840,99	24684,77
BASE	P0407_01	0	Env_ELU	Min P	-22764,56	-11178,21	-75,34	0,00	-339,03	-51419,79
BASE	P0407_01	0	Env_ELU	Min V2	-20161,82	-12894,56	-58,11	0,00	-267,31	-59314,97
BASE	P0247_01	0	Env_ELU	Max V2	-19777,73	12955,75	38,31	0,00	176,20	59596,65
BASE	P0447_01	0	Env_ELU	Min V3	-18265,99	10211,59	-288,30	0,00	-1318,66	46973,33
BASE	P0207_01	0	Env_ELU	Max V3	-18830,80	-10233,24	300,44	0,00	1374,51	-47072,91
BASE	P0247_01	0	Env_ELU	Min V3	-15528,04	8194,63	-217,26	0,00	-991,85	37695,44
BASE	P0247_01	0	Env_ELU	Max V3	-15656,06	8706,38	224,02	0,00	1022,96	40049,51
BASE	P0447_01	0	Env_ELU	Min V3	-18265,99	10211,59	-288,30	0,00	-1318,66	46973,33
BASE	P0207_01	0	Env_ELU	Max V3	-18830,80	-10233,24	300,44	0,00	1374,51	-47072,91
BASE	P0407_01	0	Env_ELU	Min V2	-20161,82	-12894,56	-58,11	0,00	-267,31	-59314,97
BASE	P0247_01	0	Env_ELU	Max V2	-19777,73	12955,75	38,31	0,00	176,20	59596,65
CABEZA	P0407_10	0,46	Env_ELU	Min P	-22469,49	-11178,21	-72,07	0,00	0,00	0,00
CABEZA	P0447_10	0,46	Env_ELU	Max P	-8581,55	5366,25	-181,19	0,00	0,00	0,00
CABEZA	P0407_10	0,46	Env_ELU	Min V2	-19866,75	-12894,56	-58,11	0,00	0,00	0,00
CABEZA	P0247_10	0,46	Env_ELU	Max V2	-19482,66	12955,75	38,31	0,00	0,00	0,00
CABEZA	P0447_10	0,46	Env_ELU	Min V3	-17970,92	10211,59	-285,03	0,00	0,00	0,00
CABEZA	P0207_10	0,46	Env_ELU	Max V3	-18535,73	-10233,24	297,17	0,00	0,00	0,00

Tabla 114 - Esfuerzos de cálculo más desfavorables en las secciones de la cabeza y de la base de las pilas (fuente: elaboración propia)

Vamos a obtener con el programa los diagramas de interacción en flexión esviada para los esfuerzos concomitantes más relevantes. Se muestran en color en la tabla anterior. Tenemos que adaptar los signos de los esfuerzos a los del programa. Es por eso que aparecen a veces distintos a los de la tabla.

Los diagramas de interacción que se muestran a continuación muestran para un axil dado, la superficie límite de flectores de eje horizontal y vertical. Si el punto correspondiente al punto de cálculo queda dentro de dicha superficie, la sección cumple. Además, veremos que por debajo del diagrama, se indica el coeficiente de seguridad con el que la sección cumple. Mostramos los resultados a continuación.

El diagrama de interacción para la sección en base, para la combinación de mínimo axil es:

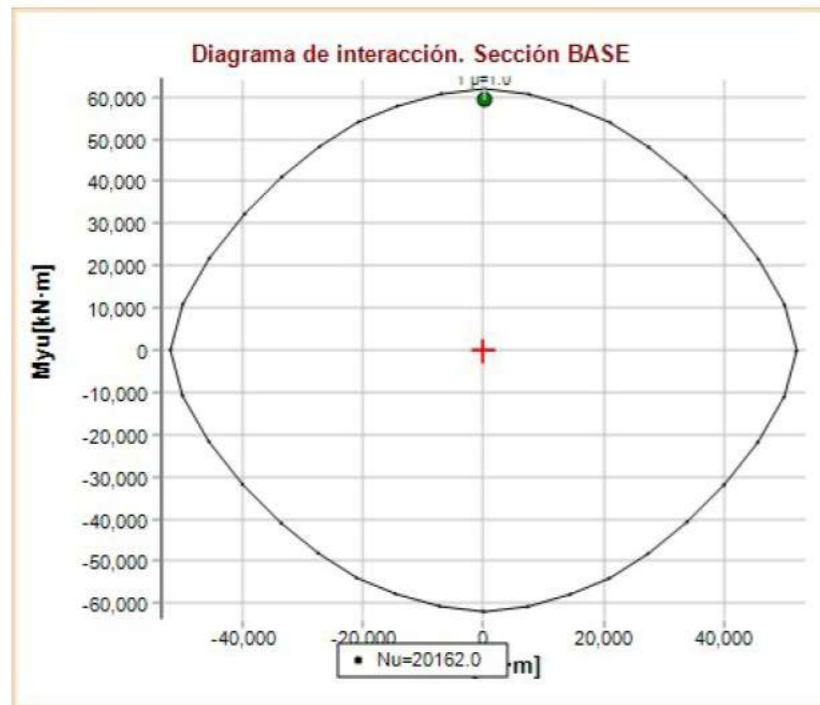


Coefficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	M <sub>xd</sub> [kN·m]	M <sub>yd</sub> [kN·m]	γ
1	339.03	51419.79	1.24

Figura 127 - Diagrama de interacción de la sección de la base de la pila, para la combinación de mínimo axil (fuente: elaboración propia)

El diagrama de interacción para la sección en base, para la combinación de mínimo flector de eje 3 es:

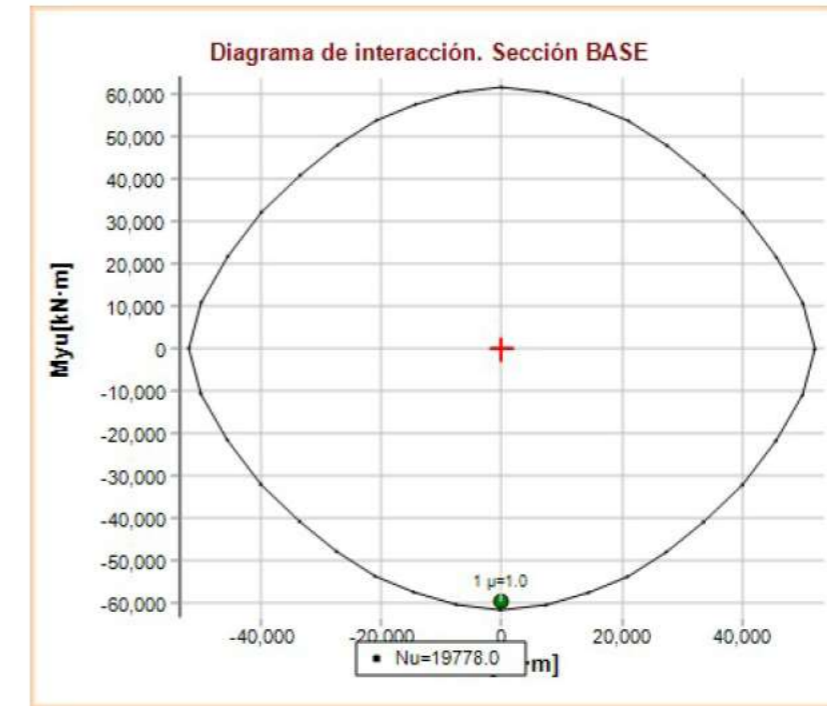


Coefficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Mxd [kN·m]	Myd [kN·m]	$\gamma$
1	267.31	59314.97	1.04

Figura 128 - Diagrama de interacción de la sección de la base de la pila, para la combinación de mínimo flector M3 (fuente: elaboración propia)

El diagrama de interacción para la sección en base, para la combinación de máximo flector de eje 3 es:

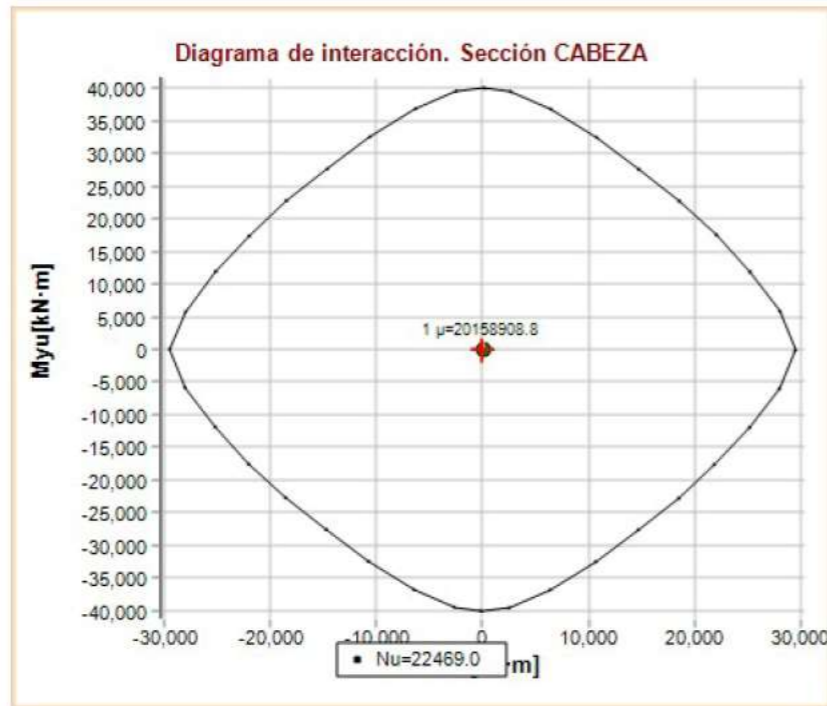


Coefficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Mxd [kN·m]	Myd [kN·m]	$\gamma$
1	-176.2	-59596.65	1.03

Figura 129 - Diagrama de interacción de la sección de la base de la pila, para la combinación de máximo flector M3 (fuente: elaboración propia)

El diagrama de interacción para la sección en cabeza, para la combinación de mínimo axil es:



Coefficientes de seguridad de los pares de esfuerzos de cálculo

Punto	Mxd [kN·m]	Myd [kN·m]	γ
1	0.001	0.001	20158908.77

Figura 130 - Diagrama de interacción de la sección de la cabeza de la pila, para la combinación de mínimo axil (fuente: elaboración propia)

Observamos que, en todos los casos más desfavorables, los puntos correspondientes a los esfuerzos de cálculo más desfavorables quedan dentro del diagrama de interacción, en cabeza como en la base de las pilas. Por lo tanto, podemos decir que se cumple la comprobación de las secciones a flexión esviada.

## 9.8 Comprobación del pandeo

### 9.8.1 Modos de pandeo e imperfecciones iniciales

Realizamos en este apartado la comprobación del pandeo de la estructura, mediante un análisis tipo "Buckling", usando los casos de carga definidos en el apartado de las combinaciones de pandeo.

La comprobación de la estructura se ha llevado a cabo anteriormente, mediante un análisis lineal elástico, sin considerar ninguna imperfección en la estructura. El análisis tipo "Buckling" permite determinar la carga crítica elástica del modo de pandeo global, y entonces el factor por el que hay que multiplicar la carga correspondiente al caso de carga analizado para observar inestabilidades en la estructura, que pueden ser locales o globales, y considerando la estructura sin deformada inicial. Cuanto más bajo es este factor de carga crítica, más influencia tendrán las deformaciones del modo de pandeo en la distribución real de tensiones. El Eurocódigo establece en el apartado 5.2.1 de EN 1993-1-1 que hace falta realizar una comprobación en segundo orden si se cumple:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} < 10$$

Con:

- $\alpha_{cr}$  el factor por el que hay que multiplicar las cargas de cálculo para causar la inestabilidad de la estructura en un modo global
- $F_{Ed}$  la carga de diseño de la estructura
- $F_{cr}$  la carga crítica elástica del modo de pandeo global, basado en la rigidez elástica inicial

Uno de los métodos del Eurocódigo para llevar a cabo el análisis en segundo orden se usa a continuación. Determinamos el factor de carga crítica elástica. Una vez conocido, se genera un modelo auxiliar de la estructura, en el que se utiliza la deformada obtenida con el modo de pandeo estudiado, imponiendo un máximo desplazamiento. Es fundamental en este método razonar el signo de este desplazamiento máximo, puesto que un signo erróneo puede contrarrestar los efectos de la deformada inicial asociada al modo de pandeo. La estructura deformada se utiliza luego para ser analizada y comprobada mediante un caso no-lineal de carga, de tipo P-Delta, que se basa en el caso con el que se ha obtenido el factor de carga crítica elástica. Explicamos este procedimiento mediante unas comprobaciones que se han realizado.

Primero, calculamos los factores de carga crítica elástica para los distintos casos de carga tipo "Buckling" que se han generado. Recordamos que se han definido previamente.



Caso	Modo	$\alpha_{cr}$
Pandeo-1	1	5,560
Pandeo-1	2	5,669
Pandeo-1	3	6,280
Pandeo-1	4	6,681
Pandeo-1	5	6,818
<hr/>		
Pandeo-2	1	5,500
Pandeo-2	2	5,601
Pandeo-2	3	6,230
Pandeo-2	4	6,414
Pandeo-2	5	6,526
<hr/>		
Pandeo-3	1	6,773
Pandeo-3	2	7,129
Pandeo-3	3	7,254
Pandeo-3	4	7,389
Pandeo-3	5	7,568
<hr/>		
Pandeo-4	1	6,600
Pandeo-4	2	7,072
Pandeo-4	3	7,245
Pandeo-4	4	7,365
Pandeo-4	5	7,565
<hr/>		
Pandeo-5	1	5,587
Pandeo-5	2	5,740
Pandeo-5	3	5,830
Pandeo-5	4	6,074
Pandeo-5	5	6,249

Tabla 115 - Tabla resumen de los cinco primeros modos de pandeo de los casos de carga tipo Buckling analizados (fuente: elaboración propia)

Observamos que los casos de carga Pandeo-1, Pandeo-2 y Pandeo-5 tienen un factor de carga crítica correspondiente al modo 1 muy parecidos y los más bajos de todos. Estos tres primeros modos corresponden todos a un pandeo lateral fuera del plano del arco, con dos ondas. Dado que las deformadas asociadas a estos modos son muy parecidas, mostramos únicamente la deformada y los flectores asociados al modo 1 del caso Pandeo-1.

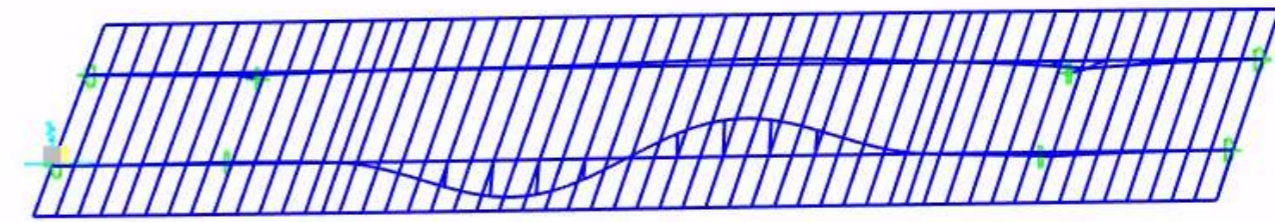


Figura 131 - Modo 1 del caso Pandeo-1, parte 1 (fuente: elaboración propia)

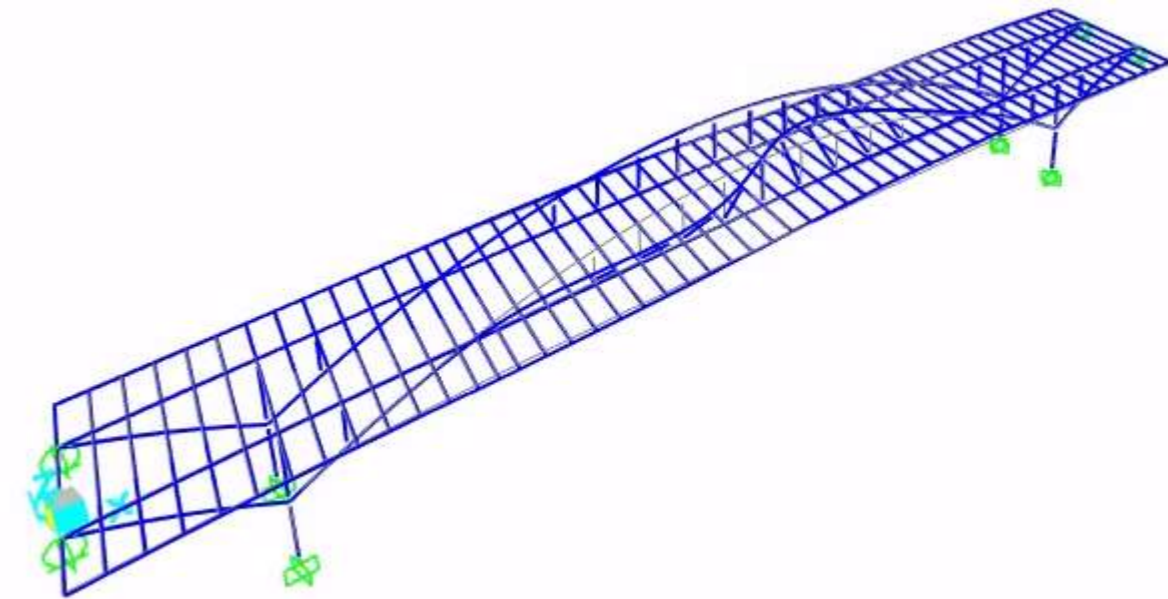


Figura 132 - Modo 1 del caso Pandeo-1, parte 2 (fuente: elaboración propia)

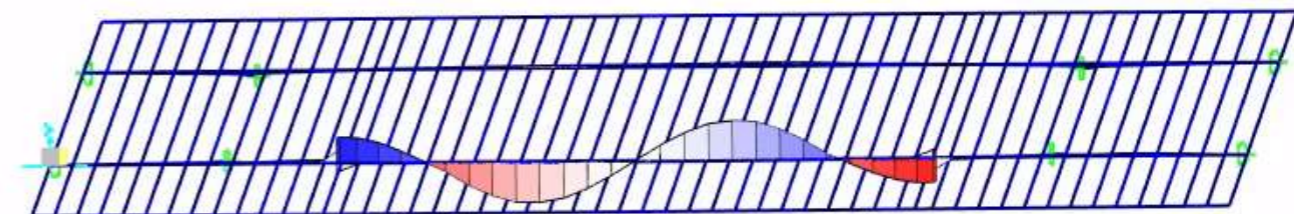


Figura 133 - Momentos flectores de eje 2 en el modo 1 del caso Pandeo-1, parte 1 (fuente: elaboración propia)

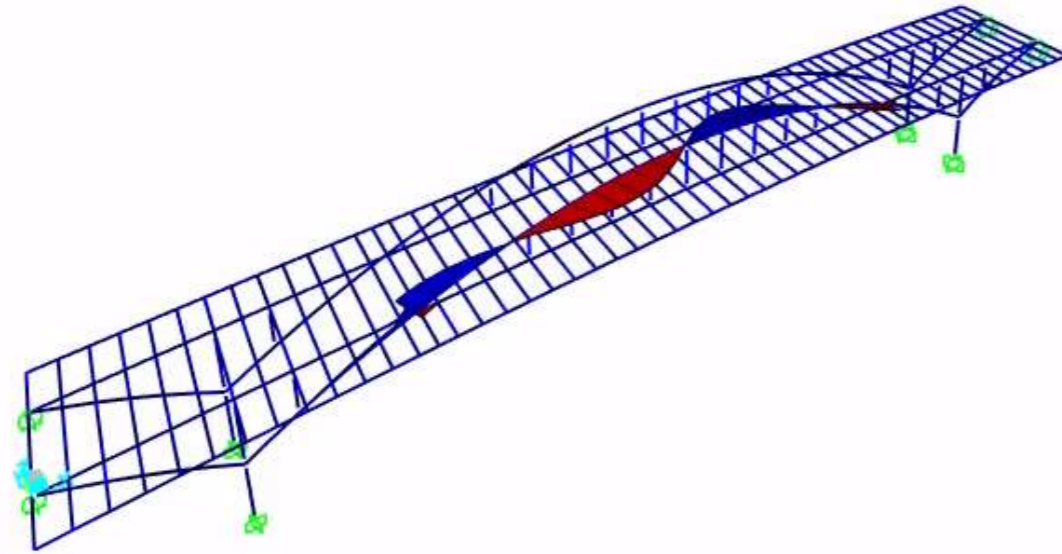


Figura 134 - Momentos flectores de eje 2 en el modo 1 del caso Pandeo-1, parte 2 (fuente: elaboración propia)

Dado que estos factores de carga crítica son menores que 10, y que presentan un aspecto crítico para el buen comportamiento global de la estructura, tenemos que comprobar la estructura con un análisis de segundo orden. Por eso, vamos a aplicar una deformada inicial a la estructura, en base a estos modos de pandeo. Determinamos la amplitud de la imperfección inicial con la siguiente fórmula:

(11) As an alternative to (3) and (6) the shape of the elastic critical buckling mode  $\eta_{cr}$  of the structure may be applied as a unique global and local imperfection. The amplitude of this imperfection may be determined from:

$$\boxed{AC2} \eta_{mit} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI |\eta_{cr}^*|_{max}} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}} \frac{N_{Rk}}{EI |\eta_{cr}^*|_{max}} \eta_{cr} \quad \boxed{AC2} \quad (5.9)$$

where:

$$e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \bar{\lambda}^2} \quad \text{for } \bar{\lambda} > 0,2 \quad (5.10)$$

and  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$  is the relative slenderness of the structure (5.11)

$\alpha$  is the imperfection factor for the relevant buckling curve, see Table 6.1 and Table 6.2;

$\chi$  is the reduction factor for the relevant buckling curve depending on the relevant cross-section, see 6.3.1;

$\alpha_{ult,k}$  is the minimum force amplifier for the axial force configuration  $N_{Ed}$  in members to reach the characteristic resistance  $N_{Rk}$  of the most axially stressed cross section without taking buckling into account

$\alpha_{cr}$  is the minimum force amplifier for the axial force configuration  $N_{Ed}$  in members to reach  $\boxed{AC2}$  the elastic critical buckling load  $\boxed{AC2}$

$M_{Rk}$  is the characteristic moments resistance of the critical cross section, e.g.  $M_{el,Rk}$  or  $M_{pl,Rk}$  as relevant

$N_{Rk}$  is the characteristic resistance to normal force of the critical cross section, i.e.  $N_{pl,Rk}$

$EI \eta_{cr,max}^*$  is the bending moment due to  $\eta_{cr}$  at the critical cross section

$\eta_{cr}$  is the shape of elastic critical buckling mode

**NOTE 1** For calculating the amplifiers  $\alpha_{ult,k}$  and  $\alpha_{cr}$  the members of the structure may be considered to be loaded by axial forces  $N_{Ed}$  only that result from the first order elastic analysis of the structure for the design loads.  $\boxed{AC2}$  In case of elastic global calculation and plastic cross-section check the linear

formula  $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$  should be used.  $\boxed{AC2}$

Figura 135 - Definición de la amplitud de la imperfección a aplicar (fuente: Apartado 5.3.2 de EN 1993-1-1:2005)

El factor de imperfección  $\alpha$  se determina a partir de las curvas de pandeo. Para secciones en cajón, conformadas en frío, y de acero S355, tenemos que considerar las curvas de pandeo c.



Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	h/b > 1,2	t <sub>f</sub> ≤ 40 mm	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
		40 mm < t <sub>f</sub> ≤ 100	y-y z-z	b c
	h/b ≤ 1,2	t <sub>f</sub> ≤ 100 mm	y-y z-z	b c
		t <sub>f</sub> > 100 mm	y-y z-z	d c
	t <sub>f</sub> ≤ 40 mm	y-y z-z	b c	
	t <sub>f</sub> > 40 mm	y-y z-z	c d	
	hot finished	any	a	
	cold formed	any	c	
	generally (except as below)	any	b	
	thick welds: a > 0,5t <sub>f</sub> b/t <sub>f</sub> < 30 h/t <sub>w</sub> < 30	any	c	
		any	c	
		any	b	

Figura 136 - Determinación de las curvas de pandeo (fuente: Tabla 6.2 de EN 1993-1-1:2005)

Luego, a partir de la siguiente tabla, obtenemos el factor de imperfección.

Buckling curve	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 137 - Factor de imperfección en función de las curvas de pandeo (fuente: Tabla 6.1 de EN 1993-1-1:2005)

El factor de reducción para la curva de pandeo considerada se obtiene como:

(1) For axial compression in members the value of  $\chi$  for the appropriate non-dimensional slenderness  $\bar{\lambda}$  should be determined from the relevant buckling curve according to:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{but } \chi \leq 1,0 \quad (6.49)$$

where  $\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

Figura 138 - Factor de reducción asociado a la curva de pandeo (fuente: Apartado 6.3.1.2 de EN 1993-1-1:2005)

El coeficiente  $\lambda$  es el factor de esbeltez relativa definido como:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$$

Siendo:

- $\alpha_{ult,k}$  el coeficiente mínimo por el que hay que amplificar la configuración de los esfuerzos axiales  $N_{Ed}$  en los elementos para alcanzar, sin tener en cuenta el pandeo, la resistencia característica  $N_{Rk}$  de la sección transversal más comprimida axialmente. Este coeficiente se obtiene considerando de forma simplificada, y como lo permite el Eurocódigo, la sección como si fuera sometida únicamente a esfuerzos axiales. En nuestro caso, si analizamos el pandeo del arco, los axiles de cálculo se obtienen del cálculo lineal utilizando la combinación lineal ELU con exactamente las mismas cargas que el caso tipo "Buckling" analizado. Por lo tanto, se generan combinaciones lineales con la siguiente nomenclatura: ELU-Pandeo-i, que es la combinación lineal con los casos de cargas idénticos al caso "Buckling" Pandeo-i. En cuanto a la resistencia característica, se ha obtenido previamente en las comprobaciones ELU de las secciones transversales:  $N_{Rk} = N_{pl,Rk} = N_{pl,Rd}$  puesto que el coeficiente de seguridad del acero utilizado en el momento era unitario. Luego, calculamos:  $\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}}$
- $\alpha_{cr}$  el coeficiente mínimo por el que es preciso amplificar la configuración de los esfuerzos axiales  $N_{Ed}$  en los elementos para alcanzar el pandeo crítico elástico. Este coeficiente se ha determinado previamente con el análisis de los modos de pandeo.

Del coeficiente  $\alpha_{cr}$ , deducimos también el axil crítico:  $N_{cr} = \alpha_{cr} \cdot N_{Ed}$ . Esto se hace suponiendo también los elementos de la estructura sometidos únicamente a esfuerzos axiales.



La resistencia característica a flexión es también conocida de las comprobaciones ELU realizadas. Finalmente, computamos la imperfección  $e_0$  correspondiente al modo de pandeo estudiado.

Necesitamos conocer también el término  $El\eta''_{cr,max}$  que es el momento flector, debido a la deformada  $\eta_{cr}$ , en la sección transversal crítica. Estos términos se obtienen respectivamente a partir de los momentos flectores y de los desplazamientos en el modo de pandeo analizado (casos Pandeo-i). En las figuras de pandeo correspondiente al modo 1 del caso Pandeo-1, dado los grandes desplazamientos que se pueden observar y los picos de flexión de eje vertical, podemos deducir cual es la sección crítica para este modo de pandeo: la sección AR0231.

Finalmente, podemos computar el factor de imperfección. Vamos a comprobar únicamente el primer modo de pandeo de Pandeo-1 y Pandeo-2 que son los más críticos para el pandeo del arco, dado que tienen el factor de carga crítica menor. Obtenemos las siguientes imperfecciones a aplicar para la comprobación del pandeo del arco.

Elemento	Estación	Caso de carga	Modo	$C_{pandeo}$	$\alpha$	$\lambda$	$\phi$	$\chi$	$N_{Ed}$ (kN)	$\alpha_{cr}$	$N_{cr}$ (kN)	A (m <sup>2</sup> )	$N_{Rk}$ (kN)	$M_{Rk}$ (kN.m)	$\alpha_{ult,k}$	$e_0$ (m)	$El\eta''_{cr,max}$ (kN.m)	$\eta_{cr}$ (m)	$\eta_{init}$ (m)
AR0231	0	Pandeo-2	1	c	0,49	0,545	0,733	0,818	-30173,49	5,500	-165967,50	0,139	49258,47	18258,87	1,633	0,0644	1034,63	0,0138	0,1431
AR0231	0	Pandeo-1	1	c	0,49	0,544	0,732	0,818	-29927,72	5,560	-166383,77	0,139	49258,47	18258,87	1,646	0,0643	1039,75	0,0139	0,1432

Figura 139 - Imperfecciones iniciales a aplicar para la comprobación del pandeo del arco (fuente: elaboración propia)

Para la comprobación del pandeo del arco, generamos dos casos de carga no-lineales con la siguiente nomenclatura: ELU-Pandeo-i-NL el caso de carga de tipo no lineal con no linealidades geométricas P-Delta, con las mismas cargas que ELU-Pandeo-i o Pandeo-i. Utilizamos la herramienta de SAP2000 *Modify Undeformed Geometry* que nos permite usar la deformada de un modo de pandeo como estructura deformada inicial. Tenemos que precisar al programa el desplazamiento máximo, es decir la amplitud de la imperfección inicial que corresponde a  $\eta_{init}$ . Sin embargo, hay que tener cuidado con el signo del máximo desplazamiento. El signo del máximo desplazamiento viene dado por la presencia de acciones transversales en el caso de carga no lineal analizado. Por ejemplo, en el caso Pandeo-2, hay VTE2 con lo cual el viento transversal es en sentido Y-. La deformada generada por ese modo de pandeo tiene un máximo desplazamiento hacia Y+, que es del signo contrario que Y-. Por lo tanto, se cambia en ese caso el signo del desplazamiento, puesto que el viento tendría efectos que contrarrestarán los efectos desfavorables de la deformada asociada al modo de pandeo. En Pandeo-1, dado que no hay acciones horizontales, el signo es indiferente.

En estos modelos auxiliares, obtenemos los esfuerzos en el arco con los casos de carga no lineales, y comprobamos la resistencia del arco, de la misma manera que para las comprobaciones ELU de las secciones transversales. Eso se hace a continuación.

## 9.8.2 Comprobación de la resistencia del arco en segundo orden

Comprobamos que no se supera en ninguna sección del arco la resistencia de la sección en los casos de carga no lineales, con la geometría deformada.

### 9.8.2.1 Modo 1 del caso Pandeo-1

A partir de la geometría deformada del modo 1 de Pandeo-1, y del caso ELU-Pandeo-1-NL podemos comprobar la resistencia de la sección del arco. Se muestran a continuación únicamente las secciones del arco más solicitadas. En la tabla siguiente, se puede ver que se reduce el cortante plástico resistente por los efectos de la torsión, y se comprueba que, en ningún caso, el cortante actuante supera la mitad de la resistencia a cortante reducida por torsión. Por lo tanto, no se deben reducir las resistencias plásticas a flexión del arco.

Al nivel de los resultados, observamos que ninguna sección tiene un factor de aprovechamiento mayor que 1. Entonces, podemos decir que se ha comprobado la resistencia de la sección del arco en segundo orden. Además, en las últimas líneas (de color), se muestran los resultados obtenidos en la sección determinada como crítica para este modo de pandeo, en el cálculo no lineal y el cálculo lineal. Observamos el efecto desfavorable de la deformada inicial en esta sección, pero concluimos que no llega a ser determinante para la resistencia de dicha sección.

Sección	Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)	$\Omega_t$ (m <sup>2</sup> )	e <sub>min</sub> (m)	$\tau_{t,Ed}$ (kPa)	V <sub>pl,2,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>pl,3,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>2</sub> /V <sub>pl,2,T,Rd</sub>	V <sub>3</sub> /V <sub>pl,3,T,Rd</sub>	N/N <sub>Rd</sub>	M <sub>2</sub> /M <sub>2,Rd</sub>	M <sub>3</sub> /M <sub>3,Rd</sub>	N/N <sub>Rd</sub> +M <sub>2</sub> /M <sub>2,Rd</sub> +M <sub>3</sub> /M <sub>3,Rd</sub>	Comprobación
AR	ARO243	0	ELU-Pandeo-1-NL	Max	-28967,02	-545,26	-0,40	159,80	-400,78	-3986,45	0,5572	0,02	3584,94	17473,06	12614,50	0,031	0,000	0,588	0,022	0,253	0,863	CUMPLE
AR	ARO243	0	ELU-Pandeo-1-NL	Min	-28967,02	-545,26	-0,40	159,80	-400,78	-3986,45	0,5572	0,02	3584,94	17473,06	12614,50	0,031	0,000	0,588	0,022	0,253	0,863	CUMPLE
AR	ARO242	2,66087	ELU-Pandeo-1-NL	Max	-28972,08	63,00	2,31	167,80	-397,19	-3986,48	0,5572	0,02	3764,41	17457,48	12603,25	0,004	0,000	0,588	0,022	0,253	0,863	CUMPLE
AR	ARO242	2,66087	ELU-Pandeo-1-NL	Min	-28972,08	63,00	2,31	167,80	-397,19	-3986,48	0,5572	0,02	3764,41	17457,48	12603,25	0,004	0,000	0,588	0,022	0,253	0,863	CUMPLE
AR	ARO243	1,341	ELU-Pandeo-1-NL	Max	-28974,16	-526,88	-0,40	159,80	-401,05	-3621,64	0,5572	0,02	3584,94	17473,06	12614,50	0,030	0,000	0,588	0,022	0,230	0,840	CUMPLE
AR	ARO243	1,341	ELU-Pandeo-1-NL	Min	-28974,16	-526,88	-0,40	159,80	-401,05	-3621,64	0,5572	0,02	3584,94	17473,06	12614,50	0,030	0,000	0,588	0,022	0,230	0,840	CUMPLE
AR	ARO242	1,33043	ELU-Pandeo-1-NL	Max	-28965,38	44,62	2,31	167,80	-390,84	-3507,12	0,5572	0,02	3764,41	17457,48	12603,25	0,003	0,000	0,588	0,021	0,222	0,832	CUMPLE
AR	ARO242	1,33043	ELU-Pandeo-1-NL	Min	-28965,38	44,62	2,31	167,80	-390,84	-3507,12	0,5572	0,02	3764,41	17457,48	12603,25	0,003	0,000	0,588	0,021	0,222	0,832	CUMPLE
AR	ARO213_1	0	ELU-Pandeo-1-NL	Max	-26222,38	1801,61	-34,58	-124,28	1536,19	3378,14	0,5572	0,02	2787,94	17542,21	12664,42	0,103	0,003	0,532	0,084	0,214	0,831	CUMPLE
AR	ARO213_1	0	ELU-Pandeo-1-NL	Min	-26222,38	1801,61	-34,58	-124,28	1536,19	3378,14	0,5572	0,02	2787,94	17542,21	12664,42	0,103	0,003	0,532	0,084	0,214	0,831	CUMPLE
AR	ARO231	0	ELU-Pandeo-1-NL	Max	-25700,24	123,37	48,33	-304,27	2473,42	2503,68	0,5572	0,02	6825,92	17191,84	12411,47	0,007	0,004	0,522	0,135	0,159	0,816	CUMPLE
AR	ARO231	0	ELU-Pandeo-1-NL	Min	-25700,24	123,37	48,33	-304,27	2473,42	2503,68	0,5572	0,02	6825,92	17191,84	12411,47	0,007	0,004	0,522	0,135	0,159	0,816	CUMPLE
AR	ARO231	0	Env_ELU	Max M3	-23298,08	352,85	-5,48	-190,91	76,83	3893,67	0,5572	0,02	4282,69	17412,51	12570,79	0,020	0,000	0,473	0,004	0,247	0,724	CUMPLE

Tabla 116 - Comprobación de la resistencia del arco en segundo orden en el caso no lineal ELU-Pandeo-1-NL (fuente: elaboración propia)

9.8.2.2 Modo 1 del caso Pandeo-2

A partir de la geometría deformada del modo 1 de Pandeo-1, y del caso ELU-Pandeo-1-NL podemos comprobar también la resistencia de la sección del arco en segundo orden, tal como se puede ver en la siguiente tabla.

Sección	Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)	Ω <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	e <sub>min</sub> (m)	τ <sub>t,Ed</sub> (kPa)	V <sub>pl,2,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>pl,3,T,Rd</sub> (kN)	V <sub>2</sub> /V <sub>pl,2,T,Rd</sub>	V <sub>3</sub> /V <sub>pl,3,T,Rd</sub>	N/N <sub>Rd</sub>	M <sub>2</sub> /M <sub>2,Rd</sub>	M <sub>3</sub> /M <sub>3,Rd</sub>	N/N <sub>Rd</sub> +M <sub>2</sub> /M <sub>2,Rd</sub> +M <sub>3</sub> /M <sub>3,Rd</sub>	Comprobación
AR	AR0243	0	ELU-Pandeo-2-NL	Max	-29500,07	-526,82	55,30	310,47	-306,87	-3826,33	0,5572	0,02	6965,01	17179,77	12402,76	0,031	0,004	0,599	0,017	0,242	0,858	CUMPLE
AR	AR0243	0	ELU-Pandeo-2-NL	Min	-29500,07	-526,82	55,30	310,47	-306,87	-3826,33	0,5572	0,02	6965,01	17179,77	12402,76	0,031	0,004	0,599	0,017	0,242	0,858	CUMPLE
AR	AR0242	2,66076	ELU-Pandeo-2-NL	Max	-29504,63	93,15	52,07	317,26	-300,43	-3826,29	0,5572	0,02	7117,39	17166,55	12393,22	0,005	0,004	0,599	0,016	0,242	0,858	CUMPLE
AR	AR0242	2,66076	ELU-Pandeo-2-NL	Min	-29504,63	93,15	52,07	317,26	-300,43	-3826,29	0,5572	0,02	7117,39	17166,55	12393,22	0,005	0,004	0,599	0,016	0,242	0,858	CUMPLE
AR	AR0240	0,3303	ELU-Pandeo-2-NL	Max	-26420,42	-1729,89	28,11	-217,65	2092,46	3201,80	0,5572	0,02	4882,74	17360,45	12533,20	0,100	0,002	0,536	0,115	0,203	0,854	CUMPLE
AR	AR0240	0,3303	ELU-Pandeo-2-NL	Min	-26420,42	-1729,89	28,11	-217,65	2092,46	3201,80	0,5572	0,02	4882,74	17360,45	12533,20	0,100	0,002	0,536	0,115	0,203	0,854	CUMPLE
AR	AR0240	0,16515	ELU-Pandeo-2-NL	Max	-26419,68	-1732,20	28,26	-217,65	2095,61	2963,85	0,5572	0,02	4882,74	17360,45	12533,20	0,100	0,002	0,536	0,115	0,188	0,839	CUMPLE
AR	AR0240	0,16515	ELU-Pandeo-2-NL	Min	-26419,68	-1732,20	28,26	-217,65	2095,61	2963,85	0,5572	0,02	4882,74	17360,45	12533,20	0,100	0,002	0,536	0,115	0,188	0,839	CUMPLE
AR	AR0243	1,34095	ELU-Pandeo-2-NL	Max	-29507,20	-508,44	54,16	310,47	-357,99	-3431,35	0,5572	0,02	6965,01	17179,77	12402,76	0,030	0,004	0,599	0,020	0,217	0,836	CUMPLE
AR	AR0243	1,34095	ELU-Pandeo-2-NL	Min	-29507,20	-508,44	54,16	310,47	-357,99	-3431,35	0,5572	0,02	6965,01	17179,77	12402,76	0,030	0,004	0,599	0,020	0,217	0,836	CUMPLE
AR	AR0231	0	ELU-Pandeo-2-NL	Max	-25858,38	144,46	-39,04	-137,24	-2477,69	2248,71	0,5572	0,02	3078,68	17516,98	12646,21	0,008	0,003	0,525	0,136	0,143	0,803	CUMPLE
AR	AR0231	0	ELU-Pandeo-2-NL	Min	-25858,38	144,46	-39,04	-137,24	-2477,69	2248,71	0,5572	0,02	3078,68	17516,98	12646,21	0,008	0,003	0,525	0,136	0,143	0,803	CUMPLE
AR	AR0231	0	Env_ELU	Max M3	-23298,08	352,85	-5,48	-190,91	76,83	3893,67	0,5572	0,02	4282,69	17412,51	12570,79	0,020	0,000	0,473	0,004	0,247	0,724	CUMPLE

Tabla 117 - Comprobación de la resistencia del arco en segundo orden en el caso no lineal ELU-Pandeo-2-NL (fuente: elaboración propia)



## 10 Comprobaciones ELS

Según el apartado 7.1 del Eurocódigo EN 1993-2, hay que realizar distintas comprobaciones en estado límite de servicio (ELS) para las secciones metálicas. Nos centraremos precisamente en:

- Limitaciones tensionales, que permiten limitar plastificaciones excesivas en el acero estructural
- Limitación de deformaciones con el control de la flecha
- Limitaciones de deformaciones transversales del alma

En el caso de secciones mixtas, estudiaremos, además:

- Limitaciones tensionales en el hormigón y en la armadura
- Limitaciones del ancho de fisura cuando el hormigón este traccionado

Cabe precisar que la comprobación del ELS debería hacerse teniendo en cuenta el proceso constructivo del puente. Sin embargo, se utilizan directamente el modelo creado, y las combinaciones de ELS desarrolladas previamente, sin tener en cuenta las fases constructivas.

### 10.1 Flechas

Como ya explicado previamente, para el control de las flechas, se usa el criterio propuesto por la IAP-11. Se limitará el valor de la flecha, a  $L/1200$  bajo la actuación del valor frecuente de la sobrecarga de uso. Considerando una luz del puente de 130 m, la máxima flecha  $\delta_{max}$  que podemos tener es:

$$\delta_{max} = 0,108 \text{ m}$$

Los máximos desplazamientos verticales en las vigas longitudinales se comparan con la flecha máxima en la figura siguiente. Un desplazamiento positivo es hacia arriba, mientras que uno negativo es hacia abajo.

Nudo	Combinación	$u_3$ (m)	$\delta_{max}$ (m)	$u_3/\delta_{max}$	Comprobación
L0435	Env_SC_f	0,007	0,108	0,066	CUMPLE
L0427	Env_SC_f	-0,050	0,108	0,457	CUMPLE

Tabla 118 - Comprobación de la máxima flecha (fuente: elaboración propia)

Observamos que el máximo desplazamiento (en valor absoluto) es muy por debajo del criterio de la IAP-11, con lo cual hemos comprobado la flecha del puente. Mostramos a continuación las envolventes de los máximos y mínimos desplazamientos de la viga longitudinal de eje L04, en la que aparece el máximo desplazamiento.

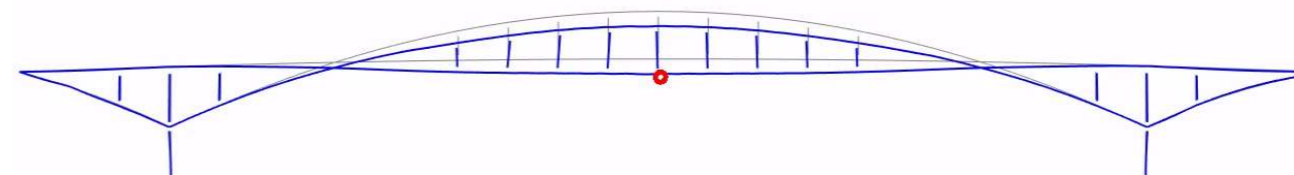


Figura 140 - Envolvente de desplazamientos máximos y mínimos de la viga longitudinal de eje L04, y ubicación del máximo desplazamiento, bajo el valor frecuente de la sobrecarga de uso (fuente: elaboración propia)

### 10.2 Limitaciones tensionales

#### 10.2.1 Descripción general

##### 10.2.1.1 Limitaciones tensionales en el acero estructural

El Eurocódigo propone las siguientes limitaciones tensionales en el acero estructural.

Primero, debemos asegurar que, bajo la combinación característica de acciones, se cumplen los siguientes criterios:

- (1) The nominal stresses  $\sigma_{Ed,ser}$  and  $\tau_{Ed,ser}$  resulting from the characteristic load combinations calculated making due allowance for the effects of shear lag in flanges and the secondary effects caused by deflections (e.g. secondary moments in trusses), should be limited as follows:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.1)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,ser}} \quad (7.2)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.3)$$

**NOTE 1:** Where relevant the above checks should include stresses  $\sigma_z$  from transverse loads, see EN 1993-1-5.

**NOTE 2:** The National Annex may give the value for  $\chi_{M,ser}$ .  $\chi_{M,ser} = 1,00$  is recommended.

**NOTE 3:** Plate buckling effects may be ignored as specified in EN 1993-1-5, 2.2(5).

Figura 141 - Limitaciones de las tensiones normales, tangenciales, y de comparación (fuente: Apartado 7.3 de EN 1993-2: 2006)

Estas tensiones deben obtenerse en los puntos más desfavorables de la sección. Por lo tanto, para cada sección comprobada, definiremos 4 puntos, con 2 puntos en la chapa superior, y 2 en la chapa inferior. Los puntos se denominan a, b, c y d en sentido trigonométrico, y se ubican en las esquinas de las chapas superiores e inferiores. Estos puntos identificados como críticos lo son realmente para las tensiones normales. Las tensiones

tangenciales no deberían ser muy importantes en estos puntos, pero a modo de simplificación, y del lado de la seguridad, se va a considerar que la tensión tangencial en estos puntos es igual a la tensión tangencial media:

$$\tau_2 = \frac{V_2}{A_{v2}}$$

$$\tau_3 = \frac{V_3}{A_{v3}}$$

Siendo:

- $\tau_2$  y  $\tau_3$  respectivamente las tensiones tangenciales en los ejes 2 y 3 de la sección de estudio
- $V_2$  y  $V_3$  respectivamente los cortantes actuantes en los ejes 2 y 3 de la sección de estudio
- $A_{v2}$  y  $A_{v3}$  las áreas de cortante en los ejes 2 y 3. Recordamos que se han calculado previamente en el apartado de las características mecánicas.

Con eso, obtendremos las tensiones tangenciales de cálculo:

$$\tau_{Ed,ser} = \sqrt{\tau_2^2 + \tau_3^2}$$

Las tensiones normales en un punto se obtendrán aplicando la fórmula de Navier, ya presentada anteriormente. Luego, se obtendrá la siguiente tensión de comparación a comprobar, expresada para el punto a, pero válida para cualquier punto:

$$\sigma_{co,a} = \sqrt{\sigma_a^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2}$$

Donde:

- $\sigma_{co,a}$  la tensión de comparación en el punto a
- $\sigma_a$  la tensión normal en el punto a
- $\tau_{Ed,ser}$  la tensión tangencial

Dando valores numéricos a las limitaciones tensionales, válidas para cualquier sección puesto que son del mismo acero, tenemos que comprobar:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq 355 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq 204,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{co,a} \leq 355 \text{ MPa}$$

Estas limitaciones permiten controlar que no haya plastificaciones excesivas en el acero estructural, lo cual no puede verse si se comprueba la sección en ELU con el método plástico. Recordamos que todas las secciones se han comprobado en ELU mediante ese método. Esta comprobación es entonces fundamental.

Además, se deben limitar las limitaciones de deformaciones transversal del alma. Esas deformaciones suelen aparecer cuando las almas alcanzan la tensión crítica elástica de abolladura y empiezan a deformarse de forma importante por trabajar en régimen postcrítico para después volver a su posición inicial cuando las tensiones no

son tan elevadas. Esto debe evitarse puesto que puede producir fatiga al nivel de la unión alma-ala. Según el Eurocódigo, las almas que no son demasiado esbeltas no tienen que ser comprobadas frente a este fenómeno. Se debe cumplir:

(2) Web breathing may be neglected for web panels without longitudinal stiffeners or for subpanels of stiffened webs, where the following criteria are met:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad \text{for road bridges} \quad (7.5)$$

$$b/t \leq 55 + 3,3 L \leq 250 \quad \text{for railway bridges} \quad (7.6)$$

where  $L$  is the span length in m, but not less than 20 m.

Figura 142 - Limitaciones de esbeltez para poder despreciar las deformaciones transversales del alma (fuente: Apartado 7.4 de EN 1993-2: 2006)

Dado que se cumple este criterio para cualquier sección de cualquier elemento del puente, sea mixto o metálico, no se hará la comprobación de este fenómeno puesto que se considera despreciable, como lo recomienda el Eurocódigo.

#### 10.2.1.2 Limitaciones tensionales en el hormigón

Se deben limitar las tensiones de compresión en el hormigón de las secciones mixtas, para limitar las microfisuras del hormigón. Eso se hace comprobando que:

- La máxima tensión de compresión en el hormigón  $\sigma_c$  bajo la combinación característica de acciones cumple:  $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$  siendo  $f_{ck}$  la resistencia característica a compresión del hormigón a 28 días.
- La máxima tensión de compresión en el hormigón  $\sigma_c$  bajo la combinación casi-permanente de acciones cumple:  $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$

#### 10.2.1.3 Limitaciones tensionales en las armaduras

Debemos limitar las tensiones en las armaduras de la losa de hormigón de las secciones mixtas bajo la combinación característica para que se cumpla:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{sk}$$

Siendo:

- $\sigma_s$  la tensión en las armaduras
- $f_{sk}$  el límite elástico característico de las armaduras

#### 10.2.1.4 Procedimiento general

Para comprobar el cumplimiento de estas limitaciones tensionales, se calcularán las tensiones normales con la fórmula de Navier en cada sección. En las secciones mixtas, para la limitación tensional en el hormigón, dado que se trata de una tensión máxima para el hormigón comprimido, no nos interesa saber las secciones en las que el hormigón traccionado está fisurado. Sin embargo, para las limitaciones tensionales en el acero, y en las

armaduras, necesitamos tenerlo en cuenta para considerar los parámetros resistentes de las secciones fisuradas si hace falta, lo cual puede ser muy desfavorable.

Por lo tanto, tras haber ejecutado el modelo, y obtenido los esfuerzos en las secciones mixtas, calcularemos las tensiones normales en la fibra superior de la losa de hormigón bajo la combinación característica de acciones de ELS. Si la tensión de tracción supera dos veces la resistencia media a tracción del hormigón, se considera el hormigón completamente fisurado, y no se considera su contribución frente a tracciones en cualquier situación de ELS. En estas secciones, se adoptan las características mecánicas de las secciones fisuradas, y las tensiones en las armaduras se obtienen teniendo en cuenta el efecto del *tension stiffening*.

Esto permite tener en cuenta el incremento de tensión en las armaduras entre fisuras y se hace con la siguiente formula:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s$$

Con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}$$

Las notaciones utilizadas son:

Tensión de la armadura entre fisuras	$\sigma_s$	MPa
Tensión en la armadura, supuesto el hormigón fisurado, en la sección mixta	$\sigma_{s,0}$	MPa
Tensión debida a la influencia del tension stiffening	$\Delta\sigma_s$	MPa
Resistencia media a tracción	$f_{ctm}$	MPa
Cuantía geométrica de armadura	$\rho_s$	
Area de la zona traccionada de hormigón, dentro del ancho eficaz (por arrastre por cortante)	$A_{ct}$	m <sup>2</sup>
Area de la armadura dentro del ancho eficaz	$A_s$	m <sup>2</sup>
Area de la sección eficaz mixta, despreciando el hormigón traccionado	$A$	m <sup>2</sup>
Momento de la sección eficaz mixta, despreciando el hormigón traccionado	$I$	m <sup>4</sup>
Area de la sección metálica	$A_a$	m <sup>2</sup>
Inercia de la sección metálica	$I_a$	m <sup>4</sup>
Coficiente adimensional	$\alpha_{st}$	

Figura 143 - Notaciones utilizadas para definir el tension stiffening (fuente: elaboración propia)

Calculamos a continuación el incremento de tensión en las armaduras por el *tension stiffening* suponiendo, para determinar la cuantía geométrica de armadura, el área y la inercia de la sección eficaz mixta que la losa de hormigón está completamente traccionada dentro del ancho eficaz. Por lo tanto, se usan las características mecánicas obtenidas suponiendo el hormigón completamente fisurado. Obtenemos:

Tipo viga	Sección	$f_{ctm}$ (MPa)	$A_{ct}$ (m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$\rho_s$	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A_a$ (m <sup>2</sup> )	$I_a$ (m <sup>4</sup> )	$\alpha_{st}$	$\Delta\sigma_s$ (MPa)
VL	VL	3,2	0,7300	0,01835	0,0251	0,1441	0,02033	0,1258	0,01424	1,64	31,14
VT_a_P	VT1	3,2	0,5628	0,00566	0,0101	0,0489	0,01673	0,0432	0,00525	3,61	35,31
VT_a_P	VT2	3,2	0,5628	0,00566	0,0101	0,0397	0,00848	0,0341	0,00218	4,54	28,02
VT_a_A	VT3	3,2	0,5628	0,00566	0,0101	0,0304	0,00590	0,0248	0,00128	5,66	22,50
VT_a_A	VT4	3,2	0,5628	0,00566	0,0101	0,0246	0,00206	0,0190	0,00026	10,28	12,38
VT_a_P	VT5	3,2	0,5628	0,00566	0,0101	0,0415	0,00984	0,0359	0,00265	4,30	29,58
VT_a_A	VT6	3,2	0,5628	0,00566	0,0101	0,0302	0,00571	0,0246	0,00123	5,74	22,20
VT_b_P	VT1	3,2	0,5015	0,00504	0,0101	0,0482	0,01586	0,0432	0,00525	3,37	37,73
VT_b_P	VT2	3,2	0,5015	0,00504	0,0101	0,0391	0,00806	0,0341	0,00218	4,25	29,95
VT_b_A	VT3	3,2	0,5015	0,00504	0,0101	0,0298	0,00564	0,0248	0,00128	5,30	24,03
VT_b_A	VT4	3,2	0,5015	0,00504	0,0101	0,0240	0,00196	0,0190	0,00026	9,53	13,36
VT_b_P	VT5	3,2	0,5015	0,00504	0,0101	0,0409	0,00935	0,0359	0,00265	4,03	31,61
VT_b_A	VT6	3,2	0,5015	0,00504	0,0101	0,0296	0,00546	0,0246	0,00123	5,37	23,72
VT_c_P	VT1	3,2	0,4403	0,00443	0,0101	0,0476	0,01488	0,0432	0,00525	3,13	40,72
VT_c_P	VT2	3,2	0,4403	0,00443	0,0101	0,0385	0,00759	0,0341	0,00218	3,94	32,33
VT_c_A	VT3	3,2	0,4403	0,00443	0,0101	0,0292	0,00535	0,0248	0,00128	4,92	25,89
VT_c_A	VT4	3,2	0,4403	0,00443	0,0101	0,0234	0,00184	0,0190	0,00026	8,74	14,57
VT_c_P	VT5	3,2	0,4403	0,00443	0,0101	0,0403	0,00879	0,0359	0,00265	3,73	34,12
VT_c_A	VT6	3,2	0,4403	0,00443	0,0101	0,0290	0,00517	0,0246	0,00123	4,98	25,56
Riostra_P	VT1	3,2	0,3873	0,00389	0,0101	0,0983	0,01994	0,0944	0,01286	1,61	78,87
Riostra_P	VT2	3,2	0,3873	0,00389	0,0101	0,0983	0,01994	0,0944	0,01286	1,61	78,87
Riostra_A	VT3	3,2	0,3873	0,00389	0,0101	0,0983	0,01994	0,0944	0,01286	1,61	78,87
Riostra_A	VT4	3,2	0,3873	0,00389	0,0101	0,0983	0,01994	0,0944	0,01286	1,61	78,87
Riostra_P	VT5	3,2	0,3873	0,00389	0,0101	0,0983	0,01994	0,0944	0,01286	1,61	78,87
Riostra_A	VT6	3,2	0,3873	0,00389	0,0101	0,0983	0,01994	0,0944	0,01286	1,61	78,87

Tabla 119 - Incremento de tensión en las armaduras por el fenómeno de tensión stiffening (fuente: elaboración propia)

### 10.2.2 Arco

Para el arco, comprobamos únicamente las limitaciones tensionales en la sección metálica. Se muestran las tensiones más desfavorables, de forma resumida en la siguiente tabla. Aparecen las notaciones siguientes:

- $\sigma_{co,sup,max}$  la tensión de comparación máxima en la fibra superior del arco
- $\sigma_{co,inf,max}$  la tensión de comparación máxima en la fibra inferior del arco
- $\tau_{Ed,max}$  la tensión tangencial máxima
- $\sigma_{a,sup,max}$  la tensión normal máxima en la fibra superior del arco
- $\sigma_{a,sup,min}$  la tensión normal mínima en la fibra superior del arco
- $\sigma_{a,inf,max}$  la tensión normal máxima en la fibra inferior del arco
- $\sigma_{a,inf,min}$  la tensión normal mínima en la fibra inferior del arco

Criterio	Elemento	Estación (m)	Combinación	Tipo	N (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	T (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)	Tensión (MPa)	Comprobación
$\sigma_{co,sup,max}$ (MPa)	AR0213_1	0	Env_ELS_c	Min P	-20971,74	1181,71	-23,94	-108,20	-409,08	2498,35	226,55	CUMPLE
$\sigma_{co,inf,max}$ (MPa)	AR0407	0	Env_ELS_c	Min P	-23449,40	-248,42	7,61	-45,14	111,63	-2575,37	247,00	CUMPLE
$\tau_{Ed,max}$ (MPa)	AR0240	0	Env_ELS_c	Min V2	-20293,94	-1291,82	15,80	-113,05	-71,34	2315,36	14,89	CUMPLE
$\sigma_{a,sup,max}$ (MPa)	AR0250	2,61619	Env_ELS_c	Max M2	-9146,29	186,80	19,45	400,30	517,82	-1615,13	-11,39	CUMPLE
$\sigma_{a,sup,min}$ (MPa)	AR0213_1	0	Env_ELS_c	Min P	-20971,74	1181,71	-23,94	-108,20	-409,08	2498,35	-225,32	CUMPLE
$\sigma_{a,inf,max}$ (MPa)	AR0453	2,55766	Env_ELS_c	Max M3	-10537,00	-659,56	16,11	193,26	102,27	2739,06	6,66	CUMPLE
$\sigma_{a,inf,min}$ (MPa)	AR0407	0	Env_ELS_c	Min P	-23449,40	-248,42	7,61	-45,14	111,63	-2575,37	-246,95	CUMPLE

Tabla 120 - Resumen de las tensiones más desfavorables para la comprobación tensional en la sección metálica del arco (fuente: elaboración propia)



En la tabla anterior, el criterio de signo utilizado para las tensionales normales es:

- Tensión de tracción positiva
- Tensión de compresión negativa

Observamos que ninguna tensión, sea normal, tangencial o de compresión supera las limitaciones tensionales previamente establecidas.

### 10.2.3 Vigas longitudinales

Mostramos a continuación los resultados obtenidos para la comprobación de las vigas longitudinales. Se muestra únicamente una envolvente de las tensiones más desfavorables, que pueden ser tensiones de la viga longitudinal de eje L02 o de eje L04.

#### 10.2.3.1 Limitaciones tensionales en el hormigón

Comprobamos primero las limitaciones tensionales en el hormigón bajo la combinación característica de ELS.

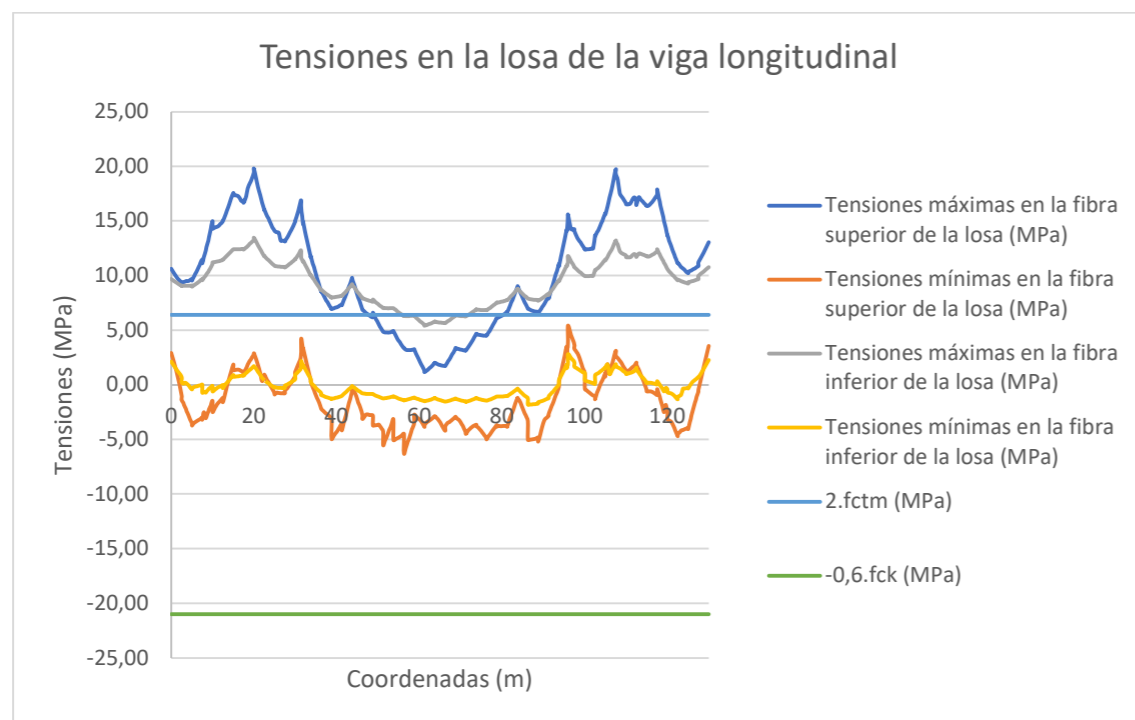


Figura 144 – Envolvente de tensiones máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la losa de las vigas longitudinales, bajo la combinación característica de ELS (fuente: elaboración propia)

Comprobamos en la figura anterior que la tensión mínima en el hormigón comprimido es de aproximadamente -5 MPa, lo cual es muy alejado del límite de compresión de -21 MPa. A partir de esta gráfica, observamos también las secciones en las que las tensiones de tracción en el hormigón superan dos veces la resistencia media a tracción del hormigón. Estas secciones se consideran fisuradas, y se desprecia la contribución del hormigón frente a tracciones para las comprobaciones tensionales en la sección metálica y en las armaduras. Observamos que una gran parte de la viga longitudinal queda traccionada y fisurada. Eso se debe al comportamiento de la

tipología elegida. Recordamos que la viga longitudinal funciona como un tirante para los arcos, y queda muy traccionada, mientras los arcos son muy comprimidos.

Comprobamos también que las tensiones de compresión son menores que las tensiones límites bajo la combinación casi-permanente de ELS:

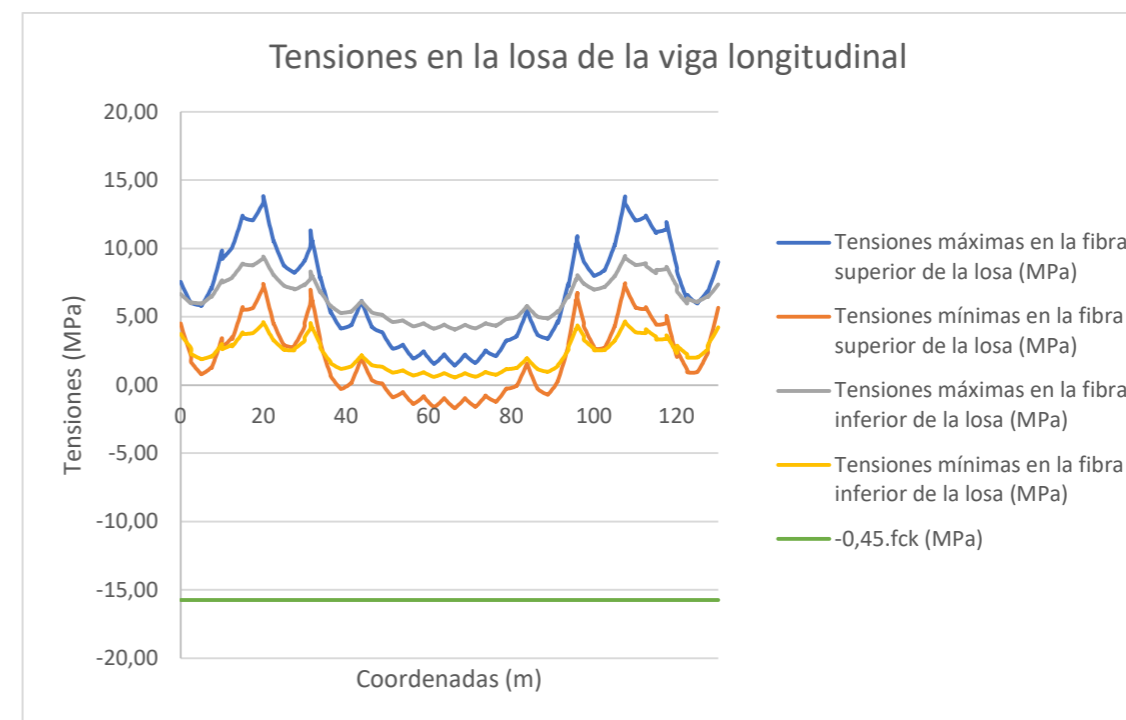


Figura 145 - Envolvente de tensiones máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la losa de las vigas longitudinales, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

#### 10.2.3.2 Limitaciones tensionales en la sección metálica

En base a los resultados de las tensiones en la losa bajo la combinación característica de ELS, consideramos la fisuración de la losa, y entonces parámetros resistentes fisurados si procede.

Comprobamos que no se superan las limitaciones tensionales en la parte metálica de la viga mixta bajo la combinación característica de ELS.

Primero, las tensiones normales son menores al límite elástico en valor absoluto, tal como se puede ver en la figura siguiente.

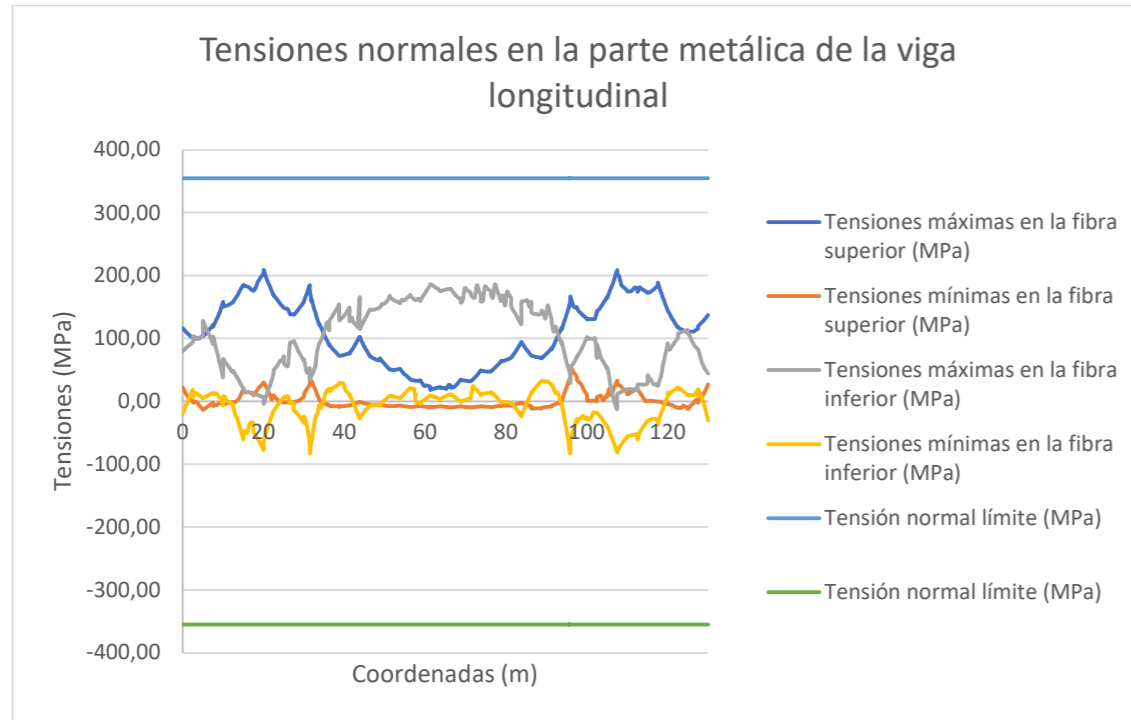


Figura 146 - Envoltorio de tensiones normales máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la sección metálica de las vigas longitudinales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Finalmente, observamos en la siguiente figura que las tensiones de comparación quedan muy por debajo del límite elástico.

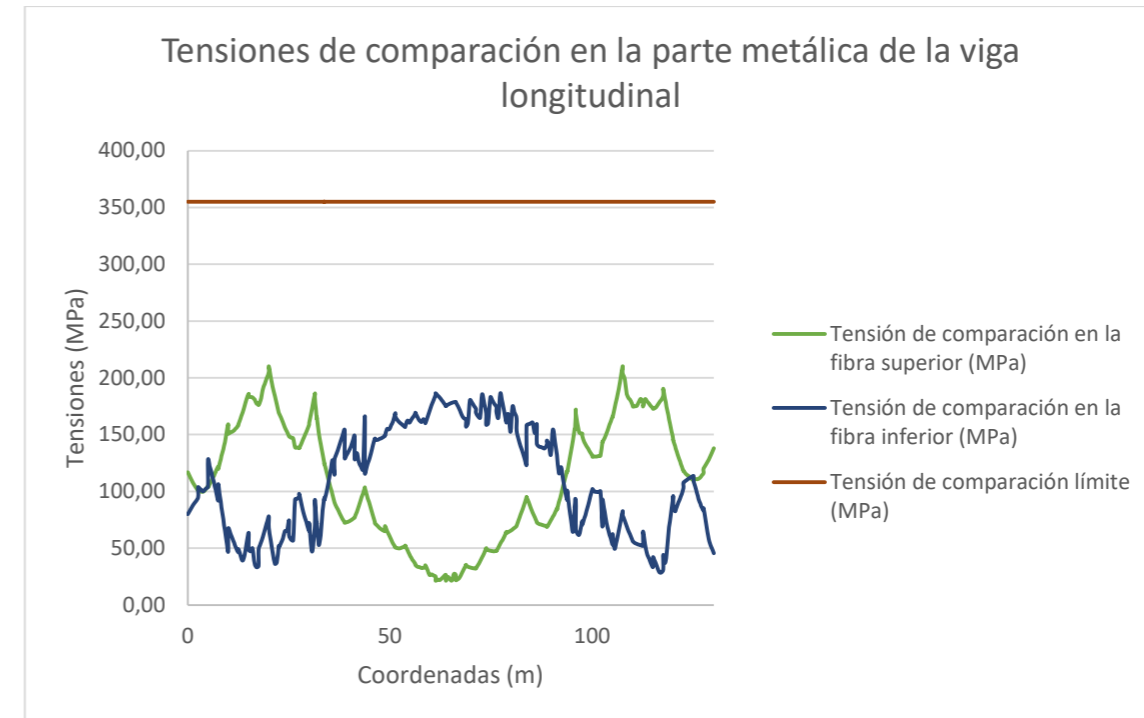


Figura 148 - Envoltorio de tensiones de comparación en las fibras superior e inferior de la sección metálica de las vigas longitudinales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Comprobamos también que las tensiones tangenciales son muy inferiores al límite establecido anteriormente.

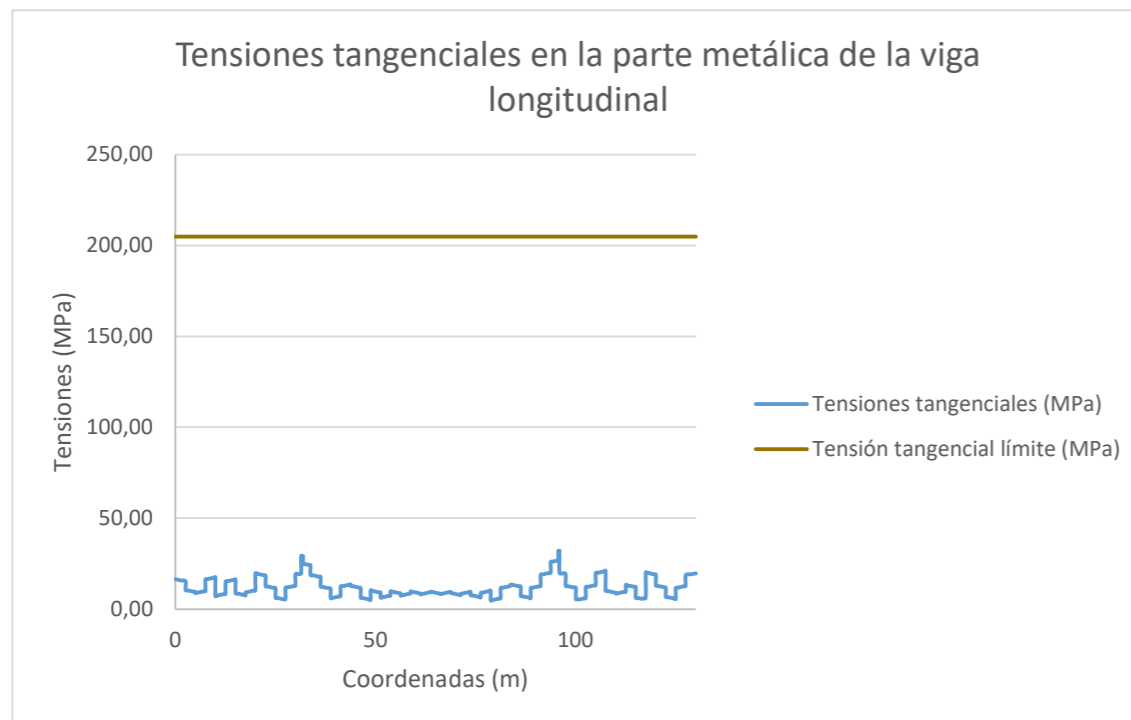


Figura 147 - Envoltorio de tensiones tangenciales en la sección metálica de las vigas longitudinales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

10.2.3.3 Limitaciones tensionales en las armaduras

Calculamos las tensiones en las armaduras, a partir de los parámetros resistentes fisurados o sin fisurar, según procede, teniendo en cuenta la influencia del *tension stiffening* en las zonas consideradas fisuradas. Obtenemos:

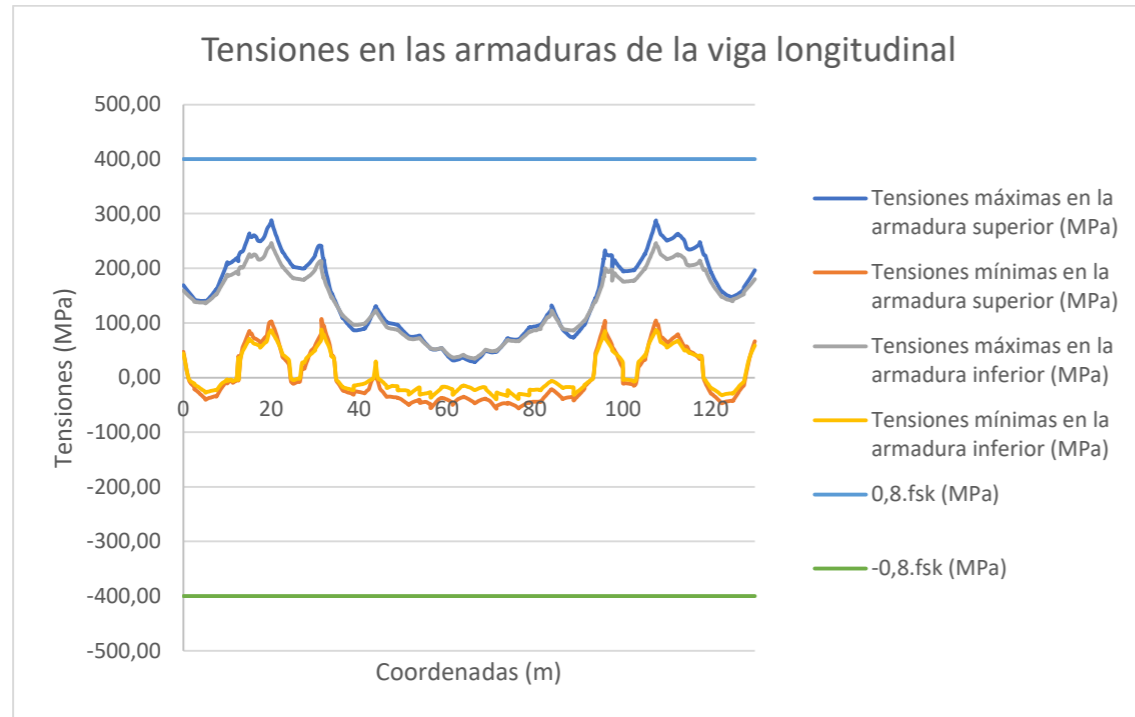


Figura 149 - Envoltorio de tensiones normales en las armaduras superior e inferior de la losa de las vigas longitudinales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Se puede ver que las tensiones en las armaduras son inferiores a los límites establecidos.

10.2.4 Riostras

Mostramos a continuación los resultados obtenidos para la comprobación de las riostras. Se muestra únicamente una envoltorio de las tensiones más desfavorables, que pueden ser tensiones de la riostra de eje T01 o de eje T54.

10.2.4.1 Limitaciones tensionales en el hormigón

Comprobamos primero las limitaciones tensionales en el hormigón bajo la combinación característica de ELS.

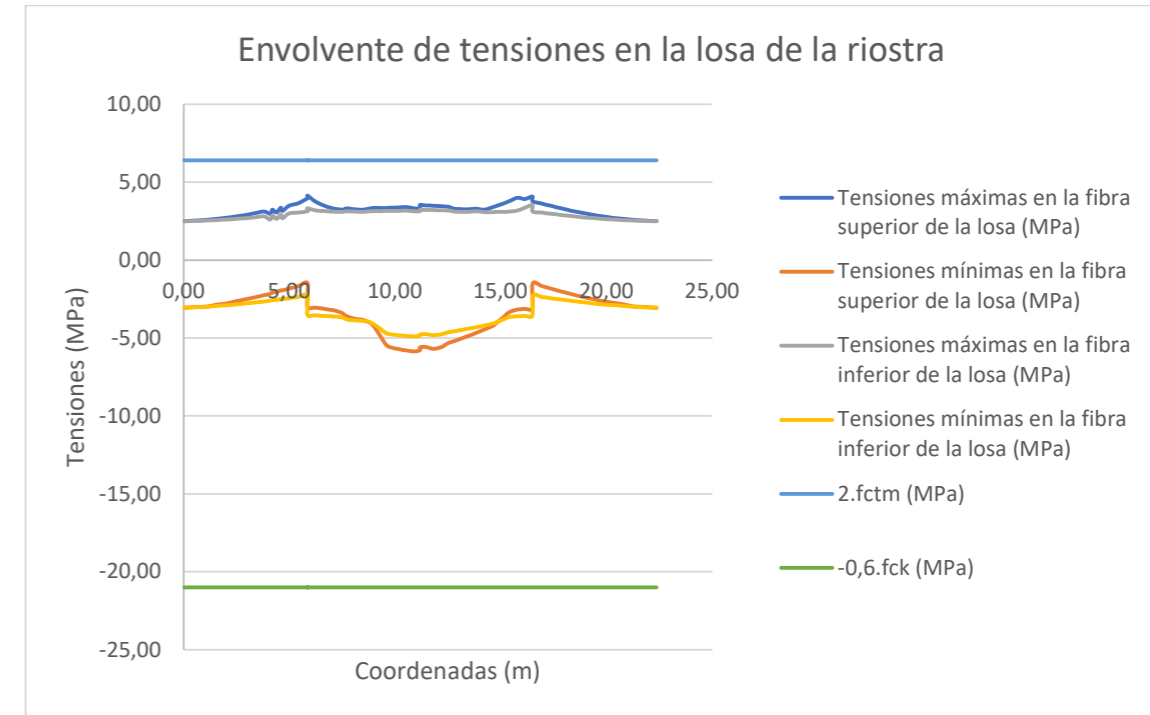


Figura 150 - Envoltorio de tensiones máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la losa de las riostras, bajo la combinación característica de ELS (fuente: elaboración propia)

Comprobamos en la figura anterior que la tensión mínima en el hormigón comprimido es de aproximadamente -5 MPa, lo cual es muy alejado del límite de compresión de -21 MPa. A partir de esta gráfica, observamos también que ninguna sección parece fisurada. Por lo tanto, se harán las comprobaciones siguientes con los parámetros resistentes de la sección sin fisurar.

Comprobamos también que las tensiones de compresión son menores que las tensiones límites bajo la combinación casi-permanente de ELS:



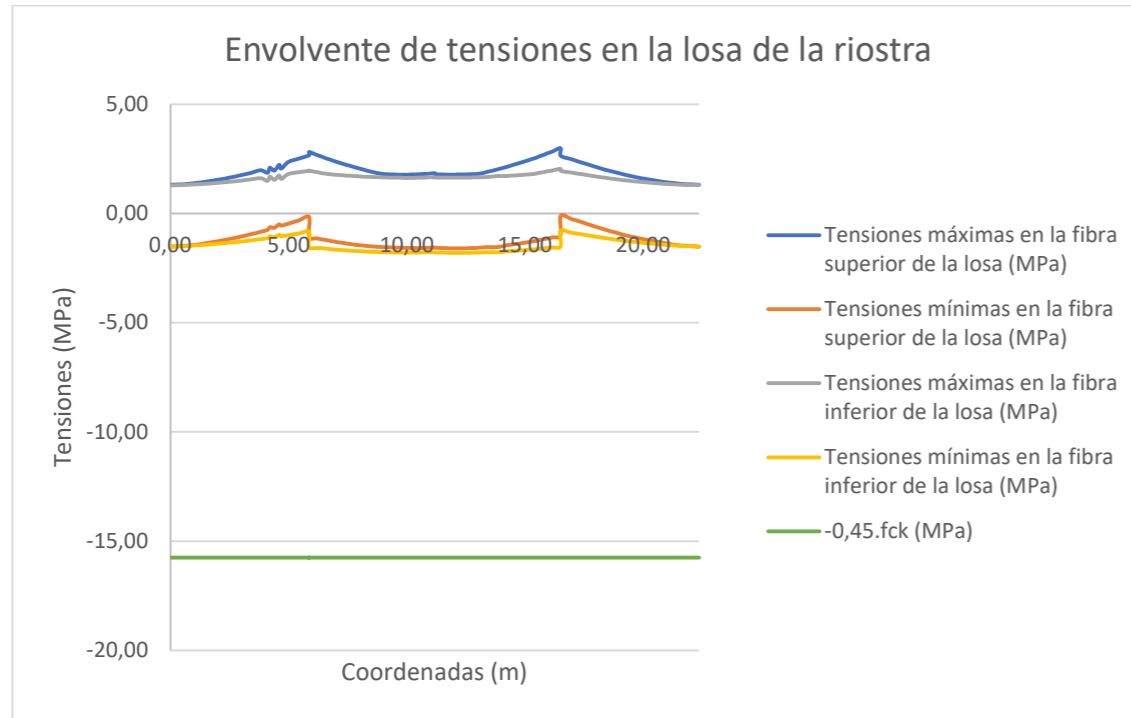


Figura 151 - Envoltorio de tensiones máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la losa de las riostras, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

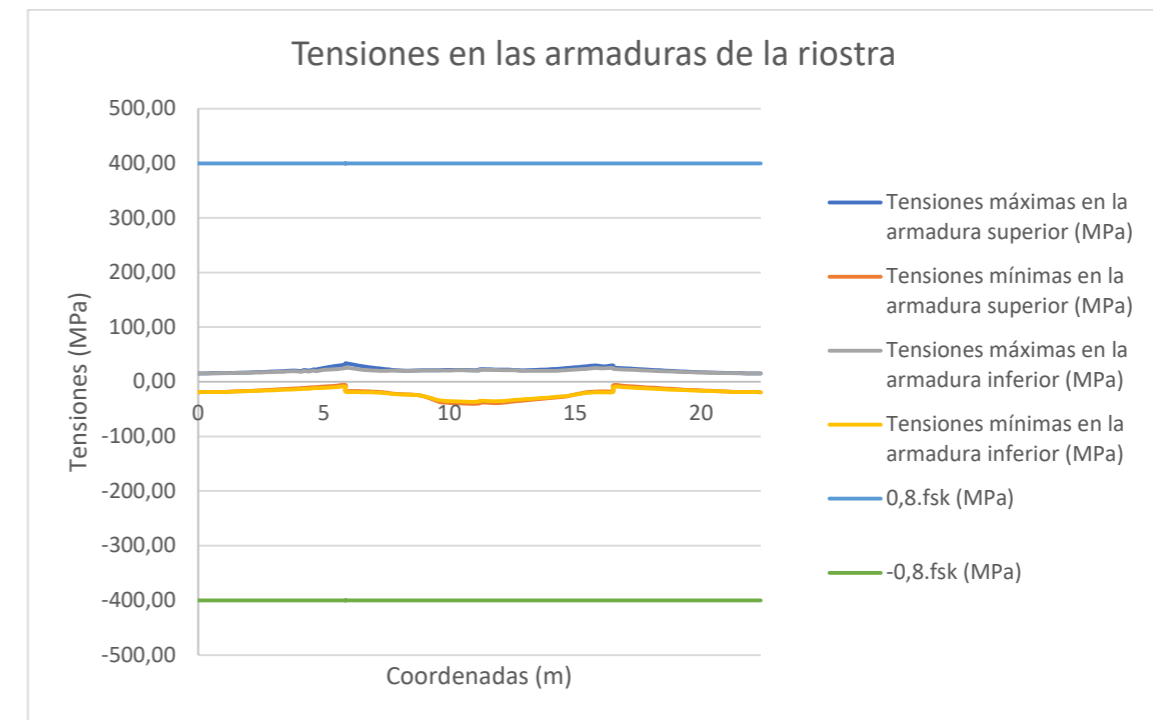


Figura 152 - Envoltorio de tensiones normales en las armaduras superior e inferior de la losa de las riostras, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Se puede ver que las tensiones en las armaduras son muy inferiores a los límites establecidos.

#### 10.2.4.2 Limitaciones tensionales en la sección metálica

Comprobamos que no se superan las limitaciones tensionales en la parte metálica de la viga mixta bajo la combinación característica de ELS. Los resultados principales se muestran en la tabla resumida siguiente. Observamos que se cumplen las limitaciones tensionales.

Criterio	Elemento	Estación (m)	Tensión (MPa)	Comprobación
$\sigma_{co,sup,max}$ (MPa)	R23	5,32	67,29	CUMPLE
$\sigma_{co,inf,max}$ (MPa)	R34	5,32	87,20	CUMPLE
$\tau_{Ed,max}$ (MPa)	R34	5,32	14,02	CUMPLE
$\sigma_{a,sup,max}$ (MPa)	R34	5,32	43,18	CUMPLE
$\sigma_{a,sup,min}$ (MPa)	R23	5,32	-65,12	CUMPLE
$\sigma_{a,inf,max}$ (MPa)	R34	0	50,11	CUMPLE
$\sigma_{a,inf,min}$ (MPa)	R34	5,32	-84,71	CUMPLE

Tabla 121 - Resumen de los resultados más desfavorables para la comprobación de las limitaciones tensionales en la sección metálica de las riostras, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

#### 10.2.4.3 Limitaciones tensionales en las armaduras

Calculamos las tensiones en las armaduras bajo la combinación característica de ELS. Obtenemos:

#### 10.2.5 Vigas transversales

Mostramos a continuación los resultados obtenidos para la comprobación de las vigas transversales. Se muestra únicamente una envoltorio de las tensiones más desfavorables, que pueden ser tensiones de la viga transversal de eje T02 a la de eje T53.

Realizamos una hoja Excel similar a la que se ha realizado para la comprobación de las vigas transversales en ELU. En esa hoja, determinamos la posición de cada sección de cálculo, y las secciones relevantes para interpolar sus características mecánicas. Se interpolan las características mecánicas fisuradas o sin fisurar según procede, y se interpolan los siguientes parámetros para obtener las tensiones estudiadas en cualquier punto:

- La posición de la fibra neutra elástica a flexión de eje horizontal
- Distancia entre la fibra neutra elástica a flexión de eje horizontal, y la fibra superior de la losa de hormigón
- Distancia entre la fibra neutra elástica a flexión de eje horizontal, y la fibra inferior de la losa de hormigón
- Distancia entre la fibra neutra elástica a flexión de eje horizontal, y la fibra inferior de la sección metálica
- Distancia entre la fibra neutra elástica a flexión de eje horizontal y las armaduras superior e inferior
- Las áreas de cortante, de eje vertical y horizontal
- El área de la sección
- Los módulos de inercia a flexión
- El incremento de tensión en las armaduras por el fenómeno de *tension stiffening* en las zonas fisuradas

10.2.5.1 Limitaciones tensionales en el hormigón

Comprobamos primero las limitaciones tensionales en el hormigón bajo la combinación característica de ELS.

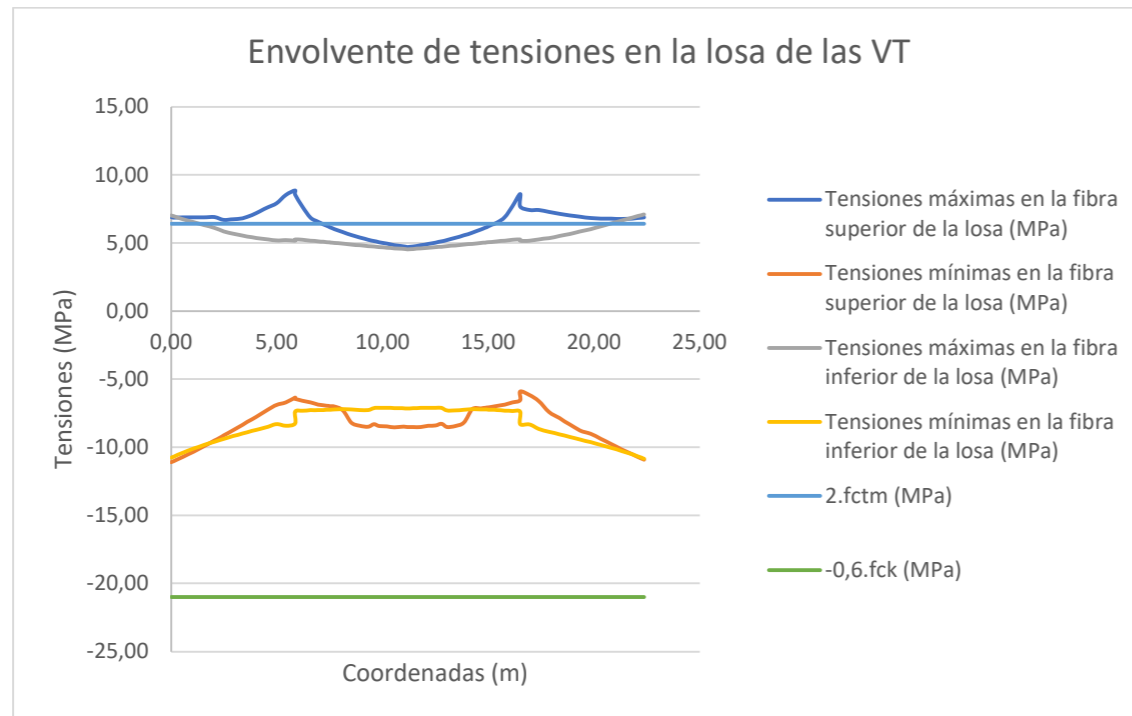


Figura 153 - Envolvente de tensiones máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la losa de las vigas transversales, bajo la combinación característica de ELS (fuente: elaboración propia)

Comprobamos en la figura anterior que la tensión mínima en el hormigón comprimido es de aproximadamente -11 MPa, lo cual es inferior (en valor absoluto) al límite de compresión de -21 MPa. A partir de esta gráfica, observamos también las secciones en las que las tensiones de tracción en el hormigón superan dos veces la resistencia media a tracción del hormigón. Estas secciones se consideran fisuradas, y se desprecia la contribución del hormigón frente a tracciones para las comprobaciones tensionales en la sección metálica y en las armaduras.

Comprobamos también que las tensiones de compresión son menores que las tensiones límites bajo la combinación casi-permanente de ELS:

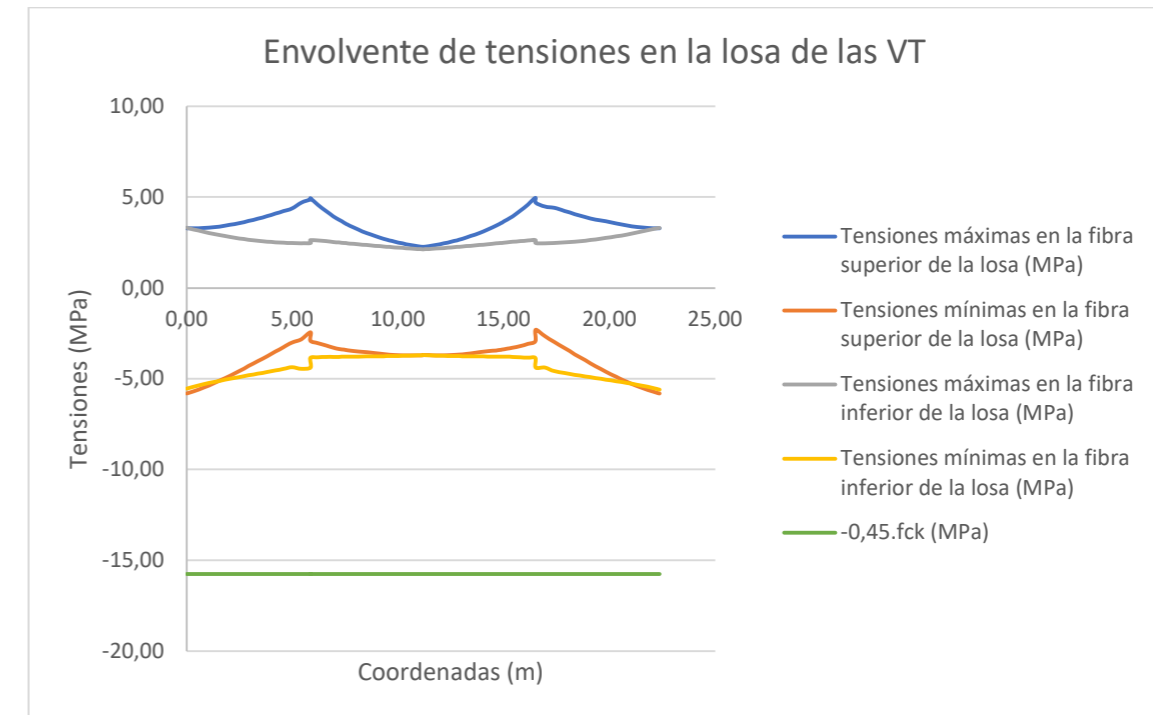


Figura 154 - Envolvente de tensiones máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la losa de las vigas transversales, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

10.2.5.2 Limitaciones tensionales en la sección metálica

Comprobamos que no se superan las limitaciones tensionales en la parte metálica de la viga mixta bajo la combinación característica de ELS.

Primero, las tensiones normales son menores al límite elástico en valor absoluto, tal como se puede ver en la figura siguiente.

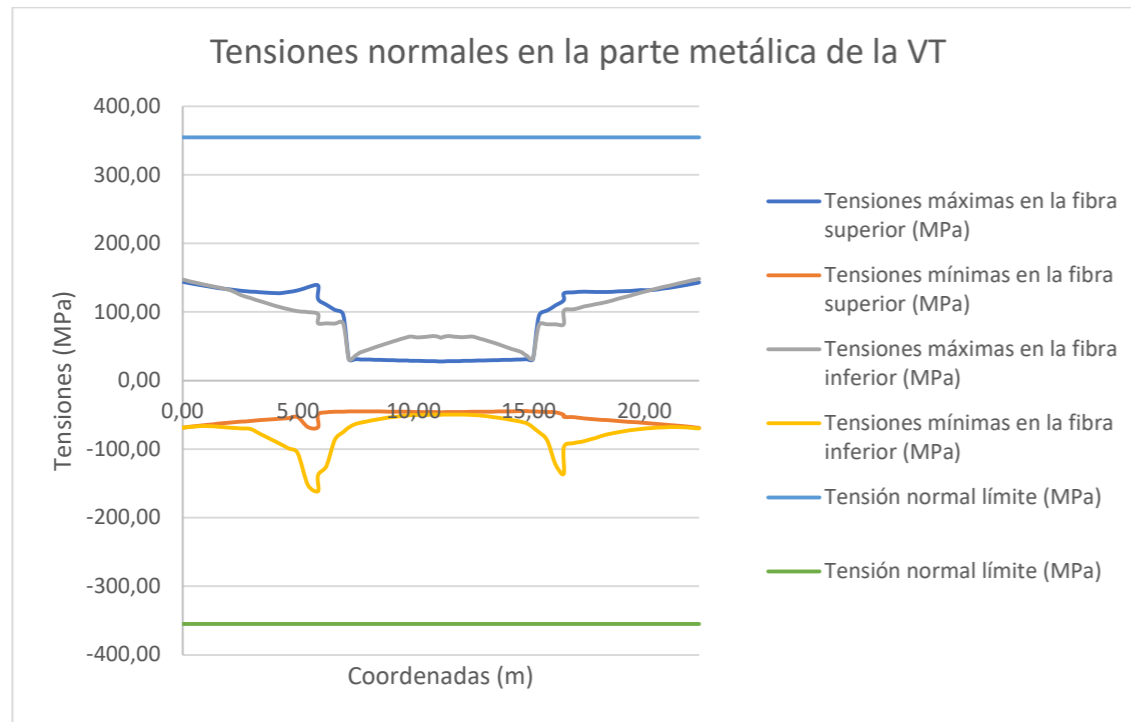


Figura 155 - Envolvente de tensiones normales máximas y mínimas en las fibras superior e inferior de la sección metálica de las vigas transversales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Finalmente, observamos en la siguiente figura que las tensiones de comparación quedan muy por debajo del límite elástico.

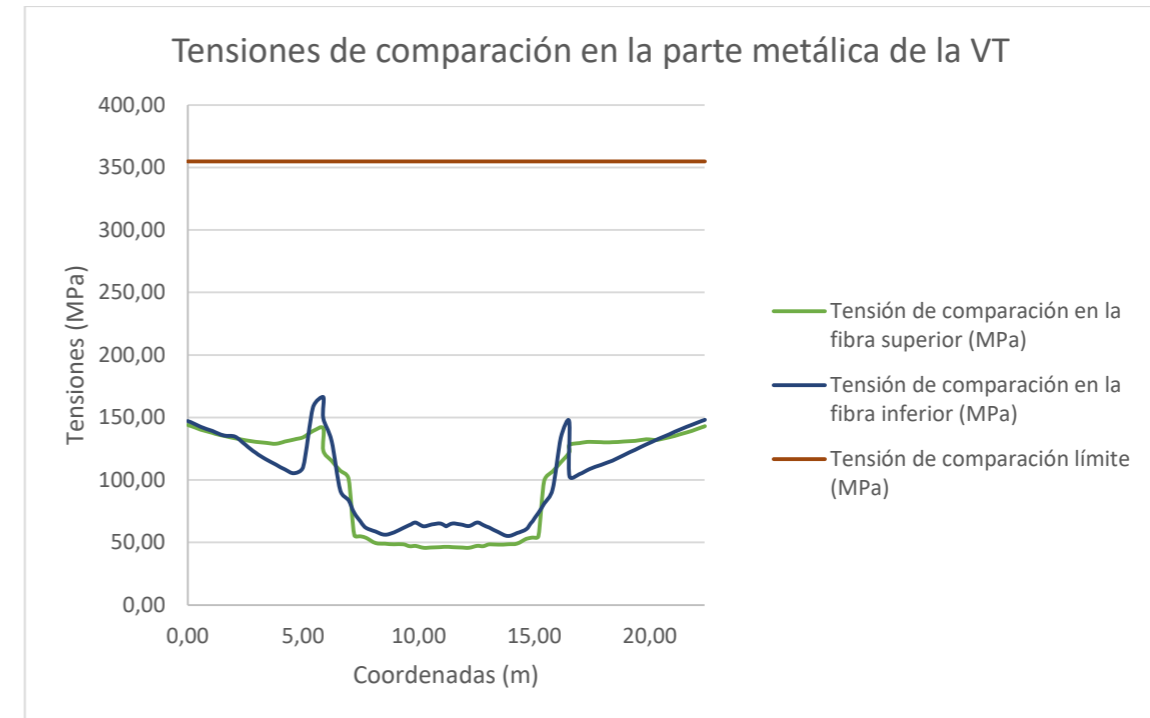


Figura 157 - Envolvente de tensiones de comparación en las fibras superior e inferior de la sección metálica de las vigas transversales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Comprobamos también que las tensiones tangenciales son muy inferiores al límite establecido.

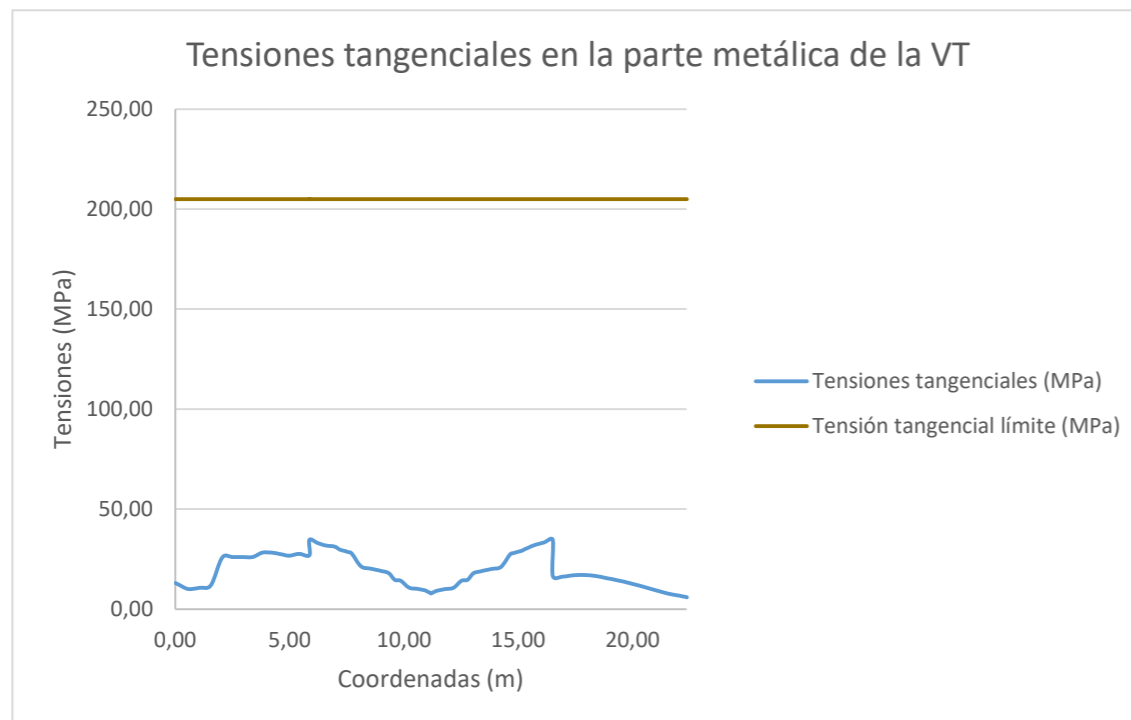


Figura 156 - Envolvente de tensiones tangenciales en la sección metálica de las vigas longitudinales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

### 10.2.5.3 Limitaciones tensionales en las armaduras

Calculamos las tensiones en las armaduras, a partir de los parámetros resistentes fisurados o sin fisurar, según procede, teniendo en cuenta la influencia del *tension stiffening* en las zonas consideradas fisuradas. Obtenemos:



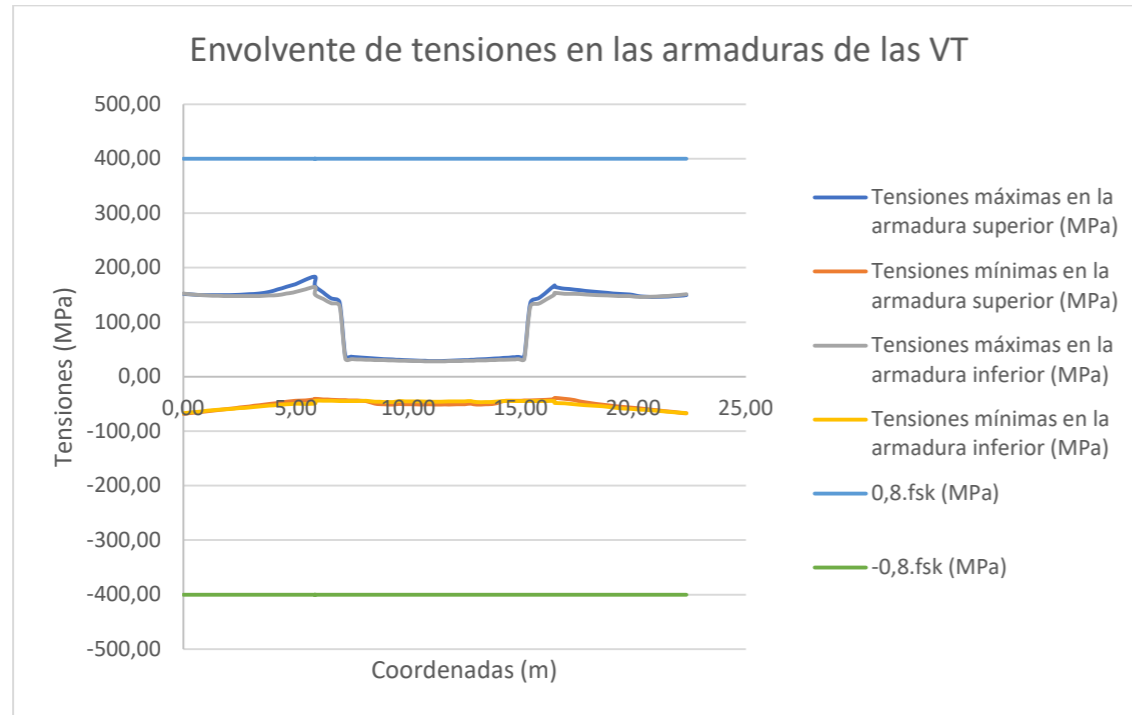


Figura 158 - Envolvente de tensiones normales en las armaduras superior e inferior de la losa de las vigas transversales, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

### 10.3 Control de la fisuración de la losa

Desarrollamos a continuación las comprobaciones que se han realizado para el control de la fisuración en la losa de las vigas mixtas.

#### 10.3.1 Descripción general

El control del ancho de la fisuración de la losa de vigas mixtas se basa en el EN 1992-1-1, en el que aparecen los siguientes valores recomendados de anchos de fisuras. Recordamos que la clase de exposición de la losa se ha definido como XC4, y que se trata de una losa armada. Por lo tanto, limitaremos el ancho de la fisura a 0,3 mm bajo la combinación casi-permanente de ELS.

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
AC2 XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3 AC2		Decompression

**Note 1:** For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and <sup>AC1</sup>this limit is set to give generally acceptable appearance. In the absence <sup>AC1</sup> of appearance conditions this limit may be relaxed.

**Note 2:** For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.

Figura 159 - Valores recomendados de anchos de fisura máximos (fuente: Apartado 7.3.1 de EN 1992-1-1:2004)

En el EN 1994-2, aparecen dos métodos para calcular el ancho de la fisura, el método directo y el método simplificado. Usaremos el método simplificado, en el que el control de la fisuración se hace limitando el diámetro de las armaduras y de las separaciones máximas entre armaduras dentro del ancho eficaz de la losa, tal como se puede ver en las siguientes figuras:

Steel stress $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Maximum bar diameter $\phi^s$ (mm) for design crack width $w_k$		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Figura 160 - Diámetro máximo de armadura en función del ancho de fisura admisible (fuente: Apartado 7.4.2 de EN 1994-2:2005)

Steel stress $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	Maximum bar spacing (mm) for design crack width $w_k$		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 161 - Máxima separación entre armaduras en función del ancho de fisura admisible (fuente: Apartado 7.4.3 de EN 1994-2:2005)

El máximo diámetro  $\phi$  \* puede ser corregido mediante la siguiente formula:

(2) The maximum bar diameter for the minimum reinforcement may be modified to a value  $\phi$  given by:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

where:

- $\phi^*$  is the maximum bar size given in Table 7.1;
- $f_{ct,0}$  is a reference strength of 2.9 N/mm<sup>2</sup>.

Figura 162 - Diámetro máximo de armaduras corregido (fuente: Apartado 7.4.2 de EN 1994-2:2005)

Como el control de la fisuración se realiza a partir de las tensiones en las armaduras, y que el ancho de la fisura se limite en nuestro caso a 0,3 mm bajo la combinación casi-permanente, pues se determinarán las tensiones en las armaduras bajo la combinación casi-permanente. A partir de la tensión máxima obtenida en las zonas fisuradas, comprobamos que se cumplen los diámetros máximos y las separaciones máximas entre armaduras con las figuras anteriores.

Estas limitaciones son válidas si se asegura previamente que se colocan las armaduras mínimas dentro del ancho eficaz de la losa de hormigón en las zonas traccionadas. Se definen a partir de la siguiente formula:

$$A_s = \frac{k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

Siendo:

- Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón en el momento en el que se espera la fisuración
- Coefficiente reductor para considerar la ley de tensiones autoequilibradas
- Coefficiente para considerar la reducción del axil en la losa, debido a la fisuración unicial y el deslizamiento de la conexión
- Coefficiente para considerar la ley de tensiones en la sección inmediatamente antes de la fisuración
- Espesor de la losa, sin considerar posibles acartelamientos de la misma
- Distancia entre el centro de gravedad de la losa y el centro de gravedad de la sección no fisurada, calculado con  $n_0$  ( $n$  a  $t=0$ )
- Máxima tensión permitida en la armadura, inmediatamente despues de la fisuración
- Area de la zona traccionada de hormigón, dentro del ancho eficaz
- Area de armadura mínima

- $f_{ct,eff}$  MPa
- $k$
- $k_s$
- $k_c$
- $h_c$  m
- $z_0$  m
- $\sigma_s$  MPa
- $A_{ct}$  m<sup>2</sup>
- $A_{s,min}$  m<sup>2</sup>

Figura 163 - Notaciones utilizadas para la definición de la armadura mínima para controlar el ancho de la fisuración (fuente: elaboración propia)

Consideramos:

- El valor de la resistencia media a tracción a 28 días del hormigón  $f_{ctm}$  para  $f_{ct,eff}$
- Se tomará:  $k = 0,8$
- Se tomará:  $k_s = 0,9$
- Para el área del hormigón fisurado, consideramos que toda la losa de hormigón está traccionada dentro de su ancho eficaz
- $k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_0}} + 0,3 \leq 1$
- Para la máxima tensión en la armadura inmediatamente después de la fisuración, suponemos en una primera aproximación el límite elástico de las armaduras  $f_{sk}$

Obtenemos:

Tipo viga	Sección	k	$k_s$	$h_c$ (m)	$z_0$ (m)	$k_c$	$f_{ct,eff}$ (MPa)	$A_{ct}$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	ELS $A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )	ELU $A_{s,min}$ (m <sup>2</sup> )
VL	VL	0,8	0,9	0,25	0,315	1,00	3,2	0,7300	500	0,003364	0,007058
VT_a_P	VT1	0,8	0,9	0,25	0,220	0,94	3,2	0,5628	500	0,002432	0,005269
VT_a_P	VT2	0,8	0,9	0,25	0,144	0,84	3,2	0,5628	500	0,002168	0,004975
VT_a_A	VT3	0,8	0,9	0,25	0,105	0,76	3,2	0,5628	500	0,001959	0,004729
VT_a_A	VT4	0,8	0,9	0,25	0,055	0,60	3,2	0,5628	500	0,001567	0,004229
VT_a_P	VT5	0,8	0,9	0,25	0,158	0,86	3,2	0,5628	500	0,002227	0,005042
VT_a_A	VT6	0,8	0,9	0,25	0,102	0,75	3,2	0,5628	500	0,001946	0,004713
VT_b_P	VT1	0,8	0,9	0,25	0,238	0,96	3,2	0,5015	500	0,002208	0,004740
VT_b_P	VT2	0,8	0,9	0,25	0,157	0,86	3,2	0,5015	500	0,001979	0,004487
VT_b_A	VT3	0,8	0,9	0,25	0,114	0,78	3,2	0,5015	500	0,001797	0,004276
VT_b_A	VT4	0,8	0,9	0,25	0,060	0,62	3,2	0,5015	500	0,001443	0,003832
VT_b_P	VT5	0,8	0,9	0,25	0,172	0,88	3,2	0,5015	500	0,002031	0,004545
VT_b_A	VT6	0,8	0,9	0,25	0,112	0,77	3,2	0,5015	500	0,001786	0,004262
VT_c_P	VT1	0,8	0,9	0,25	0,258	0,97	3,2	0,4403	500	0,001976	0,004201
VT_c_P	VT2	0,8	0,9	0,25	0,172	0,88	3,2	0,4403	500	0,001782	0,003989
VT_c_A	VT3	0,8	0,9	0,25	0,126	0,80	3,2	0,4403	500	0,001627	0,003812
VT_c_A	VT4	0,8	0,9	0,25	0,067	0,65	3,2	0,4403	500	0,001314	0,003426
VT_c_P	VT5	0,8	0,9	0,25	0,188	0,90	3,2	0,4403	500	0,001826	0,004038
VT_c_A	VT6	0,8	0,9	0,25	0,124	0,80	3,2	0,4403	500	0,001617	0,003801
Riostra_P	VT1	0,8	0,9	0,25	0,369	1,00	3,2	0,3873	500	0,001784	0,003744
Riostra_P	VT2	0,8	0,9	0,25	0,369	1,00	3,2	0,3873	500	0,001784	0,003744
Riostra_A	VT3	0,8	0,9	0,25	0,369	1,00	3,2	0,3873	500	0,001784	0,003744
Riostra_A	VT4	0,8	0,9	0,25	0,369	1,00	3,2	0,3873	500	0,001784	0,003744
Riostra_P	VT5	0,8	0,9	0,25	0,369	1,00	3,2	0,3873	500	0,001784	0,003744
Riostra_A	VT6	0,8	0,9	0,25	0,369	1,00	3,2	0,3873	500	0,001784	0,003744

Tabla 122 - Armadura mínima a colocar dentro del ancho eficaz de la losa de hormigón fisurada, para aplicar el método simplificado de control del ancho máximo de fisura (fuente: elaboración propia)



Observamos en la penúltima columna de la tabla anterior los valores de armaduras mínimas a colocar dentro del ancho eficaz de la losa de hormigón fisurada. Se puede ver en la última columna los valores que habíamos previamente presentado para la determinación de las resistencias plásticas de las secciones (armadura mínima a colocar dentro del ancho eficaz para determinar la resistencia plástica de la sección cuando esté fisurada). Con la máxima tensión permitida utilizada, obtenemos siempre una armadura mínima menos restrictiva que la necesaria para el ELU, con lo cual haremos las comprobaciones basándonos en las armaduras determinadas en apartados anteriores.

### 10.3.2 Vigas longitudinales

Calculamos las tensiones normales en las armaduras que están dentro del ancho eficaz de la losa, bajo la combinación casi-permanente. Aprovechamos el trabajo que se ha realizado previamente para las limitaciones tensionales en las armaduras bajo la combinación característica de ELS para obtener las siguientes tensiones.

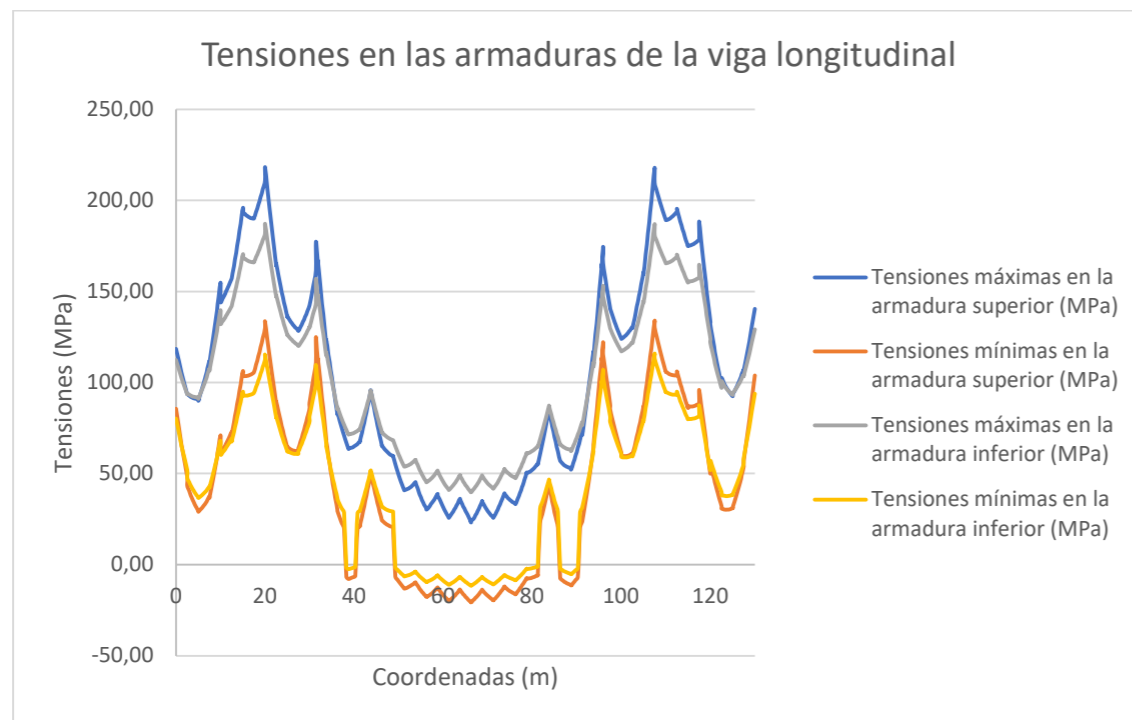


Figura 164 - Envolvente de tensiones en las armaduras superior e inferior de la losa de la viga longitudinal, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

De este cálculo, obtenemos la tensión máxima (de tracción) en las armaduras en las zonas fisuradas. Luego, usamos las figuras del Eurocódigo, y a partir de la tensión obtenida, interpolando entre los valores de la tabla, obtenemos los máximos diámetros que se pueden disponer para el control de la fisuración, así que las separaciones máximas entre armaduras. Recordamos que el máximo diámetro se corrige con la fórmula expresada en la descripción general.

Clase de exposición	XC4
Combinación considerada	ELS_q
Ancho de fisura admisible	$w_k$ 0,3 mm
Resistencia media a tracción	$f_{ctm}$ 3,2 MPa
Resistencia de referencia	$f_{ct,0}$ 2,9 MPa
Límite elástico característico	$f_{sk}$ 500 MPa

Figura 165 - Datos básicos para el control de la fisuración de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

El máximo diámetro que se puede disponer se muestra a continuación. Vemos que el máximo diámetro corregido es mayor que el diámetro dispuesto.

Máxima tracción en las armaduras	$\sigma_{s,max}$ 222,68 MPa
Diámetro dispuesto	$\phi$ 20 mm
Criterio de interpolación 1	<222,68
Criterio de interpolación 2	>222,68
Tensión de interpolación del punto a	$\sigma_{s,a}$ 240 MPa
Tensión de interpolación del punto b	$\sigma_{s,b}$ 200 MPa
Diámetro de interpolación del punto a	$\phi_a$ 16 mm
Diámetro de interpolación del punto b	$\phi_b$ 25 mm
Máximo diámetro permitido	$\phi^*$ 19,90 mm
Máximo diámetro permitido corregido	$\phi_{cor}$ 21,96 mm
Comprobación sobre el diámetro de armaduras	CUMPLE

Figura 166 - Comprobación del diámetro de las armaduras para el control de la fisuración de la losa de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

En cuanto a las separaciones máximas, vemos en la figura siguiente que la máxima separación permitida entre armaduras es mayor que la que se ha dispuesto. Por lo tanto, hemos comprobado con el método simplificado del Eurocódigo la fisuración de la losa de las vigas longitudinales.

Máxima tracción en las armaduras	$\sigma_{s,max}$ 222,68 MPa
Separación dispuesta entre armaduras	$s$ 100 mm
Criterio de interpolación 1	<222,68
Criterio de interpolación 2	>222,68
Tensión de interpolación del punto a	$\sigma_{s,a}$ 240 MPa
Tensión de interpolación del punto b	$\sigma_{s,b}$ 200 MPa
Diámetro de interpolación del punto a	$\phi_a$ 200 mm
Diámetro de interpolación del punto b	$\phi_b$ 250 mm
Máxima separación permitida entre armaduras	$s_{max}$ 221,66 mm
Comprobación sobre la separación entre armaduras	CUMPLE

Figura 167 - Comprobación de la separación entre armaduras de la losa de las vigas longitudinales para el control de la fisuración (fuente: elaboración propia)



10.3.3 Vigas transversales

Usamos el mismo procedimiento que se ha utilizado en la comprobación tensional de las armaduras bajo la combinación característica. Obtenemos las siguientes tensiones en las armaduras bajo la combinación casi-permanente:

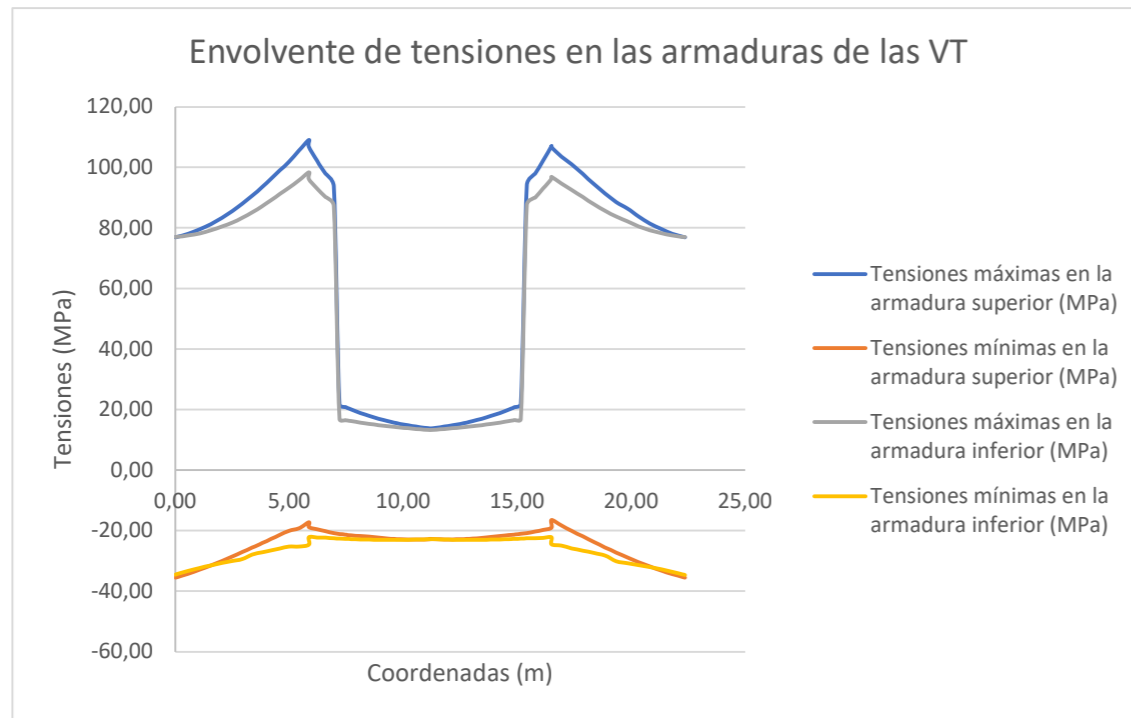


Figura 168 - Envolvente de tensiones en las armaduras superior e inferior de la losa de la viga transversal, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

Observamos que las tensiones de tracción (positivas) en las armaduras son muy inferiores a las que aparecen en las figuras para el control de la fisuración. Adoptando entonces un valor de tensiones de 160 MPa en las armaduras traccionadas, podríamos disponer al máximo un diámetro de 32 mm, y una separación entre armaduras de 300 mm. Por lo tanto, hemos dispuesto diámetros y separaciones que están muy por debajo de los límites, y entonces, podemos decir que se ha comprobado la fisuración de las vigas transversales.

10.3.4 Riostras

De forma análoga a las vigas transversales, la fisuración no resulta problemática para las riostras, dado las siguientes tensiones en las armaduras:

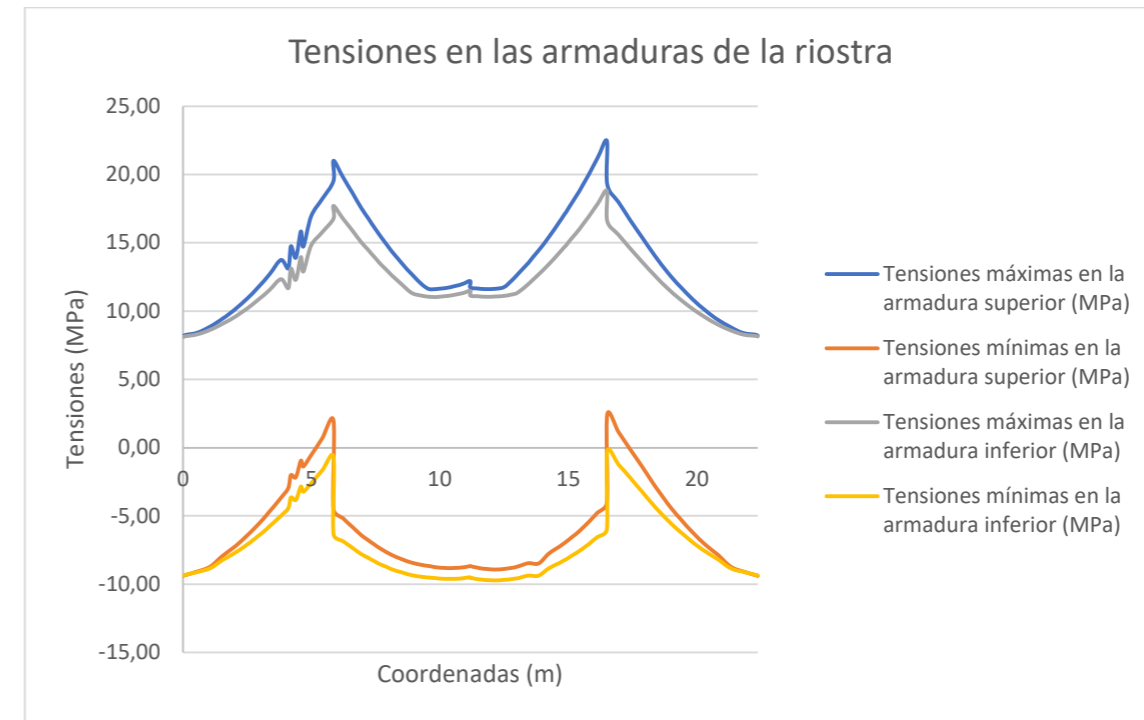


Figura 169 - Envolvente de tensiones en las armaduras superior e inferior de la losa de la riostra, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

## 11 Conectores

Detallamos a continuación el dimensionamiento de los conectores, elemento clave para asegurar el comportamiento mixto de las vigas longitudinales y transversales.

Usamos conectores tipo *studs*, llamados también pernos con una resistencia última a tracción de 450 MPa.

### 11.1 Descripción general

#### 11.1.1 Resistencia de los conectores

La resistencia de cálculo de los pernos viene dada por dos valores: la resistencia por fallo del propio perno, y la resistencia por fallo del hormigón alrededor del perno.

(1) The design shear resistance of a headed stud automatically welded in accordance with EN 14555 should be determined from:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

or:

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

whichever is smaller, with:

$$\alpha = 0.2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4 \quad (6.21)$$

where:

$\gamma_V$  is the partial factor;

$d$  is the diameter of the shank of the stud,  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ;

$f_u$  is the specified ultimate tensile strength of the material of the stud but not greater than  $500 \text{ N/mm}^2$ ;

$f_{ck}$  is the characteristic cylinder compressive strength of the concrete at the age considered, of density not less than  $1750 \text{ kg/m}^3$ ;

$h_{sc}$  is the overall nominal height of the stud.

**NOTE:** The value for  $\gamma_V$  may be given in the National Annex. The recommended value for  $\gamma_V$  is 1,25.

Figura 170 - Definición de la resistencia de los pernos (fuente: Apartado 6.6.3.1 de EN 1994-2:2005)

Consideramos un perno con un diámetro en la base de 22 mm, y de 175 mm de altura.

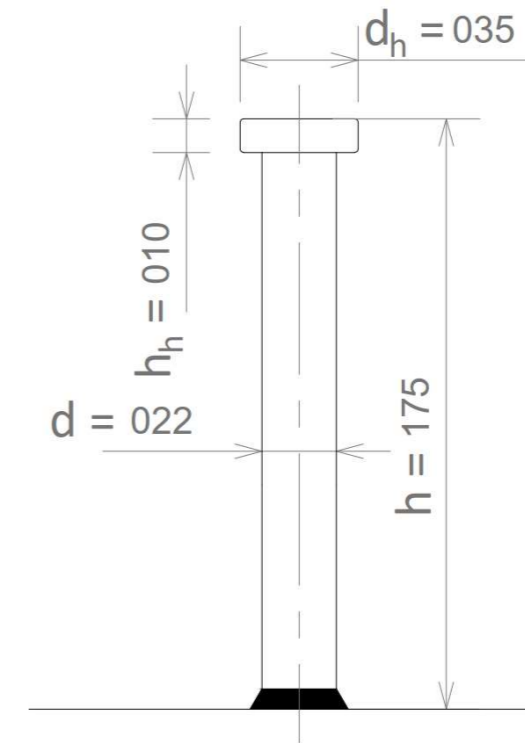


Figura 171 - Dimensiones en milímetros del perno considerado (fuente: elaboración propia)

Obtenemos la siguiente resistencia de cálculo de un perno:

Diámetro mínimo del perno por validez de la formula de rasante último	$d_{min}$	0,016 m
Diámetro máximo del perno por validez de la formula de rasante último	$d_{max}$	0,025 m
Resistencia última a tracción del perno	$f_u$	450 MPa
Coefficiente de seguridad de los pernos	$\gamma_V$	1,25
Diámetro de la base de los pernos	$d$	0,022 m
Altura del perno	$h$	0,175 m
Resistencia característica a 28 días	$f_{ck}$	35 MPa
Módulo de deformación secante (Módulo de elasticidad)	$E_{cm}$	34077 MPa
Altura del perno	$h_{sc}$	0,2 m
Coefficiente adimensional	$\alpha$	1
Rasante último de cálculo del perno por fallo del propio perno	$P_{Rd,1}$	109,5 kN
Rasante último de cálculo del perno por fallo del hormigón alrededor del perno	$P_{Rd,2}$	122,6 kN
Rasante último de cálculo del perno	$P_{Rd}$	109,5 kN

Tabla 123 - Cálculo del rasante último de cálculo del perno considerado (fuente: elaboración propia)

11.1.2 Disposiciones constructivas y separaciones

Adoptamos las siguientes notaciones:

Separación longitudinal máxima por disposiciones constructivas	$s_{l,max}$	m
Espesor del ala superior	$t_f$	m
Separación longitudinal máxima por abolladura del ala superior comprimido	$l_{l,max}$	m
Distancia máxima del borde libre del ala a la primera línea de conectadores, por abolladura del ala superior	$b_{l,max}$	m
Altura del perno mínima	$h_{min}$	m
Diámetro mínimo de la base del perno	$d_{min}$	m
Diámetro mínimo de la cabeza del perno	$d_{h,min}$	m
Altura mínima de la cabeza del perno	$h_{h,min}$	m
Diámetro máximo del perno cuando el ala a la que esté soldado esté a tracción	$d_{max}$	m
Distancia mínima del conectador al borde libre del ala de acero	$e_{D,min}$	m
Distancia mínima entre la cabeza del perno y la armadura inferior	$e_{min}$	m
Separación longitudinal mínima en el sentido del rasante	$s_{l,min}$	m
Separación longitudinal mínima en el sentido transversal del rasante	$s_{t,min}$	m

Figura 172 - Notaciones utilizadas para las disposiciones constructivas y las separaciones entre conectadores (fuente: elaboración propia)

Para asegurar que el ala de la parte metálica de la sección mixta, en contacto con la losa no abolle frente a compresiones, hay que limitar la separación máxima entre dos filas sucesivas de pernos:

$$s_{l,max} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Donde  $f_{yk}$  es el límite elástico característico de la chapa metálica en contacto con la losa de hormigón.

Además, se debe asegurar una distancia máxima entre el borde libre del ala y la primera línea de conectadores:

$$e_{D,max} = 9 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Para asegurar la correcta soldadura de los pernos, hay que garantizar una distancia mínima  $e_{D,max}$  entre el borde libre del ala y la primera línea de conectadores de al mínimo 25 mm.

Además, debemos asegurar ciertas dimensiones para los pernos. Primero, el cálculo de la rasante último del perno desarrollado anteriormente es válido únicamente para diámetros de la base de los pernos entre 16 mm y 25 mm. Se deben respetar también las siguientes dimensiones:

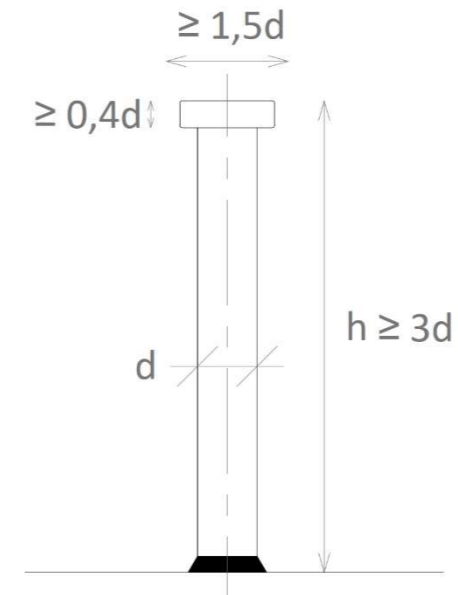


Figura 173 - Dimensiones a respetar para los pernos (fuente: elaboración propia)

Cuando el ala a la que está soldado el perno esté a tracción, el diámetro máximo del perno en la base viene dado por:

$$d_{max} = 1,5 \cdot t_f$$

Finalmente, la separación longitudinal mínima entre dos filas sucesivas de conectadores es de 5 veces el diámetro del perno en su base, y la separación transversal mínima entre conectadores es de 2,5 veces el diámetro del perno en su base. Además, la máxima separación longitudinal entre dos filas sucesivas de pernos para asegurar el comportamiento mixto de las vigas viene dado por:

$$s_{l,max} = \min(800 \text{ mm}; 4 \cdot h_c)$$

Con  $h_c$  el canto de la losa, considerado de 0,25 m.

El apartado 6.6.5.4 de EN 1994-2:2005 impone también las siguientes disposiciones constructivas:

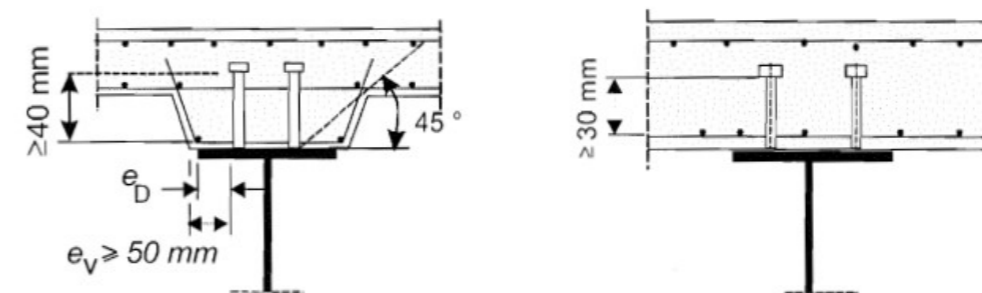


Figura 174 - Detalles en la disposición de los pernos (fuente: Apartado 6.6.5.4 de EN 1994-2:2005)

Por lo tanto, obtenemos las siguientes limitaciones que tenemos que aplicar:



Elemento	$t_r$ (m)	Disposiciones constructivas									Abolladura		Validez formulación	
		$s_{l,max}$ (m)	$s_{l,min}$ (m)	$s_{t,min}$ (m)	$h_{min}$ (m)	$h_{h,min}$	$d_{max}$ (m)	$d_{h,min}$ (m)	$e_{d,min}$ (m)	$e_{min}$ (m)	$s_{l,max}$ (m)	$e_{d,max}$ (m)	$d_{min}$ (m)	$d_{max}$ (m)
VL	0,020	0,800	0,110	0,055	0,066	0,009	0,030	0,033	0,025	0,030	0,358	0,146	0,016	0,025
VT	0,015	0,800	0,110	0,055	0,066	0,009	0,023	0,033	0,025	0,030	0,268	0,110	0,016	0,025
Riostra	0,025	0,800	0,110	0,055	0,066	0,009	0,038	0,033	0,025	0,030	0,447	0,183	0,016	0,025

Tabla 124 - Disposiciones constructivas y separaciones limites (fuente: elaboración propia)

Quedándonos únicamente con las restricciones más restrictivas, obtenemos:

Elemento	$s_{l,max}$ (m)	$s_{l,min}$ (m)	$s_{t,min}$ (m)	$h_{min}$ (m)	$h_{h,min}$	$d_{min}$ (m)	$d_{max}$ (m)	$d_{h,min}$ (m)	$e_{d,min}$ (m)	$e_{d,max}$ (m)	$e_{min}$ (m)
VL	0,358	0,110	0,055	0,066	0,009	0,016	0,025	0,033	0,025	0,146	0,030
VT	0,268	0,110	0,055	0,066	0,009	0,016	0,023	0,033	0,025	0,110	0,030
Riostra	0,447	0,110	0,055	0,066	0,009	0,016	0,025	0,033	0,025	0,183	0,030

Tabla 125 - Separaciones y disposiciones constructivas más restrictivas (fuente: elaboración propia)

### 11.1.3 Dimensionamiento

Tras haber obtenido la resistencia de cálculo de un perno, podemos estimar el número de conectadores a disponer por filas, y la separación longitudinal entre dos filas sucesivas de pernos, teniendo en cuenta las limitaciones que se han establecido previamente. Los pernos tienen que resistir el esfuerzo rasante longitudinal que aparece al nivel de las fibras de separación entre los dos materiales que componen la sección mixta: el acero y el hormigón. Este rasante se desarrolla principalmente por tener a lo largo de las vigas momentos flectores variables. Para compensar el desequilibrio de tensiones normales entre dos secciones sucesivas, aparece un esfuerzo longitudinal que llamamos el rasante. Se obtiene, para una sección de canto constante, y sometida a axiles constantes a lo largo de la directriz del elemento mediante la siguiente formula:

$$V_L(x) = \frac{\mu_c \cdot V_2(x)}{I_3}$$

Siendo:

- $V_L(x)$  el rasante longitudinal por unidad de longitud a la interfaz entre el hormigón y el acero en la sección transversal de coordenada x
- $\mu_c$  el momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la fibra neutra elástica de la sección mixta
- $V_2(x)$  el cortante de eje 2, actuando al nivel de la sección transversal de coordenada x
- $I_3$  el momento de inercia de eje 3 de la sección mixta que ya se ha calculado en las propiedades mecánicas de las secciones

El Eurocódigo 4 permite la consideración de secciones mixtas sin fisurar para la determinación del rasante. Por lo tanto, el momento de primer orden  $\mu_c$  se determina como:

$$\mu_c = A_{cR} \cdot d_{c,y}$$

Donde:

- $A_{cR}$  el área reducida de la losa de hormigón, ya calculado previamente
- $d_{c,y}$  la distancia entre la fibra neutra elástica de la sección mixta y el centro de gravedad de la losa de la losa, medida en el eje vertical y, lo cual es similar al eje 2 en los ejes del programa SAP2000

El Eurocódigo 4 considera dos situaciones de dimensionamiento. Primero, en ELS, para un segmento de viga de longitud dada, los  $N_i$  conectadores están dispuestos uniformemente dentro del segmento, y deben cumplir:

$$V_{L,Ed}^{ELS}(x) \leq \frac{N_i}{l_i} \cdot k_s \cdot P_{Rd}$$

Siendo:

- $V_{L,Ed}^{ELS}(x)$  el rasante de cálculo bajo la combinación característica de ELS, en la sección transversal de coordenada x, dentro del segmento i
- $N_i$  el número de conectadores dispuestos dentro del segmento i
- $l_i$  la longitud del segmento i
- $k_s$  un coeficiente de minoración de la resistencia a rasante de cálculo de un perno. El anejo francés del Eurocódigo 4 recomienda un valor de 0,6
- $P_{Rd}$  el rasante resistente de cálculo de un perno

Tras haber ejecutado el modelo en SAP2000, obtenemos los esfuerzos concomitantes en las secciones bajo la combinación característica de ELS. En cada sección de cada elemento mixto, obtenemos distintos valores de cortantes, positivos o negativos. Discretizamos los elementos en un número dado de segmentos. El Eurocódigo recomienda, por razones constructivas y de cálculo, limitar el número de segmento a la luz del elemento dividido por diez. Cada segmento tiene la misma longitud, y dentro de cada segmento, se fija el número de conectadores por filas. Luego, nos queda únicamente por calcular el rasante de cálculo del segmento; y la separación entre pernos.

En cada sección, consideramos el máximo valor absoluto del rasante en ELS. Luego, para cada segmento, obtenemos el máximo rasante actuante en una sección transversal, y es el rasante de cálculo considerado para la disposición de los conectadores dentro de dicho segmento:

$$V_{L,Ed,i}^{ELS} = \max(abs(V_{L,Ed}^{ELS}(x)))$$

Con:

- $V_{L,Ed,i}^{ELS}$  el rasante de calculo bajo la combinación característica de ELS para el segmento i
- $x \in [x_{0,i}; x_{f,i}]$  siendo el intervalo de definición del segmento i

Para cada segmento, tanteando un número de pernos por filas, obtenemos la separación máxima entre dos filas sucesivas como:

$$s_l = \frac{N_{p,filas} \cdot P_{Rd}^{ELS}}{V_{L,Ed,i}^{ELS}}$$

Siendo:

- $s_l$  la separación máxima entre dos filas sucesivas de pernos dentro del segmento  $i$
- $N_{p,filas}$  el numero de pernos por filas
- $P_{Rd}^{ELS}$  la resistencia a rasante de calculo de un perno en ELS:  $P_{Rd}^{ELS} = k_s \cdot P_{Rd}$

Una vez se obtiene la separación máxima permitida, comprobamos que obtenemos una separación longitudinal entre dos filas sucesivas que cumple:

$$s_{l,min} \leq s_l \leq s_{l,max}$$

Donde:

- $s_{l,min}$  la separación longitudinal mínima permitida (definida previamente)
- $s_{l,max}$  la separación longitudinal máxima permitida (definida previamente)

En ELU, para un segmento de viga de longitud dada, los  $N_i$  conectadores están dispuestos uniformemente dentro del segmento, y deben cumplir:

$$V_{L,Ed}^{ELU}(x) \leq 1,1 \cdot \frac{N_i}{l_i} \cdot P_{Rd}$$

$$\int_0^{l_i} V_{L,Ed}^{ELU}(x) \cdot dx \leq N_i \cdot P_{Rd}$$

Con:

- $V_{L,Ed}^{ELU}(x)$  el rasante de cálculo bajo la combinación fundamental de ELU, en la sección transversal de coordenada  $x$ , dentro del segmento  $i$
- Los términos restantes han sido definido previamente

La primera condición traduce que se permite dentro del segmento  $i$  una plastificación local de los conectadores, pero no mayor de 10 % de la capacidad de los pernos dispuestos dentro del segmento. La segunda condición traduce que dentro de cada segmento  $i$ , el número de pernos tiene que ser suficiente para poder absorber el rasante total de diseño, obtenido integrando a lo largo del segmento los rasantes de cálculo en cada sección.

El tratamiento de la primera condición es idéntico a la comprobación en ELS, y se siguen exactamente los mismos pasos. La segunda condición es más difícil de programar. Se detalla a continuación.

Calculamos primero el rasante de cálculo bajo la combinación fundamental de ELU en cada sección  $V_{L,Ed}^{ELU}(x)$ . Vamos a aplicar el método de integración por trapezoides. En cada segmento, tenemos entonces:

- $V_{L,Ed}^{ELU}(x_i)$  el rasante de cálculo en ELU en la sección transversal de coordenada  $x_i$
- $V_{L,Ed}^{ELU}(x_{i+1})$  el rasante de cálculo en ELU en la sección transversal de coordenada  $x_{i+1}$
- Las coordenadas  $x_{i+1}$  y  $x_i$

Luego, calculamos el rasante total en cada segmento como:

$$\int_0^{l_i} V_{L,Ed}^{ELU}(x) \cdot dx = \sum_i^{n-1} \frac{V_{L,Ed}^{ELU}(x_{i+1}) + V_{L,Ed}^{ELU}(x_i)}{2} \cdot (x_{i+1} - x_i)$$

A partir de este valor, podemos calcular la separación máxima a disponer como:

$$s_{l,2} = \frac{N_{p,filas} \cdot P_{Rd}}{\int_0^{l_i} V_{L,Ed}^{ELU}(x) \cdot dx / l_i}$$

Luego, la separación longitudinal máxima que se puede disponer en ELU se obtiene como:

$$s_{l,ELU} = \min(s_{l,1}; s_{l,2})$$

Siendo:

- $s_{l,1}$  la separación longitudinal máxima obtenida con la primera comprobación ELU (plastificación local de los conectadores)
- $s_{l,2}$  la separación longitudinal máxima obtenida con la segunda comprobación ELU (rasante total dentro del segmento  $i$ )

Finalmente, comparamos las dos separaciones obtenidas con las comprobaciones ELS y ELU y nos quedamos con la más restrictiva. Las separaciones se pueden comparar únicamente si el número de conectadores por filas dentro de un segmento  $i$  es idéntico en ELS y en ELU.

Dado el gran número de elementos, se simplifica el procedimiento, y para cada tipo de elemento mixto, se realiza una envolvente de rasantes en cada sección. Por ejemplo, hay dos vigas longitudinales, pero se considera únicamente la envolvente de cortantes que genera los máximos rasantes en cada punto de cualquier viga, y luego se obtiene una separación que se dispone de forma idéntica en las dos vigas. Se procede de la misma forma para las vigas transversales y las riostras. Eso simplifica en gran medida los cálculos, y también el proceso constructivo.

Mostramos a continuación los resultados obtenidos.

## 11.2 Conectores de las vigas longitudinales

### 11.2.1 Dimensionamiento de los conectores en ELS

Los datos básicos considerados para el cálculo de los conectores en ELS son:

#### Cálculo del momento de primer orden

Area reducida de la losa de hormigón	$A_{cr}$	0,1185 m <sup>2</sup>
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje vertical	$d_{c,v}$	0,315 m
Momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la FN de la sección mixta	$M_c$	0,0373 m <sup>3</sup>
Inercia de la sección mixta	$I_{sr}$	0,0377 m <sup>4</sup>

#### Rasante de calculo en ELS de los pernos

Coefficiente de minoración	$k_s$	0,6
Rasante último de cálculo del perno	$P_{rd}$	109,5 kN
Rasante de cálculo de un perno en ELS	$P_{rd}^{ELS}$	65,7 kN

Figura 175 - Datos básicos para el cálculo de los conectores en ELS (fuente: elaboración propia)

Se definen los siguientes segmentos, con las coordenadas de los nudos iniciales y finales de cada segmento, así que el número de conectores por fila.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila
1	0	13	4
2	13	26	4
3	26	39	4
4	39	52	2
5	52	65	2
6	65	78	2
7	78	91	2
8	91	104	4
9	104	117	4
10	117	130	4

Tabla 126 - Definición de los segmentos y de los conectores por fila para el ELS (fuente: elaboración propia)

A partir de estos datos, calculamos las separaciones necesarias entre filas de conectores, y si no se cumplen las separaciones limites en un segmento, cambiamos el número de conectores por fila en dicho segmento. La configuración anterior cumple con los requisitos y podemos calcular, a partir de la separación longitudinal el rasante resistido por los conectores. Las separaciones necesarias son:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	Separación $s_i$ (m)	Comprobación $s_i$	Comprobación $V_{L,Rd,i}$
1	0	13	4	0,2	CUMPLE	CUMPLE
2	13	26	4	0,17	CUMPLE	CUMPLE
3	26	39	4	0,11	CUMPLE	CUMPLE
4	39	52	2	0,13	CUMPLE	CUMPLE
5	52	65	2	0,18	CUMPLE	CUMPLE
6	65	78	2	0,18	CUMPLE	CUMPLE
7	78	91	2	0,13	CUMPLE	CUMPLE
8	91	104	4	0,11	CUMPLE	CUMPLE
9	104	117	4	0,17	CUMPLE	CUMPLE
10	117	130	4	0,17	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 127 - Separaciones máximas entre dos filas de conectores en ELS, en cada segmento de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

En el siguiente gráfico, comparamos el rasante de cálculo en ELS y el rasante resistido por los pernos. Se puede ver que el rasante de cálculo queda siempre por debajo de la resistencia de los pernos.

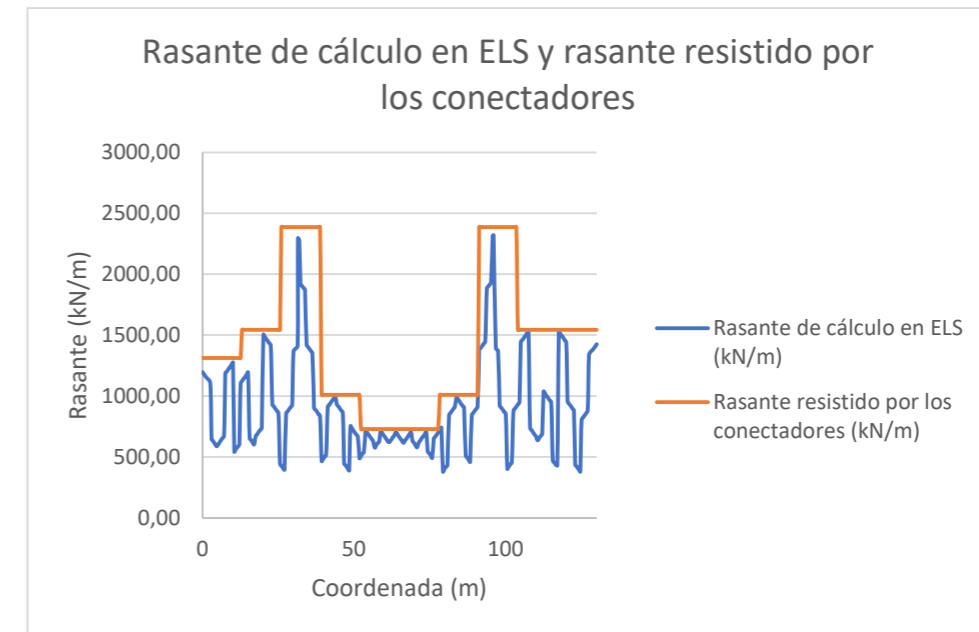


Figura 176 – Comparación entre el rasante de cálculo en ELS y el rasante resistido por los conectores (fuente: elaboración propia)



11.2.2 Dimensionamiento de los conectores en ELU

Los datos básicos para el dimensionamiento de los conectores en ELU son:

<b>Calculo del momento de primer orden</b>			
Area reducida de la losa de hormigón	$A_{cr}$	0,1185 m <sup>2</sup>	
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje vertical	$d_{cy}$	0,315 m	
Momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la FN de la sección mixta	$M_c$	0,0373 m <sup>3</sup>	
Inercia de la sección mixta	$I_{m}$	0,0377 m <sup>4</sup>	
<b>Rasante de calculo en ELU de los pernos</b>			
Coefficiente de seguridad de los pernos	$\gamma_v$	1,25	
Rasante último característico del perno	$P_{rd}$	109,5 kN	
Rasante de cálculo de un perno en ELU	$P_{rd}^{ELU}$	109,5 kN	

Figura 177 - Datos básicos para el cálculo de los conectores en ELU (fuente: elaboración propia)

Se definen los siguientes segmentos:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila
1	0	13	4
2	13	26	4
3	26	39	4
4	39	52	2
5	52	65	2
6	65	78	2
7	78	91	2
8	91	104	4
9	104	117	4
10	117	130	4

Tabla 128 - Definición de los segmentos y de los conectores por fila para el ELU (fuente: elaboración propia)

A partir de estos datos, calculamos las separaciones necesarias entre filas de conectores para cada criterio expuesto en la descripción general. Resulta que el criterio uno es el más restrictivo. La configuración anterior cumple con los requisitos y podemos calcular, a partir de la separación longitudinal el rasante resistido por los conectores. Las separaciones necesarias son:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	Separación $s_i$ (m)	Comprobación $s_i$	Comprobación $V_{L,Rd,i}$
1	0	13	4	0,27	CUMPLE	CUMPLE
2	13	26	4	0,23	CUMPLE	CUMPLE
3	26	39	4	0,15	CUMPLE	CUMPLE
4	39	52	2	0,17	CUMPLE	CUMPLE
5	52	65	2	0,24	CUMPLE	CUMPLE
6	65	78	2	0,25	CUMPLE	CUMPLE
7	78	91	2	0,17	CUMPLE	CUMPLE
8	91	104	4	0,15	CUMPLE	CUMPLE
9	104	117	4	0,23	CUMPLE	CUMPLE
10	117	130	4	0,23	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 129 - Separaciones máximas entre dos filas de conectores en ELU, en cada segmento de la viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

En el siguiente gráfico, comparamos el rasante de cálculo en ELU y el rasante resistido por los pernos. Se puede ver que el rasante de cálculo queda siempre por debajo de la resistencia de los pernos salvo en unos puntos, lo cual traduce la plastificación local de los pernos. Eso se debe a la primera comprobación que hay que llevar a cabo en ELU en la que se permite una plastificación local de los pernos, pero no mayor del 10 % de la resistencia de los pernos.

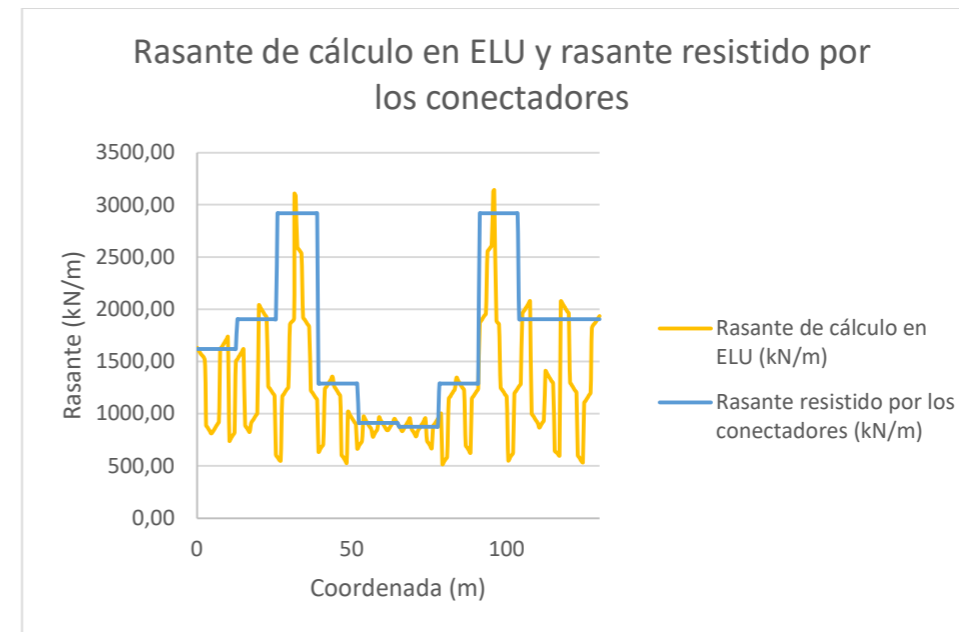


Figura 178 - Comparación entre el rasante de cálculo en ELU y el rasante resistido por los conectores (fuente: elaboración propia)

11.2.3 Dimensionamiento final de los conectadores

Finalmente, a partir de las comprobaciones en ELS y ELU, obtenemos una distribución de conectadores, haciendo la envolvente de separaciones longitudinales mínimas. Por razones constructivas, se opta por una disposición final de conectadores simétrica. Eso se muestra a continuación.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	ELS	ELU	Envolvente	Final
				$s_{i,ELS}$ (m)	$s_{i,ELU}$ (m)	$s_{i,env}$ (m)	$s_{i,final}$ (m)
1	0	13	4	0,2	0,27	0,2	0,17
2	13	26	4	0,17	0,23	0,17	0,17
3	26	39	4	0,11	0,15	0,11	0,11
4	39	52	2	0,13	0,17	0,13	0,13
5	52	65	2	0,18	0,24	0,18	0,18
6	65	78	2	0,18	0,25	0,18	0,18
7	78	91	2	0,13	0,17	0,13	0,13
8	91	104	4	0,11	0,15	0,11	0,11
9	104	117	4	0,17	0,23	0,17	0,17
10	117	130	4	0,17	0,23	0,17	0,17

Tabla 130 - Disposición final de los conectadores de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

Observamos que las separaciones obtenidas con el ELS son más restrictivas. De forma gráfica, tenemos las siguientes separaciones de pernos (teniendo en cuenta el número de conectadores por fila en cada segmento):



Figura 179 - Separaciones longitudinales ente conectadores y comprobación de las separaciones limites en las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

11.3 Conectores de las vigas transversales

11.3.1 Dimensionamiento de los conectadores en ELS

Las vigas transversales son vigas de sección variable. Por lo tanto, deberíamos adaptar la formulación para la determinación del rasante longitudinal, para obtener una mejor estimación. Sin embargo, se simplifica el cálculo, y consideramos datos medios para  $A_{cR}$ ,  $d_{c,y}$ , y  $I_3$ . Estos parámetros medios se usan para vigas de tipo a, tipo b y tipo c.

Los datos básicos considerados para el cálculo de los conectadores en ELS son:

Cálculo del momento de primer orden

Area reducida de la losa de hormigón	$A_{cR}$	0,0760 m <sup>2</sup>
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje vertical	$d_{c,y}$	0,149 m
Momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la FN de la sección mixta	$M_c$	0,0114 m <sup>3</sup>
Inercia de la sección mixta	$I_{cR}$	0,0089 m <sup>4</sup>

Rasante de calculo en ELS de los pernos

Coefficiente de minoración	$k_s$	0,6
Rasante último de cálculo del perno	$P_{RD}$	109,5 kN
Rasante de cálculo de un perno en ELS	$P_{RD}^{ELS}$	65,7 kN

Figura 180 - Datos básicos para el cálculo de los conectadores en ELS (fuente: elaboración propia)

Se definen los siguientes segmentos, con las coordenadas de los nudos iniciales y finales de cada segmento, así que el número de conectadores por fila.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila
1	0,00	2,24	1
2	2,24	4,47	1
3	4,47	6,71	2
4	6,71	8,94	2
5	8,94	11,18	2
6	11,18	13,42	2
7	13,42	15,65	2
8	15,65	17,89	2
9	17,89	20,12	1
10	20,12	22,36	1

Tabla 131 - Definición de los segmentos y de los conectadores por fila para el ELS (fuente: elaboración propia)

A partir de estos datos, calculamos las separaciones necesarias entre filas de conectadores. La configuración anterior cumple con los requisitos de separación mínima entre conectadores y podemos calcular, a partir de la separación longitudinal el rasante resistido por los conectadores. Las separaciones necesarias son:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	Separación $s_i$ (m)	Comprobación $s_i$	Comprobación $V_{L,Rd,i}$	Longitud efectiva
1	0,00	2,24	1	0,26	CUMPLE	CUMPLE	2,211
2	2,24	4,47	1	0,18	CUMPLE	CUMPLE	2,236
3	4,47	6,71	2	0,14	CUMPLE	CUMPLE	2,236
4	6,71	8,94	2	0,14	CUMPLE	CUMPLE	2,236
5	8,94	11,18	2	0,21	CUMPLE	CUMPLE	2,236
6	11,18	13,42	2	0,21	CUMPLE	CUMPLE	2,236
7	13,42	15,65	2	0,14	CUMPLE	CUMPLE	2,236
8	15,65	17,89	2	0,14	CUMPLE	CUMPLE	2,236
9	17,89	20,12	1	0,34	NO CUMPLE	CUMPLE	2,236
10	20,12	22,36	1	0,61	NO CUMPLE	CUMPLE	2,211

Tabla 132 - Separaciones máximas entre dos filas de conectadores en ELS, en cada segmento de la viga transversal (fuente: elaboración propia)

Observamos que aparecen separaciones que no cumplen, pero no cumplen por tener separaciones demasiado grandes, lo cual significa que, en teoría, serían suficientes para resistir el rasante longitudinal. En la distribución final de pernos, se corregirá esto si hace falta, y se adoptará una distribución simétrica (véase distribución final). En la última columna, aparece la longitud efectiva, y difiere únicamente para los segmentos extremos, puesto que los pernos se deben distribuir respetando una cierta distancia con los bordes libres (se ha definido anteriormente).

En el siguiente gráfico, comparamos el rasante de cálculo en ELS y el rasante resistido por los pernos. Se puede ver que el rasante de cálculo queda siempre por debajo de la resistencia de los pernos.

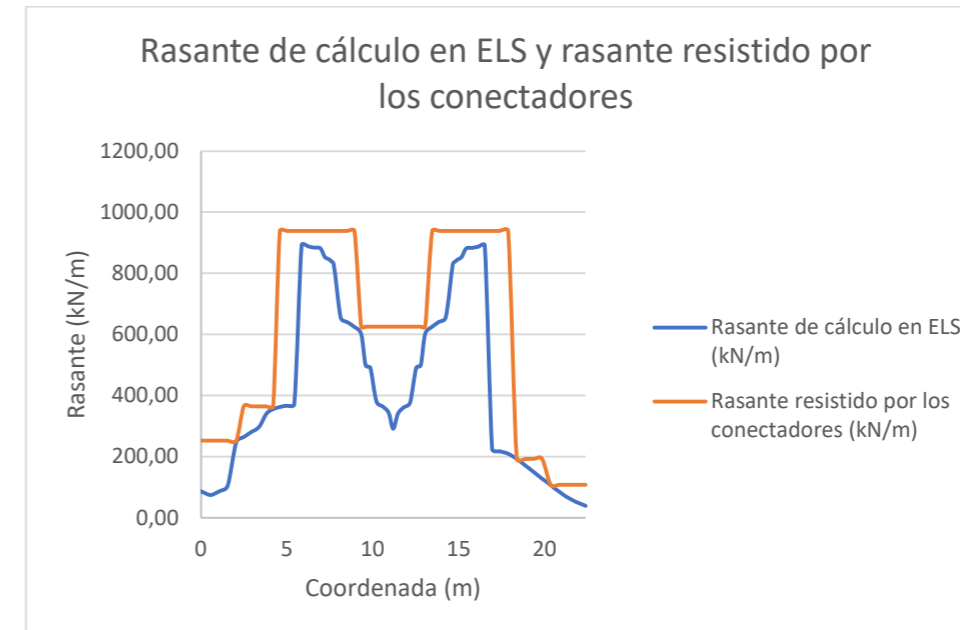


Figura 181 - Comparación entre el rasante de cálculo en ELS y el rasante resistido por los conectadores (fuente: elaboración propia)

### 11.3.2 Dimensionamiento de los conectadores en ELU

Los datos básicos para el dimensionamiento de los conectadores en ELU son:

Cálculo del momento de primer orden			
Area reducida de la losa de hormigón		$A_{cR}$	0,0760 m <sup>2</sup>
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje vertical		$d_{c,y}$	0,149 m
Momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la FN de la sección mixta		$M_c$	0,0114 m <sup>3</sup>
Inercia de la sección mixta		$I_{sR}$	0,0089 m <sup>4</sup>
Rasante de cálculo en ELU de los pernos			
Coefficiente de seguridad de los pernos		$\gamma_v$	1,25
Rasante último característico del perno		$P_{Rd}$	109,5 kN
Rasante de cálculo de un perno en ELU		$P_{Rd}^{ELU}$	109,5 kN

Figura 182 - Datos básicos para el cálculo de los conectadores en ELU (fuente: elaboración propia)



Se definen los siguientes segmentos:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila
1	0,000	2,236	1
2	2,236	4,472	1
3	4,472	6,708	2
4	6,708	8,944	2
5	8,944	11,180	2
6	11,180	13,416	2
7	13,416	15,652	2
8	15,652	17,888	2
9	17,888	20,124	1
10	20,124	22,360	1

Tabla 133 - Definición de los segmentos y de los conectadores por fila para el ELU (fuente: elaboración propia)

A partir de estos datos, calculamos las separaciones necesarias y deducimos el rasante resistido por los conectadores.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	Separación $s_i$ (m)	Comprobación $s_i$	Comprobación $V_{L,Rd,i}$	Longitud efectiva
1	0,000	2,236	1	0,36	NO CUMPLE	CUMPLE	2,211
2	2,236	4,472	1	0,25	CUMPLE	CUMPLE	2,236
3	4,472	6,708	2	0,19	CUMPLE	CUMPLE	2,236
4	6,708	8,944	2	0,2	CUMPLE	CUMPLE	2,236
5	8,944	11,180	2	0,29	NO CUMPLE	CUMPLE	2,236
6	11,180	13,416	2	0,29	NO CUMPLE	CUMPLE	2,236
7	13,416	15,652	2	0,2	CUMPLE	CUMPLE	2,236
8	15,652	17,888	2	0,19	CUMPLE	CUMPLE	2,236
9	17,888	20,124	1	0,46	NO CUMPLE	CUMPLE	2,236
10	20,124	22,360	1	0,83	NO CUMPLE	CUMPLE	2,211

Tabla 134 - Separaciones máximas entre dos filas de conectadores en ELU, en cada segmento de la viga transversal (fuente: elaboración propia)

En el siguiente gráfico, comparamos el rasante de cálculo en ELU y el rasante resistido por los pernos, y vemos los puntos de plastificaciones locales de los pernos permitidos por el Eurocódigo en ELU.

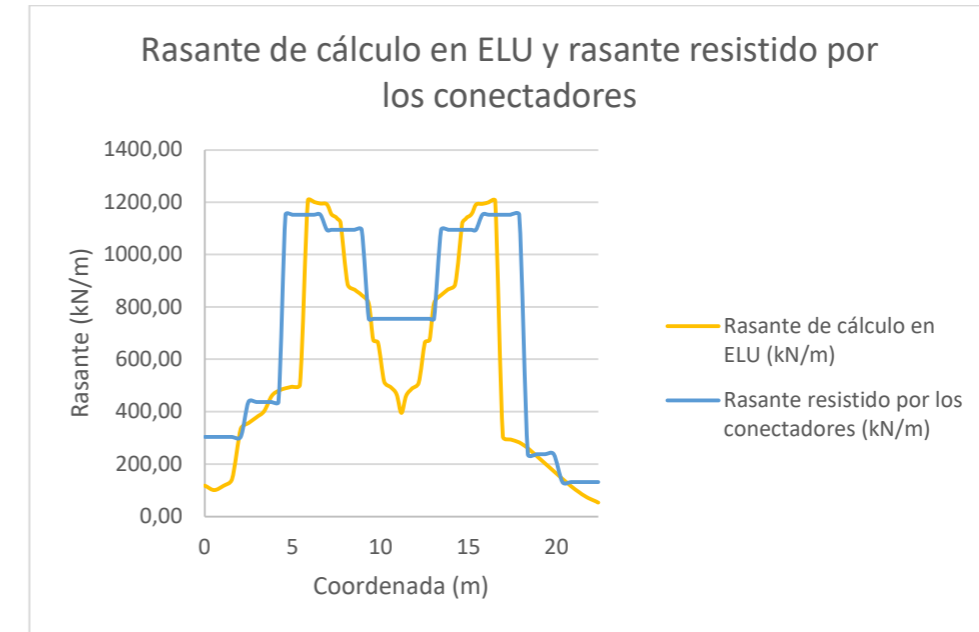


Figura 183 - Comparación entre el rasante de cálculo en ELU y el rasante resistido por los conectadores (fuente: elaboración propia)

### 11.3.3 Dimensionamiento final de los conectadores

Finalmente, a partir de las comprobaciones en ELS y ELU, obtenemos una distribución de conectadores, haciendo la envolvente de separaciones longitudinales mínimas y adoptando una distribución de pernos simétrica.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	ELS	ELU	Envolvente	Final		
				$s_{i,ELS}$ (m)	$s_{i,ELU}$ (m)	$s_{i,env}$ (m)	$s_{i,min}$ (m)	$s_{i,max}$ (m)	$s_{i,final}$ (m)
1	0	2,236	1	0,26	0,36	0,26	0,11	0,27	0,26
2	2,236	4,472	1	0,18	0,25	0,18	0,11	0,27	0,18
3	4,472	6,708	2	0,14	0,19	0,14	0,11	0,27	0,14
4	6,708	8,944	2	0,14	0,2	0,14	0,11	0,27	0,14
5	8,944	11,18	2	0,21	0,29	0,21	0,11	0,27	0,21
6	11,18	13,416	2	0,21	0,29	0,21	0,11	0,27	0,21
7	13,416	15,652	2	0,14	0,2	0,14	0,11	0,27	0,14
8	15,652	17,888	2	0,14	0,19	0,14	0,11	0,27	0,14
9	17,888	20,124	1	0,34	0,46	0,34	0,11	0,27	0,18
10	20,124	22,36	1	0,61	0,83	0,61	0,11	0,27	0,26

Tabla 135 - Disposición final de los conectadores de las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Observamos que las separaciones obtenidas con el ELS son más restrictivas. De forma gráfica, tenemos las siguientes separaciones de pernos (teniendo en cuenta el número de conectadores por fila en cada segmento):



Figura 184 - Separaciones longitudinales ente conectadores y comprobación de las separaciones limites en las vigas transversales (fuente: elaboración propia)

Se definen los siguientes segmentos.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila
1	0,000	2,236	1
2	2,236	4,472	1
3	4,472	6,708	1
4	6,708	8,944	1
5	8,944	11,180	1
6	11,180	13,416	1
7	13,416	15,652	1
8	15,652	17,888	1
9	17,888	20,124	1
10	20,124	22,360	1

Tabla 136 - Definición de los segmentos y de los conectadores por fila para el ELS (fuente: elaboración propia)

A partir de estos datos, calculamos las separaciones necesarias entre filas de conectadores. La configuración anterior cumple con los requisitos de separación mínima entre conectadores y podemos calcular, a partir de la separación longitudinal el rasante resistido por los conectadores. Las separaciones necesarias son:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	Separación $s_i$ (m)	Comprobación $s_i$	Comprobación $V_{L,rd,i}$	Longitud efectiva
1	0,000	2,236	1	0,33	CUMPLE	CUMPLE	2,211
2	2,236	4,472	1	0,26	CUMPLE	CUMPLE	2,236
3	4,472	6,708	1	0,13	CUMPLE	CUMPLE	2,236
4	6,708	8,944	1	0,13	CUMPLE	CUMPLE	2,236
5	8,944	11,180	1	0,18	CUMPLE	CUMPLE	2,236
6	11,180	13,416	1	0,18	CUMPLE	CUMPLE	2,236
7	13,416	15,652	1	0,13	CUMPLE	CUMPLE	2,236
8	15,652	17,888	1	0,13	CUMPLE	CUMPLE	2,236
9	17,888	20,124	1	0,5	NO CUMPLE	CUMPLE	2,236
10	20,124	22,360	1	0,78	NO CUMPLE	CUMPLE	2,211

Tabla 137 - Separaciones máximas entre dos filas de conectadores en ELS, en cada segmento de la riostra (fuente: elaboración propia)

En el siguiente gráfico, comparamos el rasante de cálculo en ELS y el rasante resistido por los pernos. Se puede ver que el rasante de cálculo queda siempre por debajo de la resistencia de los pernos.

En la figura anterior, observamos que las separaciones necesarias en ELS como en ELU son asimétricas. Eso se debe simplemente a que la ley de cortante no es perfectamente simétrica. Por lo tanto, la división en segmentos puede jugar un papel importante en la distribución de pernos. Sin embargo, no es un problema puesto que al final se opta por una distribución completamente simétrica.

## 11.4 Conectores de las riostras

### 11.4.1 Dimensionamiento de los conectadores en ELS

Los datos básicos considerados para el cálculo de los conectadores en ELS son:

#### Cálculo del momento de primer orden

Area reducida de la losa de hormigón	$A_{cr}$	0,0628 m <sup>2</sup>
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje vertical	$d_{c,y}$	0,369 m
Momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la FN de la sección mixta	$M_c$	0,0232 m <sup>3</sup>
Inercia de la sección mixta	$I_{xe}$	0,0274 m <sup>4</sup>

#### Rasante de calculo en ELS de los pernos

Coefficiente de minoración	$k_s$	0,6
Rasante último de cálculo del perno	$P_{Rd}$	109,5 kN
Rasante de cálculo de un perno en ELS	$P_{Rd}^{ELS}$	65,7 kN

Figura 185 - Datos básicos para el cálculo de los conectadores en ELS (fuente: elaboración propia)

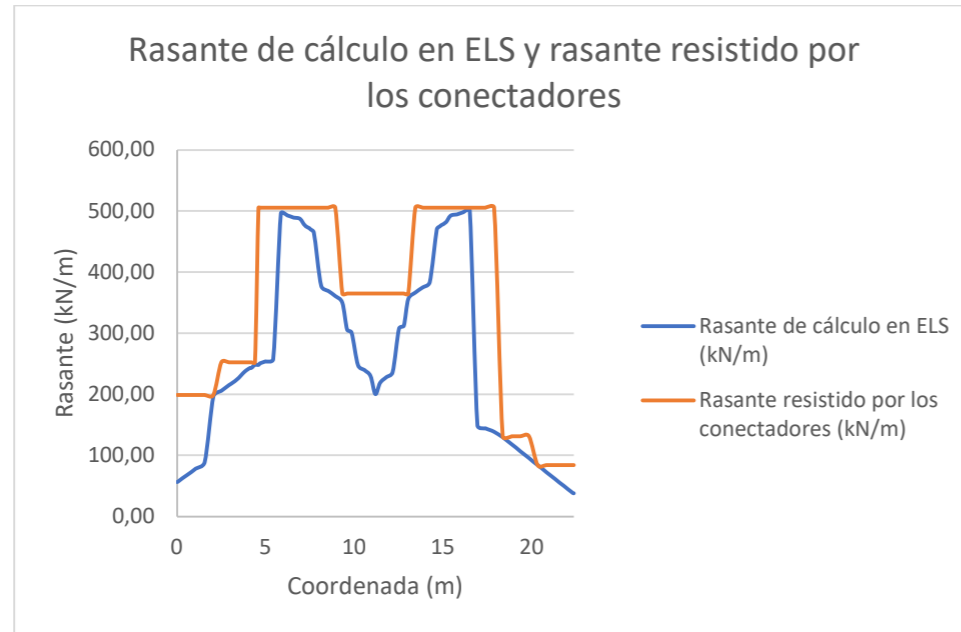


Figura 186 - Comparación entre el rasante de cálculo en ELS y el rasante resistido por los conectadores (fuente: elaboración propia)

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila
1	0,000	2,236	1
2	2,236	4,472	1
3	4,472	6,708	1
4	6,708	8,944	1
5	8,944	11,180	1
6	11,180	13,416	1
7	13,416	15,652	1
8	15,652	17,888	1
9	17,888	20,124	1
10	20,124	22,360	1

Tabla 138 - Definición de los segmentos y de los conectadores por fila para el ELU (fuente: elaboración propia)

A partir de estos datos, calculamos las separaciones necesarias y deducimos el rasante resistido por los conectadores.

#### 11.4.2 Dimensionamiento de los conectadores en ELU

Los datos básicos para el dimensionamiento de los conectadores en ELU son:

##### Calculo del momento de primer orden

Area reducida de la losa de hormigón	$A_{cR}$	0,0628 m <sup>2</sup>
Distancia entre la FN de la sección mixta y la FN de la losa en el eje vertical	$d_{c,y}$	0,369 m
Momento de primer orden de la losa de hormigón respecto a la FN de la sección mixta	$M_c$	0,0232 m <sup>3</sup>
Inercia de la sección mixta	$I_{sR}$	0,0274 m <sup>4</sup>

##### Rasante de calculo en ELU de los pernos

Coefficiente de seguridad de los pernos	$\gamma_v$	1,25
Rasante último característico del perno	$P_{sd}$	109,5 kN
Rasante de cálculo de un perno en ELU	$P_{sd}^{ELU}$	109,5 kN

Figura 187 - Datos básicos para el cálculo de los conectadores en ELU (fuente: elaboración propia)

Se definen los siguientes segmentos:

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	Separación $s_i$ (m)	Comprobación $s_i$	Comprobación $V_{L,Rd,i}$	Longitud efectiva
1	0,000	2,236	1	0,45	NO CUMPLE	CUMPLE	2,211
2	2,236	4,472	1	0,35	CUMPLE	CUMPLE	2,236
3	4,472	6,708	1	0,17	CUMPLE	CUMPLE	2,236
4	6,708	8,944	1	0,18	CUMPLE	CUMPLE	2,236
5	8,944	11,180	1	0,25	CUMPLE	CUMPLE	2,236
6	11,180	13,416	1	0,24	CUMPLE	CUMPLE	2,236
7	13,416	15,652	1	0,17	CUMPLE	CUMPLE	2,236
8	15,652	17,888	1	0,17	CUMPLE	CUMPLE	2,236
9	17,888	20,124	1	0,68	NO CUMPLE	CUMPLE	2,236
10	20,124	22,360	1	1,04	NO CUMPLE	CUMPLE	2,211

Tabla 139 - Separaciones máximas entre dos filas de conectadores en ELU, en cada segmento de la riostra (fuente: elaboración propia)

En el siguiente gráfico, comparamos el rasante de cálculo en ELU y el rasante resistido por los pernos, y vemos los puntos de plastificaciones locales de los pernos permitidos por el Eurocódigo en ELU.



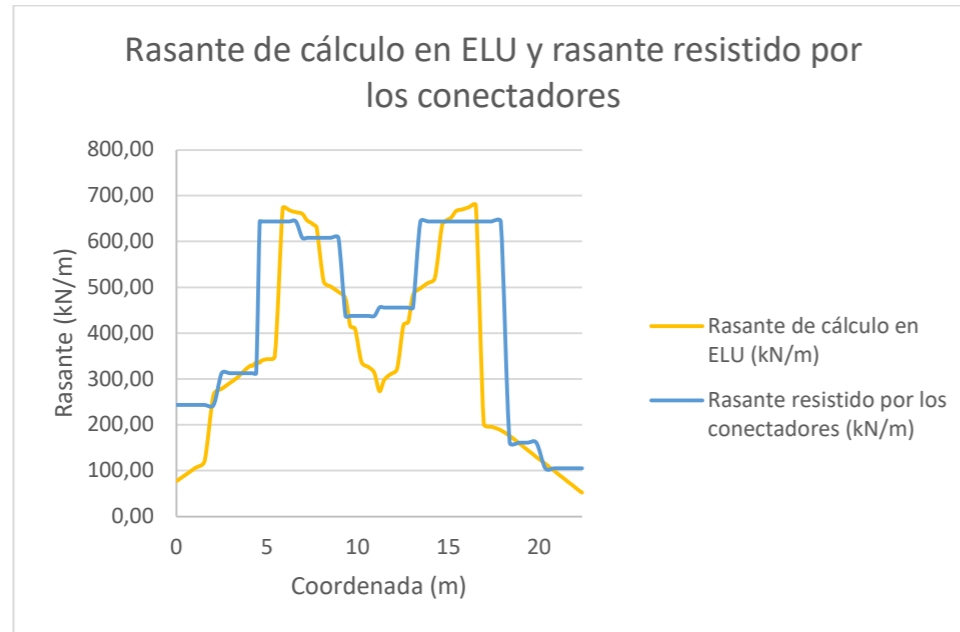


Figura 188 - Comparación entre el rasante de cálculo en ELU y el rasante resistido por los conectadores (fuente: elaboración propia)



Figura 189 - Separaciones longitudinales entre conectadores y comprobación de las separaciones límites en las riostras (fuente: elaboración propia)

### 11.4.3 Dimensionamiento final de los conectadores

Finalmente, a partir de las comprobaciones en ELS y ELU, obtenemos una distribución de conectadores, haciendo la envolvente de separaciones longitudinales mínimas y adoptando una distribución de pernos simétrica.

Segmento i	Coordenada Nudo i (m)	Coordenada Nudo j (m)	Conector/fila	ELS	ELU	Envolvente	Final		
				$s_{i,ELS}$ (m)	$s_{i,ELU}$ (m)		$s_{i,env}$ (m)	$s_{i,min}$ (m)	$s_{i,max}$ (m)
1	0	2,236	1	0,33	0,45	0,33	0,11	0,45	0,33
2	2,236	4,472	1	0,26	0,35	0,26	0,11	0,45	0,26
3	4,472	6,708	1	0,13	0,17	0,13	0,11	0,45	0,13
4	6,708	8,944	1	0,13	0,18	0,13	0,11	0,45	0,13
5	8,944	11,18	1	0,18	0,25	0,18	0,11	0,45	0,18
6	11,18	13,416	1	0,18	0,24	0,18	0,11	0,45	0,18
7	13,416	15,652	1	0,13	0,17	0,13	0,11	0,45	0,13
8	15,652	17,888	1	0,13	0,17	0,13	0,11	0,45	0,13
9	17,888	20,124	1	0,5	0,68	0,5	0,11	0,45	0,26
10	20,124	22,36	1	0,78	1,04	0,78	0,11	0,45	0,33

Tabla 140 - Disposición final de los conectadores de las riostras (fuente: elaboración propia)

Observamos que las separaciones obtenidas con el ELS son más restrictivas. De forma gráfica, tenemos las siguientes separaciones de pernos (teniendo en cuenta el número de conectadores por fila en cada segmento):

## 12 Equipamientos

En este apartado, se presentan los equipamientos que se utilizan en el puente.

### 12.1 Drenaje

El drenaje del puente es un elemento fundamental para la durabilidad del puente, puesto que un drenaje eficiente limita las acumulaciones de agua en el tablero y eventuales infiltraciones. Por eso, se disponen pendientes longitudinales y transversales.

En el sentido longitudinal, desde el lado isla (por ejemplo), el tablero tiene una pendiente creciente de 2% hasta la mitad del tablero, y luego una pendiente decreciente de 2% hasta el estribo del lado tierra. Las pendientes longitudinales se consiguen dando una forma parabólica a las vigas longitudinales.

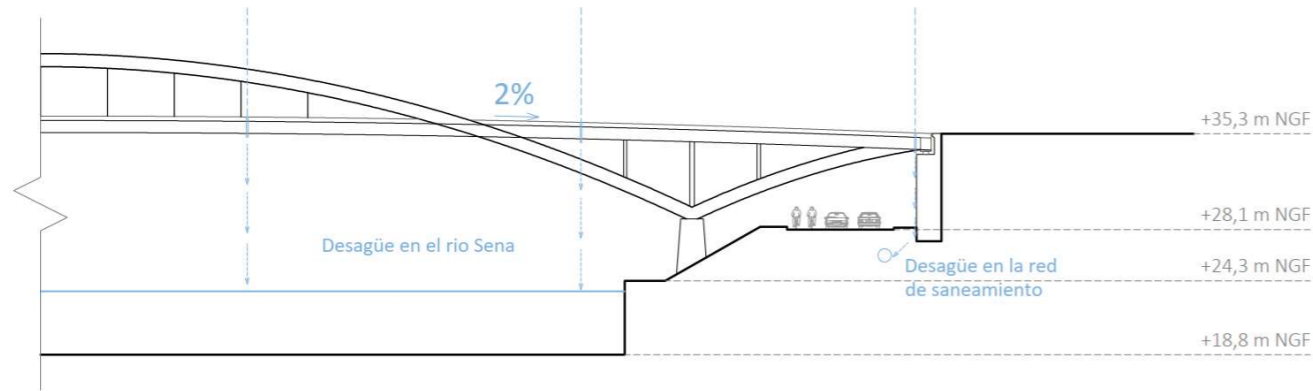


Figura 190 - Pendientes longitudinales del tablero (fuente: elaboración propia)

Al nivel transversal, las pendientes se consiguen mediante el bombeo de las vigas transversales. Las pendientes en el eje perpendicular a la directriz del tablero son también de aproximadamente 2%. Es una pendiente creciente de 2% desde el borde de la losa a la mitad de la plataforma, y luego otra pendiente de 2% decreciente en la otra mitad. Esto se consigue dando una pendiente a los cuchillos laterales, y aumentando el canto de las vigas de piso en la plataforma.

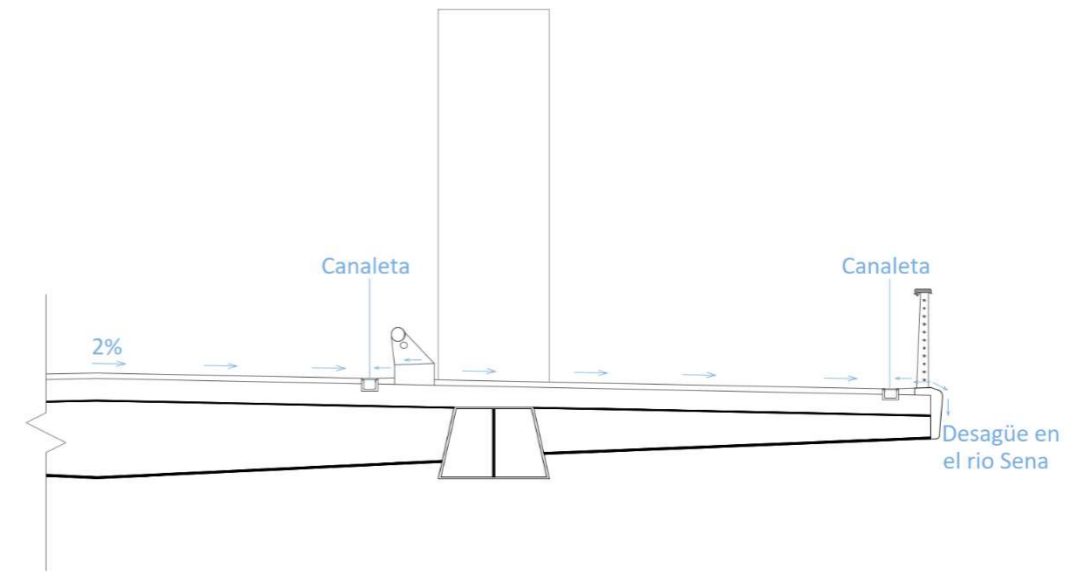


Figura 191 - Pendientes transversales del tablero (fuente: elaboración propia)

El funcionamiento del drenaje es el siguiente: las aguas pluviales caen en el tablero, y siguen las pendientes del tablero, hasta llegar a las canaletas. En la parte del tablero que queda por encima del río, se permite unos desagües puntuales, pero encima de las riberas, no se permite el desagüe. Se disponen en total 4 canaletas: dos en la plataforma, y una en cada acera. Las canaletas usadas son ULMA S200 en la plataforma, y ULMA SELF200 en las aceras. La diferencia principal entre las dos es que la S200 puede soportar una carga mucho más elevada, lo cual se justifica por el paso de los buses en la plataforma. Se muestran a continuación.

**Clase de carga hasta C250**  
Norma EN-1433

# SELF200

CE

Canal de Hormigón Polímero tipo ULMA, modelo SELF200, ancho exterior 204 mm, ancho interior 150 mm y altura exterior 140 mm, para recogida de aguas pluviales, en módulos de 1 ML de longitud, cancela de seguridad CS150 y tornillería correspondiente.

Código canal	L mm	Altura total mm	Ancho canal mm		Ø Diám. Salida* mm		Sección hidráulica cm²	Unidades x palet	Peso Kg	Qref l/s
			Exterior	Interior	Vertical	Horizontal				
SELF200	1000	140	204	150	160	-	180	54	16,2	7,6

\* Salidas verticales bajo pedido

Figura 192 - Canaletas ULMA SELF200 en las aceras (fuente: (ULMA Arquitectural, s.d.))

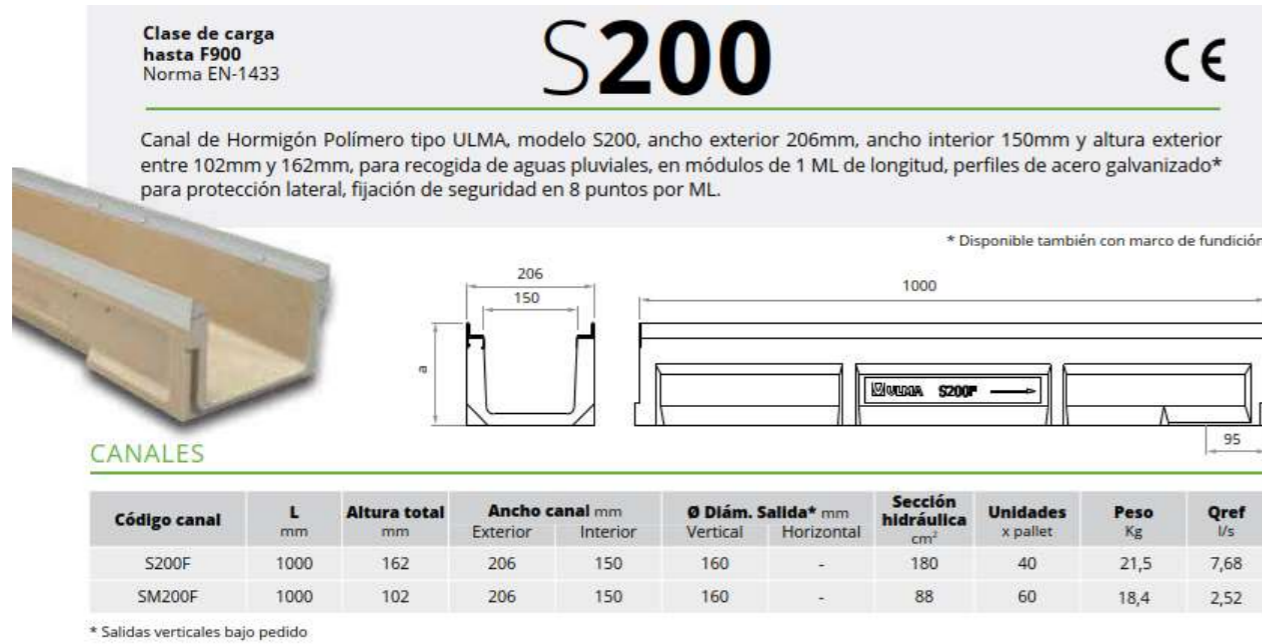


Figura 193 - Canaletas ULMA S200 en la plataforma (fuente: (ULMA Architectural, s.d.))

Comprobamos a continuación la capacidad de las canaletas a recoger las aguas pluviales. Por eso, usamos la guía técnica de saneamiento de los puentes del SETRA.

Primero, la intensidad media de precipitación correspondiente a un periodo de retorno de 10 años  $I_{10}$  se determina a partir de la siguiente división de Francia en zonas pluviales:

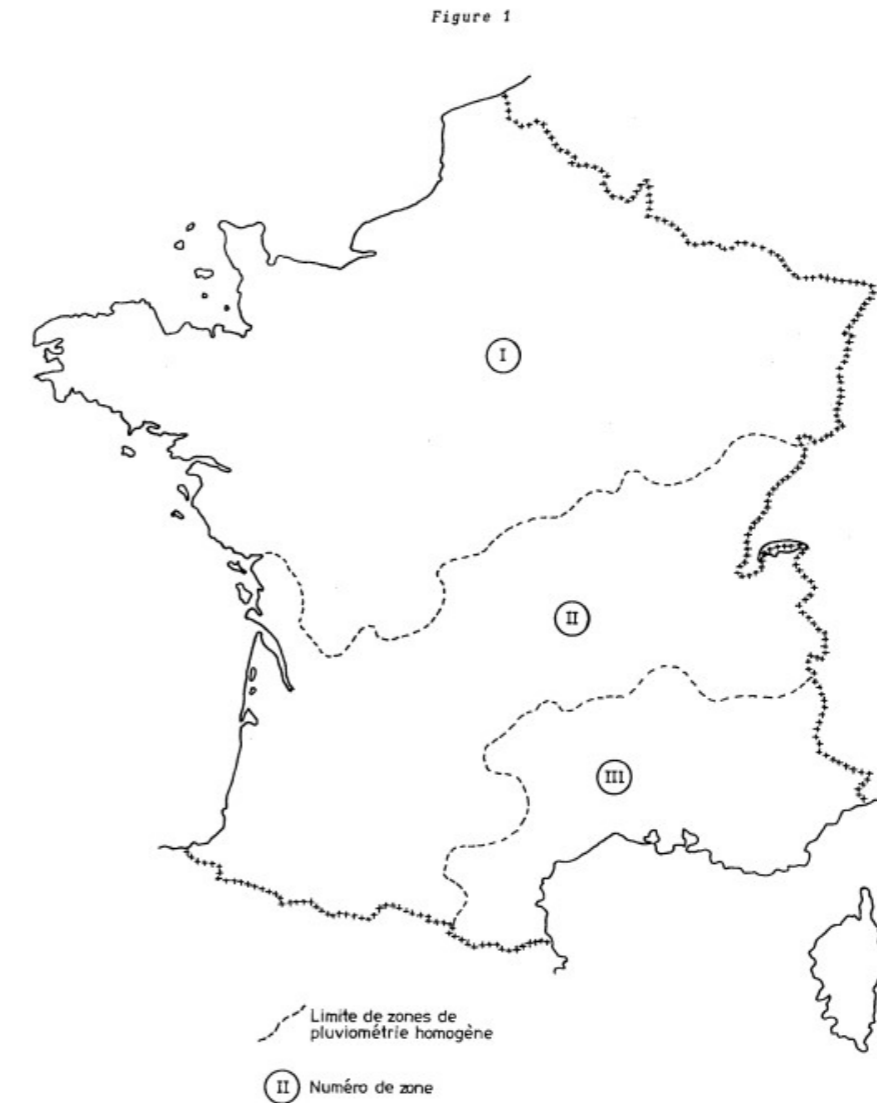


Figura 194 - Zonas pluviales para el dimensionamiento de sistemas de drenaje en puentes (fuente: (SETRA, 1989))

La zona de estudio se encuentra en la zona pluvial I. Por lo tanto, adoptamos para  $I_{10}$ :

$$I_{10} = 100 \text{ mm/h}$$

Necesitamos considerar para la comprobación de la canaleta la intensidad media de precipitación correspondiente a un periodo de retorno de 25 años  $I_{25}$ . Se obtiene como:

$$I_{25} = 1,14 \cdot I_{10} = 114 \text{ mm/h}$$

Necesitamos conocer también el coeficiente de escorrentía C del tablero. Dado que el tablero es impermeable, supondremos:

$$C = 1$$



Podemos entonces calcular el caudal de proyecto, que se define como:

$$Q_T = \frac{C \cdot I_T \cdot A}{3,6}$$

Siendo:

- $Q_T$  el caudal de proyecto asociado al periodo de retorno T (m<sup>3</sup>/s)
- $I_T$  la intensidad media de precipitación correspondiente a un periodo de retorno T (mm/h)
- $A$  la superficie drenada (km<sup>2</sup>). Para la plataforma, vamos a considerar la superficie drenada como la mitad de la longitud multiplicada por la mitad de la plataforma hasta el pretil (incluido). Para las aceras, la superficie drenada es la mitad de la longitud multiplicada por el ancho de aceras hasta el pretil (excluido).
- $C$  el coeficiente de escorrentía

Las superficies drenadas son las siguientes:

Caudal de proyecto plataforma

Longitud considerada	L	65 m
Ancho considerado	B	4,25 m
Area de la superficie drenada	A	276,25 m <sup>2</sup>
Caudal de proyecto	Q <sub>25</sub>	0,00875 m <sup>3</sup> /s

Caudal de proyecto aceras

Longitud considerada	L	65 m
Ancho considerado	B	6,75 m
Area de la superficie drenada A	A	438,75 m <sup>2</sup>
Caudal de proyecto	Q <sub>25</sub>	0,01389 m <sup>3</sup> /s

Figura 195 - Caudal de proyecto para las canaletas de la plataforma y de las aceras (fuente: elaboración propia)

Luego, utilizamos la fórmula de Manning para determinar la altura mojada de canaleta necesaria para llegar al caudal de proyecto. Si dicha altura es menor que la altura de la canaleta, consideramos que la canaleta puede recoger las lluvias de proyecto. La fórmula de Manning es:

$$Q = K \cdot R_h^{2/3} \cdot p^{1/2} \cdot S$$

Donde:

- $Q$  el caudal dentro de la canaleta (m<sup>3</sup>/s)
- $K$  el coeficiente de rugosidad. Dado que son canaletas de hormigón, se toma:  $K = 70$
- $R_h$  el radio hidráulico (m).
- $p$  la pendiente de la canaleta. Se toma idéntica a la pendiente longitudinal: 0,02 m/m
- $S$  la sección mojada (m<sup>2</sup>)

El radio hidráulico se define como:

$$R_h = \frac{S}{P}$$

Con:

- $S$  la sección mojada (m<sup>2</sup>)
- $P$  el perímetro mojado (m)

Llamamos  $h_{hip}$  la altura mojada supuesta y  $b$  el ancho de la canaleta. Con esta altura, determinamos:

$$S = h_{hip} \cdot b$$

$$P = b + 2 \cdot h_{hip}$$

Luego, podemos calcular el radio hidráulico y finalmente, el caudal dentro de la canaleta. Como el objetivo es determinar la altura mojada que permite obtener el caudal de proyecto, es un cálculo iterativo. Usamos la herramienta del Solver de Excel, limitando valores de  $h_{hip}$  positivas y menores que la altura de la canaleta  $h$ . Cuando la diferencia (con caudales en l/s) entre el caudal obtenido con la altura mojada supuesta y el caudal de proyecto es menor que 1%, consideramos que la altura mojada es correcta. Finalmente, si la altura mojada obtenida es menor que la altura de la canaleta, se consideran comprobadas las dimensiones de la canaleta. Mostramos los resultados a continuación.

Sección hidráulica del modelo elegido	S <sub>hid</sub>	180 cm <sup>2</sup>
Ancho canaleta	b	0,15 m
Altura de la canaleta	h	0,12 m
Altura mojada supuesta	h <sub>hip</sub>	0,081 m
Pendiente de la canaleta	p	0,02 m/m
Sección mojada	S	0,012 m <sup>2</sup>
Perímetro mojado	P	0,313 m
Radio hidráulico	R <sub>h</sub>	0,039 m
Coefficiente de rugosidad (canaleta de hormigón)	K	70
Caudal obtenido con la altura supuesta	Q <sub>hip</sub>	0,0139 m <sup>3</sup> /s
Criterio de convergencia (diferencia absoluta menor que epsilon)	ε	1 %
Comprobación convergencia		CUMPLE
Comprobación altura canaleta		CUMPLE

Figura 196 - Comprobación de la canaleta en aceras (fuente: elaboración propia)

Sección hidráulica del modelo elegido	$S_{hid}$	180 cm <sup>2</sup>
Ancho canaleta	b	0,15 m
Altura de la canaleta	h	0,12 m
Altura mojada supuesta	$h_{hip}$	0,058 m
Pendiente de la canaleta	p	0,02 m/m
Sección mojada	S	0,009 m <sup>2</sup>
Perímetro mojado	P	0,265 m
Radio hidráulico	$R_h$	0,033 m
Coefficiente de rugosidad (canaleta de hormigón)	K	70
Caudal obtenido con la altura supuesta	$Q_{hip}$	0,00875 m <sup>3</sup> /s
Criterio de convergencia (diferencia absoluta menor que epsilon)	$\varepsilon$	1 %
Comprobación convergencia		CUMPLE
Comprobación altura canaleta		CUMPLE

Figura 197 - Comprobación de la canaleta en la plataforma (fuente: elaboración propia)

Observamos que, para las aceras, la altura mojada necesaria para obtener el caudal de proyecto es de 0,081 m, lo cual es inferior a la altura de la canaleta en aceras. En la plataforma, la altura mojada necesaria para obtener el caudal de proyecto es de 0,058 m, lo cual es inferior a la altura de la canaleta de la plataforma.

## 12.2 Aparatos de apoyo y dispositivo anti-levantamiento en los estribos

Se detallan a continuación las comprobaciones realizadas para los aparatos de apoyo y el dispositivo anti-levantamiento en los estribos.

### 12.2.1 Aparatos de apoyo

En los estribos, se usan aparatos de neopreno zunchado, como por ejemplo los de la gamma MECANOGUMBA. Se coaccionan únicamente los desplazamientos verticales.

Las dimensiones de los aparatos de apoyo utilizados son de 450 mm en el lado paralelo al eje del tablero y de 600 mm en el otro lado. Los aparatos de apoyo son de tipo A, es decir que se corresponden a la siguiente figura:

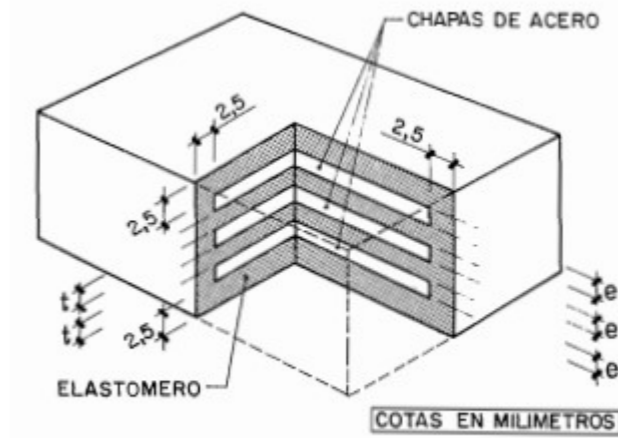


Figura 1

Figura 198 - Apoyos elásticos tipo A (fuente: (MOPU, 1982))

Los apoyos elásticos tipo A tienen n chapas interiores de elastómero, y n+1 chapas de acero. Los recubrimientos laterales, superiores e inferiores miden 2,5 mm. Las chapas de acero y de elastómero tienen respectivamente un espesor de 4 mm y 11 mm. Los datos básicos del aparato de apoyo utilizado se muestran a continuación:

Máxima reacción (de compresión)	$F_{z,max}$	825,56 kN
Ancho en planta	a	0,45 m
Longitud en planta	b	0,6 m
Espesor de las capas interiores de elastómero	$e_1$	11 mm
Espesor de las capas exteriores de elastómero	$e_0$	2,5 mm
Espesor de las chapas de acero	$e_s$	4 mm
nº de capas internas de elastómero	n	7
nº de chapas de acero		8
Altura total de elastómero	$e_N$	82 mm
Altura total del aparato de apoyo	$e_{tot}$	114 mm
Módulo de elasticidad transversal a tiempo infinito	$G_{infinito}$	0,9 MPa

Figura 199 - Datos básicos del apoyo elástico utilizado (fuente: elaboración propia)

Vamos a realizar distintas comprobaciones basándonos en las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera* de MOPU. Las reacciones y desplazamientos que se usan en este apartado resultan de las combinaciones creadas para las comprobaciones de los aparatos de apoyo (ELU-i-b).

Primero, comprobamos la condición de compresión media admisible:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

Siendo:

- $\sigma_{max}$  la tensión de compresión media máxima.
- $\sigma_{adm}$  la tensión de compresión media admisible

Se obtienen como:

$$\sigma_{max} = \frac{F_{z,max}}{ab}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{F_{z,adm}}{ab}$$

Donde:

- $F_{z,max}$  la fuerza máxima de compresión actuando sobre el neopreno
- $F_{z,adm}$  la fuerza máxima de compresión admisible sobre el neopreno. Del catálogo de MecanoGumba, obtenemos:  $F_{z,adm} = 4050 \text{ kN}$
- a y b son las dimensiones en planta del aparato de apoyo

Obtenemos:

Compresión media máxima

Compresión media máxima  
Máxima carga de compresión admisible  
Compresión media máxima admisible  
Comprobación de la compresión media admisible

$\sigma_{max}$	3,06 MPa
$F_{adm}$	4050,00 kN
$\sigma_{adm}$	15 MPa
CUMPLE	

Figura 200 - Comprobación de la compresión media admisible (fuente: elaboración propia)

Comprobamos también que la tensión tangencial admisible que se desarrollan en el plano de los zunchos de acero por la actuación de cargas verticales no supera los límites:

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

Con:

- $\tau_{N\varepsilon}$  las tensiones tangenciales por la actuación de cargas verticales
- S el factor de forma del apoyo:  $S = \frac{ab}{2 \cdot (a+b) \cdot e_1}$  con  $e_1$  el espesor de las capas interiores de elastómero
- $G_{infinito}$  el modulo de elasticidad transversal a tiempo infinito del neopreno

Obtenemos:

Factor de forma del neopreno  
Tensión tangencial máxima en el neopreno  
Tensión tangencial admisible  
Comprobación de la tensión tangencial máxima

S	11,69
$\tau_{N\varepsilon}$	0,39 MPa
$\tau_{adm}$	2,70 MPa
CUMPLE	

Figura 201 - Comprobación de la tensión tangencial admisible por fuerzas verticales (fuente: elaboración propia)

Además, debemos asegurar que si aparecen fuerzas verticales que generan tensiones en el aparato de apoyo menores que 1 MPa (es decir que el aparato queda poco comprimido y puede tender a levantarse), se debe disponer un dispositivo de anclaje en los estribos. En nuestro caso, es fundamental disponer un anclaje en los estribos, puesto que las reacciones dominantes en los apoyos extremos son reacciones de tracción. Este dispositivo de anti-levantamiento se desarrollará en el apartado siguiente.

Comprobamos también la máxima distorsión admisible. Esta distorsión se produce por los desplazamientos longitudinales o transversales que se pueden producir al nivel del aparato de apoyo. En nuestro caso, los desplazamientos longitudinales son claramente dominante.

$$\tan \gamma_{infinito} = \frac{u_{infinito}}{e_N} \leq 0,5$$

$$\tan \gamma_0 = \frac{u_0}{e_N} \leq 0,5$$

Siendo:

- $\gamma_{infinito}$  y  $\gamma_0$  respectivamente las distorsiones angulares a tiempo infinito y tiempo cero
- $u_{infinito}$  y  $u_0$  los desplazamientos longitudinales a tiempo infinito y tiempo cero
- $e_N$  el espesor total de las chapas de elastómero

El desplazamiento longitudinal total  $u$  es:

$$u = u_{infinito} + u_0$$

De las limitaciones sobre las distorsiones máximas, podemos establecer:

$$u \leq 0,5 \cdot e_N + 0,7 \cdot e_N$$

Comprobamos que el desplazamiento longitudinal máximo es menor que el desplazamiento admisible total:

Desplazamiento longitudinal máximo  
Distorsión admisible por cargas de corta duración  
Distorsión admisible por cargas de larga duración  
Desplazamiento admisible por cargas de corta duración  
Desplazamiento admisible por cargas de larga duración  
Desplazamiento total admisible  
Comprobación de la distorsión máxima admisible

u	58,2 mm
$\tan(\gamma)$	0,7
$\tan(\gamma_{infinito})$	0,5
$u_0$	57,4 mm
$u_{infinito}$	41 mm
$u_{adm}$	98,4 mm
CUMPLE	

Figura 202 - Comprobación del desplazamiento longitudinal admisible (fuente: elaboración propia)



Además, debemos verificar la rotación máxima admisible en cada eje definida como:

$$R_1 \leq 3 \cdot n \cdot \left(\frac{e_1}{b}\right)^2$$

$$R_2 \leq 3 \cdot n \cdot \left(\frac{e_1}{a}\right)^2$$

Siendo:

- $R_1$  y  $R_2$  respectivamente las rotaciones alrededor del eje longitudinal del tablero y las rotaciones alrededor del eje transversal al tablero
- $n$  el número de chapas de elastómero
- $e_1$  el espesor de las chapas internas de elastómero

A partir de las rotaciones, podemos calcular también las tensiones tangenciales  $\tau_{NR1}$  y  $\tau_{NR2}$  generadas en el apoyo:

$$\tau_{NR1} = \frac{G_{infinito}}{2} \cdot \left(\frac{b}{e_1}\right)^2 \cdot \frac{R_1}{n}$$

$$\tau_{NR2} = \frac{G_{infinito}}{2} \cdot \left(\frac{a}{e_1}\right)^2 \cdot \frac{R_2}{n}$$

Obtenemos:

Rotación máxima de eje 1	$R_1$	0,0018 rad
Rotación máxima de eje 2	$R_2$	0,0027 rad
Rotación admisible de eje 1	$R_{1,adm}$	0,0071 rad
Rotación admisible de eje 2	$R_{2,adm}$	0,0125 rad
Comprobación rotación admisible de eje 1		CUMPLE
Comprobación rotación admisible de eje 2		CUMPLE
Tensión tangencial máxima por rotaciones de eje 1 en el neopreno	$\tau_{NR1}$	0,34 MPa
Tensión tangencial máxima por rotaciones de eje 2 en el neopreno	$\tau_{NR2}$	0,29 MPa

Figura 203 - Comprobación de las rotaciones admisibles (fuente: elaboración propia)

Verificamos la estabilidad del aparato de apoyo a partir de la siguiente relación:

$$\frac{a}{10} \leq e_N \leq \frac{a}{5}$$

En nuestro caso, se cumple esta condición, como se puede ver en la siguiente figura:

Altura total de elastómero	$e_N$	82 mm
Altura total de elastómero mínima	$e_{N,min}$	45 mm
Altura total de elastómero máxima	$e_{N,max}$	90 mm
Comprobación de la estabilidad del aparato de apoyo		CUMPLE

Figura 204 - Comprobación de la estabilidad del aparato de apoyo (fuente: elaboración propia)

Debemos comprobar el espesor de las chapas de acero, a partir de la formula siguiente:

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

Con:

- $e_s$  el espesor de las chapas de acero
- $\sigma_u$  el límite elástico del acero de los zunchos (acero dulce A-37):  $\sigma_u = 240 \text{ MPa}$  puesto que  $e_s \geq 3 \text{ mm}$

Obtenemos:

Límite elástico del acero de los zunchos (Acero dulce A-37)	$\sigma_u$	240 MPa
Espesor mínimo de las chapas de acero	$e_{s,min}$	2 mm
Comprobación del espesor de las chapas de acero		CUMPLE

Figura 205 - Comprobación del espesor mínimo de las chapas de acero (fuente: elaboración propia)

Comprobamos finalmente que la tensión tangencial total  $\tau_{tot}$  cumple:

$$\tau_{tot} \leq 5 \cdot G_{infinito}$$

Tensión tangencial máxima en el neopreno por cargas gravitatorias	$\tau_{Ni}$	0,39 MPa
Tensión tangencial máxima en el neopreno por rotaciones	$\tau_{NR}$	0,34 MPa
Tensión tangencial total en el neopreno	$\tau_{tot}$	0,73 MPa
Tensión tangencial total admisible en el neopreno	$\tau_{tot,adm}$	4,5 MPa
Comprobación de la tensión tangencial total admisible		CUMPLE

Figura 206 - Comprobación de la tensión tangencial total (fuente: elaboración total)

El aparato de apoyo queda entonces comprobado, pero tenemos que disponer un anclaje en los estribos para impedir el despegue del apoyo frente a las tracciones. Eso se hace a continuación.

12.2.2 Dispositivo anti-levantamiento en los estribos

El dispositivo anti-levantamiento en los estribos es un sistema de anclaje del tablero, constituido por cables de pretensar. El dispositivo se muestra a continuación:

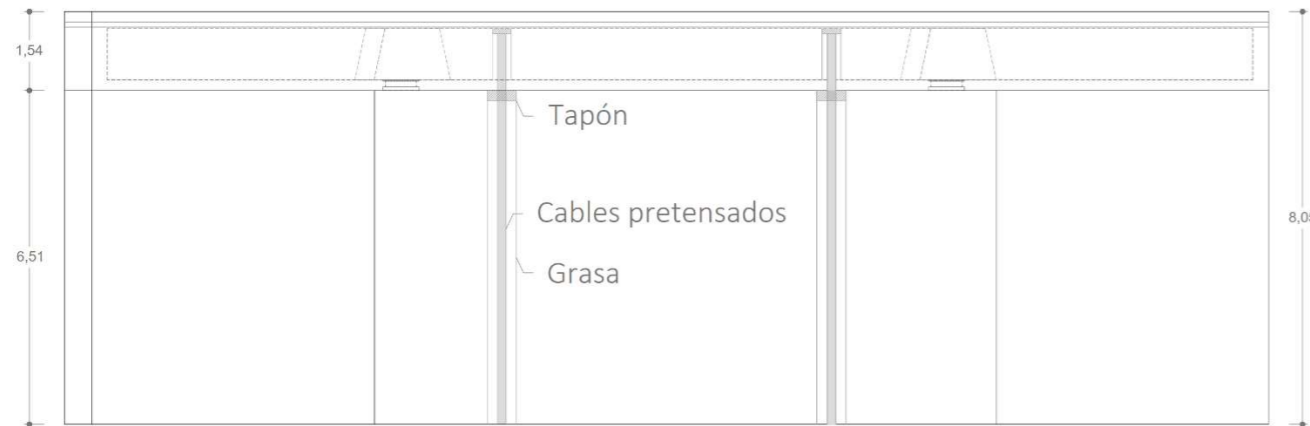
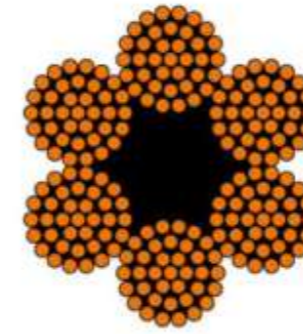


Figura 207 - Dispositivo anti-levantamiento en los estribos (fuente: elaboración propia)

Para los cables de pretensar, usamos un cable galvanizado 6x37+1 (6 cordones, 37 alambres por cordón y un alma textil) de acero galvanizado. La tensión de rotura es de 1960 MPa y el módulo de deformación longitudinal aparente para la sección nominal es de 90 000 MPa. Consideramos un coeficiente de seguridad del acero de pretensar un valor de 1,15, y limitaremos el aprovechamiento de los cables para asegurar un coeficiente global de seguridad de al menos 3. Usamos el catálogo siguiente:

6X37+1  
Alma Textil / Ame textile / Textile core



- Resistencia 1770 N/mm<sup>2</sup> - 1960 N/mm<sup>2</sup>
- Acabado galvanizado seco
- Torsión derecha/izquierda
- Strength 1770 N/mm<sup>2</sup> - 1960 N/mm<sup>2</sup>
- Galvanized and dry finish
- Right/left torsion
- Résistance 1770 N/mm<sup>2</sup> - 1960 N/mm<sup>2</sup>
- Finition galvanisée sèche
- Croisé droite/gauche

Ø Nominal mm	Peso (kg/m)**	Carga de rotura mínima* (kN)	
		1770 N/mm <sup>2</sup>	1960 N/mm <sup>2</sup>
6,00	0,12500		20,800
8,00	0,22100	33,400	36,990
9,00	0,28000	42,300	51,860
10,00	0,34600		57,800
11,00	0,41900	63,200	70,000
12,00	0,49800		83,000
13,00	0,58500	88,300	97,780
14,00	0,67800	102,000	113,000
16,00	0,88600	134,000	148,000
18,00	1,12000	169,000	187,140
20,00	1,38000	209,000	230,000
22,00	1,67000	253,000	280,160
24,00	1,99000	301,000	369,090
26,00	2,34000	353,000	414,500
28,00	2,71000	409,000	452,900
30,00	3,11000	470,000	520,450
32,00	3,54000	534,000	592,000
34,00	4,00000	603,000	
40,00	5,54000	835,000	980,000
44,00	6,70000		1118,000
46,00	7,32000	1105,000	
48,00	7,97000	1200,000	1328,810

Figura 208 - Cables de pretensar considerados (fuente: (Sánchez Carratalá))

Primero, los cables están sometido a tracciones y compresiones. Entonces, debemos pretensar los cables para asegurar que quedan siempre traccionados puesto que los cables no resisten compresiones. A partir de la máxima reacción de compresión, determinamos la fuerza de pretensado a aplicar, y la mayoramos de 20%.

$$P_k = 1,2 \cdot F_{z,max,ELU}$$

Siendo:

- $P_k$  la fuerza de pretensado a aplicar
- $F_{z,max,ELU}$  la máxima reacción de compresión

Luego, con un coeficiente parcial de la fuerza de pretensado unitario  $\gamma_{pf}$ , obtenemos la fuerza de pretensado de cálculo  $P_d$ :

$$P_d = \gamma_{pf} \cdot P_k$$

Deducimos el axil de tracción de cálculo que debe ser resistido por el cable:

$$N_{Ed} = P_d + F_{z,min,ELU}$$

Con:

- $N_{Ed}$  el axil de tracción de cálculo del cable (positivo)
- $P_d$  la fuerza de pretensado (positiva)
- $F_{z,min,ELU}$  la mínima reacción en ELU en los apoyos (equivalente a la máxima tracción)

Obtenemos:

Mínima reacción (de tracción) en ELU	$F_{z,min,ELU}$	-6427,347 kN
Máxima reacción (de compresión) en ELU	$F_{z,max,ELU}$	825,56 kN
Mayoración		1,20
Fuerza de pretensado característica	$P_k$	990,67 kN
Coeficiente parcial de la fuerza de pretensado	$\gamma_{pf}$	1
Fuerza de pretensado de cálculo	$P_d$	990,67 kN
Tracción de cálculo que debe ser resistida por el cable	$N_{Ed}$	7418,02 kN

Figura 209 - Tracción de cálculo que debe ser resistida por el cable (fuente: elaboración propia)

Adoptamos las siguientes notaciones:

Carga característica de rotura de un cable	$F_{uk,cab}$	kN
Carga característica de rotura del conjunto de cables	$F_{uk,tot}$	kN
Carga característica de rotura mínima necesaria	$F_{uk,min}$	kN
Carga de rotura de cálculo de un cable	$F_{ud}$	kN

Figura 210 - Notaciones utilizadas (fuente: elaboración propia)

El problema que tenemos que resolver es el siguiente:

$$N_{Ed} \leq \frac{F_p}{F_u} \cdot F_{ud}$$

Siendo:

- $\frac{F_p}{F_u}$  el aprovechamiento del acero de pretensar. Recordamos que debemos limitarlo para asegurar un coeficiente de seguridad global de al mínimo 3.
- $F_{ud}$  la carga de rotura de cálculo del cable:  $F_{ud} = \frac{F_{uk}}{\gamma_p}$  con  $\gamma_p$  el coeficiente de seguridad del acero de pretensar ( $\gamma_p = 1,15$ )

Luego:

$$N_{Ed} \leq \frac{F_p}{F_u} \cdot \frac{F_{uk}}{\gamma_p}$$

Para poder usar la tabla del catálogo de forma más sencilla, tenemos que transformar la formula anterior en:

$$F_{uk} \geq \frac{\gamma_p}{F_p/F_u} \cdot N_{Ed} = k_N \cdot N_{Ed}$$

Con:

$$k_N = \frac{\gamma_p}{F_p/F_u}$$

La relación anterior significa que la carga de rotura característica del cable (o del conjunto de cables si necesitamos varios) tiene que ser mayor que el producto  $k_N \cdot N_{Ed}$ .

Necesitamos fijar el aprovechamiento del acero de pretensar. Por eso, definimos el coeficiente de seguridad global como:

$$CGS = (\gamma_{f,med})_{c,min} \cdot k_N$$

Donde:

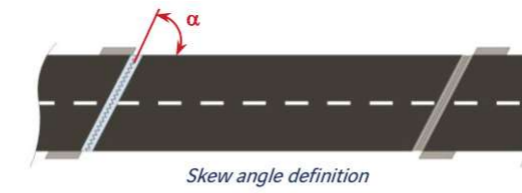
- $CGS$  el coeficiente global de seguridad
- $(\gamma_{f,med})_{c,min}$  el mínimo coeficiente de ponderación medio de las cargas. Se obtiene como:  $(\gamma_{f,med})_{c,min} = \frac{F_{z,min,ELU}}{F_{z,min,ELS}}$  con  $F_{z,min,ELS}$  la mínima reacción (equivalente a máxima tracción) en ELS.

Con un aprovechamiento del acero de pretensar de 0,55, obtenemos un coeficiente de seguridad global de 3 como se puede ver en la figura siguiente:



Mínima reacción (de tracción) en ELU	$F_{z,min,ELU}$	-6427,35 kN
Mínima reacción (de tracción) en ELS	$F_{z,min,ELS}$	-4409,146 kN
Mínimo coeficiente de ponderación medio de las cargas en los cables	$(\gamma_{f,med})_{c,min}$	1,4577
Coeficiente de seguridad del acero de pretensar	$\gamma_p$	1,15
Aprovechamiento del acero de pretensar	$F_p/F_u$	0,55
Coeficiente global de seguridad admisible	$CGS_{adm}$	3
Coeficiente global de seguridad de los cables adoptado	CGS	3,048
Comprobación sobre el coeficiente global de seguridad		CUMPLE
Coeficiente adimensional mayorando el axil de cálculo	$k_N$	2,0909

Figura 211 - Comprobación del coeficiente global de seguridad de los cables (fuente: elaboración propia)



Type\skew angle	Straight 100 gr	90 gr	80 gr	70 gr	60 gr	50 gr
<b>Wd60</b>	60	60	63	67	71	68
<b>Wd80</b>	80	81	84	89	90	87
<b>Wd110</b>	110	111	115	120	110	100
<b>Wd160</b>	160	161	168	170	157	151
<b>Wd230</b>	230	232	195	147	135	112
<b>Wd320</b>	320	233	196	157	130	128

Figura 213 - Capacidad de movimientos en milímetros en función del tipo de junta y del ángulo de oblicuidad del puente (fuente: (Freyssinet, 2022))

Luego, podemos determinar el diámetro de los cables y el número de cables necesarios. Utilizaremos 12 cables de 48 mm con una tensión característica de rotura de 1328,81 kN por cable. La comprobación realizada se muestra a continuación:

Elemento estructural	$N_{Ed}$ (kN)	$F_{uk,min}$ (kN)	Tensión de rotura característica (MPa)	Diámetro (mm)	Número de cables	$F_{uk,cab}$ (kN)	$F_{uk,tot}$ (kN)	Comprobación
Cable	7418,02	15510,33	1960	48	12	1328,81	15945,72	CUMPLE

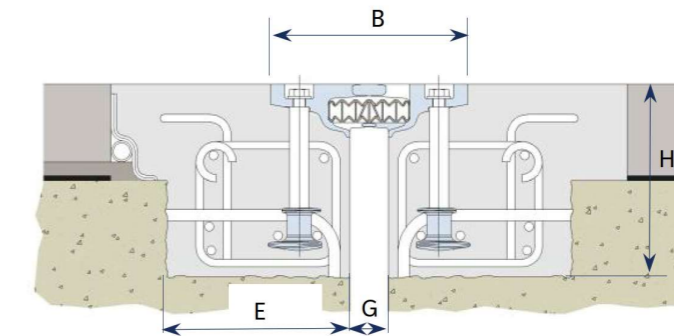
Figura 212 - Dimensionamiento de los cables de pretensado (fuente: elaboración propia)

### 12.3 Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación se dimensionan a partir del máximo desplazamiento bajo las combinaciones ELU-i-j, que son las combinaciones elaboradas para las juntas. El máximo desplazamiento longitudinal bajo estas combinaciones es de 54,7 mm. En base a este desplazamiento máximo, buscamos una junta de dilatación capaz de absorber este movimiento longitudinal. Cogemos una junta de dilatación de la gamma WD de FREYSSINET.

El ángulo de oblicuidad del puente, medido tal como indicado en la figura anterior, es de 70°. Cogemos la junta Wd80, que tiene un máximo desplazamiento admisible de 89 mm en nuestras condiciones de oblicuidad. Por lo tanto, es capaz de absorber el desplazamiento longitudinal máximo.

Las dimensiones generales de la junta elegida son las siguientes:



Type	B		G		E	H
	mini	maxi	mini	maxi		
<b>Wd60</b>	185	245	20	80	200	200
<b>Wd80</b>	220	300	30	110	200	200
<b>Wd110</b>	300	410	40	150	250	250
<b>Wd160</b>	400	560	50	210	300	280
<b>Wd230</b>	440	670	70	300	350	280
<b>Wd320</b>	450	770	70	390	350	300

Figura 214 - Dimensiones generales de la junta en milímetros (fuente: (Freyssinet, 2022))

## 13 Conclusiones

Podemos concluir que se han realizado comprobaciones de los distintos elementos de la estructura en ELU como en ELS que garantizan la seguridad estructural de la solución retenida.

## 14 Bibliografía

- Freyssinet. (2022). *Road joints - Wd expansion joints*.
- López Desfilis, V. J. (s.f.). Proyecto de estructuras metálicas y mixtas - 2º MICCP – TEMA 2.3.
- Monleón Cremades, S. (2017). *Diseño estructural de puentes*. Valencia: Universitat Politècnica de València.
- MOPU. (1982). *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera*.
- Sánchez Carratalá, C. R. (s.d.). Pratica de aula n°1 de Diseño Conceptual de Construcciones Singulares .
- SETRA. (1989). *Assainissement des ponts routes*.
- *ULMA Architectural*. (s.d.).

## ANEJO N°5 : DIMENSIONAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Curso :** 2021-2022

**Fecha :** 13/02/22

**Tutor :** Carlos Manuel Lázaro Fernández



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS CIMENTACIONES</b>	<b>4</b>
3.1	PILAS	4
3.2	ESTRIBOS	4
<b>4</b>	<b>DEFINICIÓN DEL SUELO</b>	<b>5</b>
4.1	CLASIFICACIÓN DEL SUELO	5
4.2	PARÁMETROS DEL SUELO	5
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DE LOS ENCEPADOS</b>	<b>8</b>
5.1	GEOMETRÍA DE LOS ENCEPADOS	8
5.1.1	Geometrías analizadas	8
5.1.2	Geometría retenida	8
5.2	DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS EN CABEZA DE LOS PILOTES	9
5.2.1	Determinación de las cargas	9
5.2.2	Reducción de las cargas al punto A	10
5.2.3	Cargas en cabeza de los pilotes	12
5.3	DEFINICIÓN DEL SUELO	14
5.4	MÁXIMA CARGA VERTICAL DE COMPRESIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE AISLADO	14
5.4.1	Resistencia por fuste del pilote aislado	15
5.4.2	Resistencia por punta del pilote aislado	17
5.4.3	Máxima carga vertical de compresión admisible en cabeza del pilote aislado	19
5.5	MÁXIMA CARGA VERTICAL DE COMPRESIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE EQUIVALENTE	20
5.5.1	Definición del pilote equivalente	20
5.5.2	Resistencia por fuste del pilote equivalente	22
5.5.3	Resistencia por punta del pilote equivalente	23
5.5.4	Máxima carga vertical de compresión admisible en cabeza del pilote equivalente	24
5.6	RESISTENCIA AL ARRANQUE DEL PILOTE AISLADO	25
5.7	RESISTENCIA AL ARRANQUE DEL PILOTE EQUIVALENTE	26
5.8	RESISTENCIA HORIZONTAL DEL PILOTE AISLADO	26
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DEL CONJUNTO ESTRIBO-ZAPATA EN EL LADO TIERRA</b>	<b>27</b>
6.1	DEFINICIÓN DEL SUELO	27
6.2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA CORRIDA	27
6.2.1	Determinación del peso propio del estribo	28
6.2.2	Determinación del empuje de tierras sobre el estribo	29
6.2.3	Resultante de acciones en el punto A	30
6.2.3.1	Definición de los ejes locales	30
6.2.3.2	Combinación característica	31
6.2.3.3	Combinación casi-permanente	33
6.2.4	Determinación de la carga de hundimiento bajo la combinación característica	34
6.2.4.1	Determinación de los parámetros equivalentes del suelo	35
6.2.4.2	Determinación de los términos de la fórmula de hundimiento	36
6.2.4.3	Coefficiente de seguridad frente al hundimiento	38

6.2.5	Determinación de la carga de hundimiento bajo la combinación casi-permanente	39
<b>6.3</b>	<b>SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO</b>	<b>39</b>
6.3.1	Combinación característica	40
6.3.2	Combinación casi-permanente	40
<b>6.4</b>	<b>SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RÍGIDO</b>	<b>41</b>
6.4.1	Combinación característica	41
6.4.2	Combinación casi-permanente	42
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DEL CONJUNTO ESTRIBO-ZAPATA EN EL LADO ISLA</b>	<b>43</b>
7.1	DEFINICIÓN DEL SUELO	43
7.2	CARGA DE HUNDIMIENTO DE LA ZAPATA CORRIDA	43
7.2.1	Determinación del peso propio del estribo	43
7.2.2	Determinación del empuje de tierras sobre el estribo	43
7.2.3	Resultante de acciones en el punto A	44
7.2.3.1	Definición de los ejes locales	44
7.2.3.2	Combinación característica	44
7.2.3.3	Combinación casi-permanente	45
7.2.4	Determinación de la carga de hundimiento	45
7.2.4.1	Combinación característica	46
7.2.4.2	Combinación casi-permanente	46
<b>7.3</b>	<b>SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO</b>	<b>46</b>
7.3.1	Combinación característica	46
7.3.2	Combinación casi-permanente	47
<b>7.4</b>	<b>SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RÍGIDO</b>	<b>47</b>
7.4.1	Combinación característica	47
7.4.2	Combinación casi-permanente	48
<b>8</b>	<b>CONCLUSIÓN</b>	<b>49</b>
<b>9</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>49</b>

## 1 Introducción y objetivos

En este anejo, se presentan los cálculos que se han realizado para el dimensionamiento geotécnico de las cimentaciones del puente. Las reacciones de la estructura han sido obtenidas a partir del modelo explicado en el anejo de dimensionamiento de la superestructura. Las combinaciones que se han utilizado para la obtención de dichas reacciones han sido desarrolladas también en el mismo anejo.

Cabe destacar que no se ha dimensionado estructuralmente las cimentaciones, es decir que no se ha obtenido las armaduras necesarias, y se ha realizado únicamente la parte geotécnica del dimensionamiento, que permite determinar las dimensiones de las cimentaciones.

## 2 Normativa

Los cálculos desarrollados en este anejo se basan en la Guía de cimentaciones en obras de carreteras (GCOC), porque proponen varios métodos para realizar el cálculo geotécnico de cimentaciones, y, por lo tanto, una mayor flexibilidad en cuanto a los datos que se disponen. En mi caso, solo conozco las capas de suelo a partir de sondeos que se han realizado alrededor de la zona de estudio, sin tener ningún dato sobre la capacidad resistente del suelo. Por lo tanto, se han supuesto unos datos de partida para los parámetros resistentes del suelo. Como la GCOC propone formulas analíticas a partir de esos datos para dimensionar las cimentaciones, se ha decidido usar esta Guía.

### 3 Descripción general de las cimentaciones

En este apartado, se describen las cimentaciones utilizadas.

Primero, la primera pregunta que se plantea es el tipo de cimentación que se podría usar. Para la cimentación de las pilas, las cargas son muy elevadas, por la alta compresión del arco que llega al nivel de las pilas, y el empuje horizontal que genera el arco. Este empuje, aunque compensado por los arcos de compensación, no llega a compensarse completamente, y por lo tanto, genera unos momentos importantes en la base. Por esta razón, podemos pensar que sería mejor usar un encepado de pilotes. En efecto, una zapata tendría un volumen muy importante, con lo cual esta solución sería poco económica.

Ahora que se ha elegido el tipo de cimentación, tenemos que decidir si el encepado será un encepado único para las dos pilas, o si será un encepado distinto debajo de cada pila. El encepado único tiene varias ventajas. Por un lado, tiene un mejor comportamiento frente a asentamientos puesto que los asentamientos serían idénticos en cada pila. Por otro lado, ofrece más espacio para colocar todos los pilotes, lo que es más cómodo a nivel constructivo. En cuanto al encepado separado, puede resultar más económico por el volumen de hormigón reducido que se utilizaría. A falta de datos adicionales, se plantea un encepado único por cada dos pilas.

Finalmente, se puede plantear usar pilotes hormigonados in situ, o prefabricados. Los pilotes hormigonados in situ ofrecen más libertad frente al diámetro, y son mejores cuando las profundidades son altas, lo que se puede esperar en este caso dado la calidad de suelo baja. También, no aparecen dificultades debidas al transporte como en el caso de los pilotes prefabricados. Los pilotes prefabricados suelen ser preferibles cuando hay muchos pilotes, y el terreno es favorable. Por las razones expuestas, se van a usar pilotes hormigonados in situ.

En cuanto a la cimentación de los estribos, se ha planteado el uso de una zapata de hormigón armado, puesto que las cargas no son tan desfavorables como en las pilas. Los momentos son menores, y luego, la excentricidad de las cargas no es tan importante como en el caso de las pilas.

Se muestra a continuación, una vista longitudinal con las cimentaciones utilizadas.

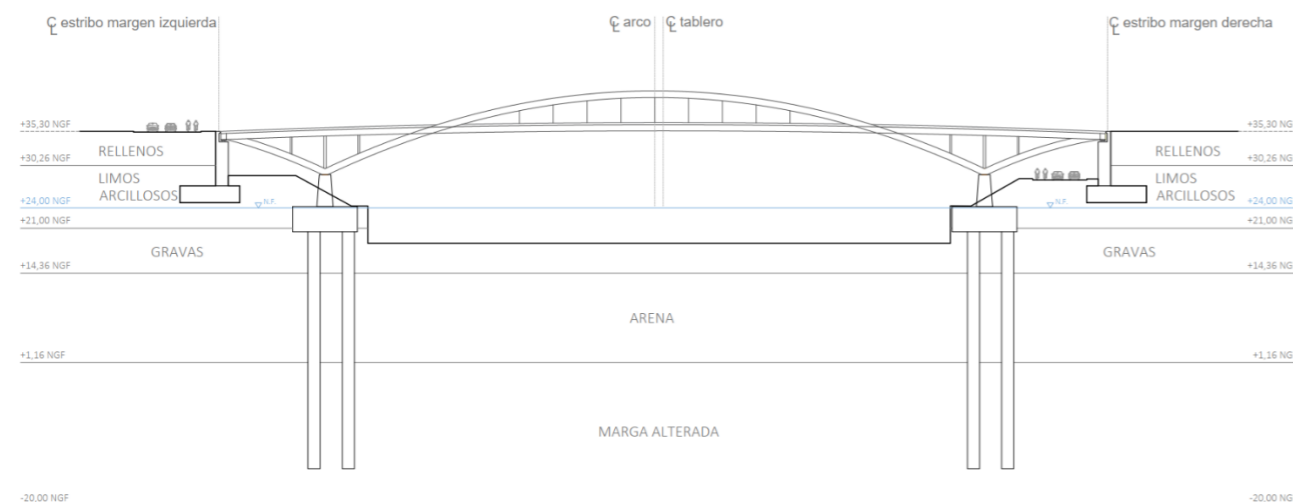


Figura 1 – Vista longitudinal de las cimentaciones utilizadas (fuente: elaboración propia)

#### 3.1 Pilas

Las cimentaciones utilizadas para las pilas son encepados de pilotes. Las dos pilas quedan unidas por un único encepado, como se muestra a continuación.

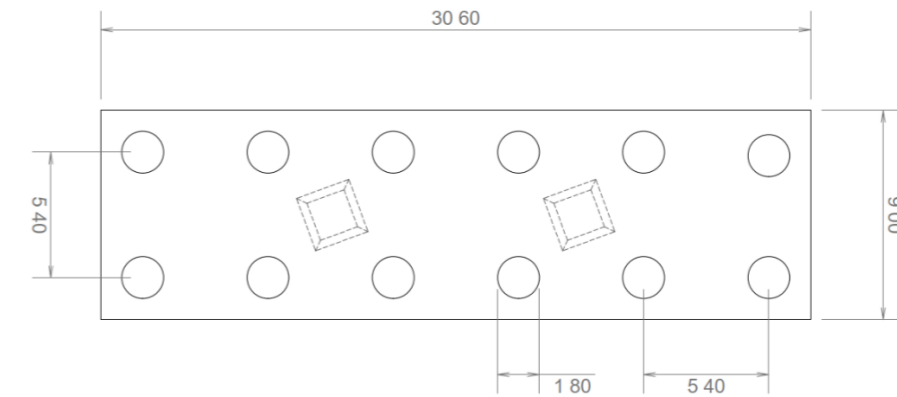


Figura 2 - Vista en planta de los encepados y pilas (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que los encepados presentan la misma oblicuidad que el puente, es decir que son paralelos a las directrices de las vigas transversales. Además, se han utilizado cimentaciones idénticas en los dos casos.

#### 3.2 Estribos

Las cimentaciones utilizadas para los estribos son zapatas corridas. Estas zapatas presentan el mismo esviaje que los encepados, y que el tablero. Se muestran a continuación.

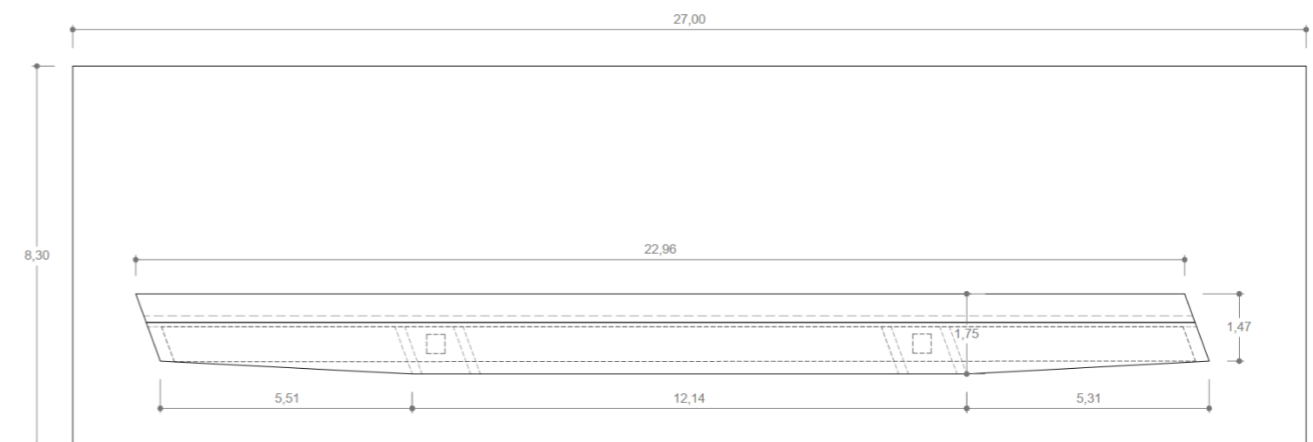


Figura 3 - Vista en planta de las zapatas y estribos (fuente: elaboración propia)



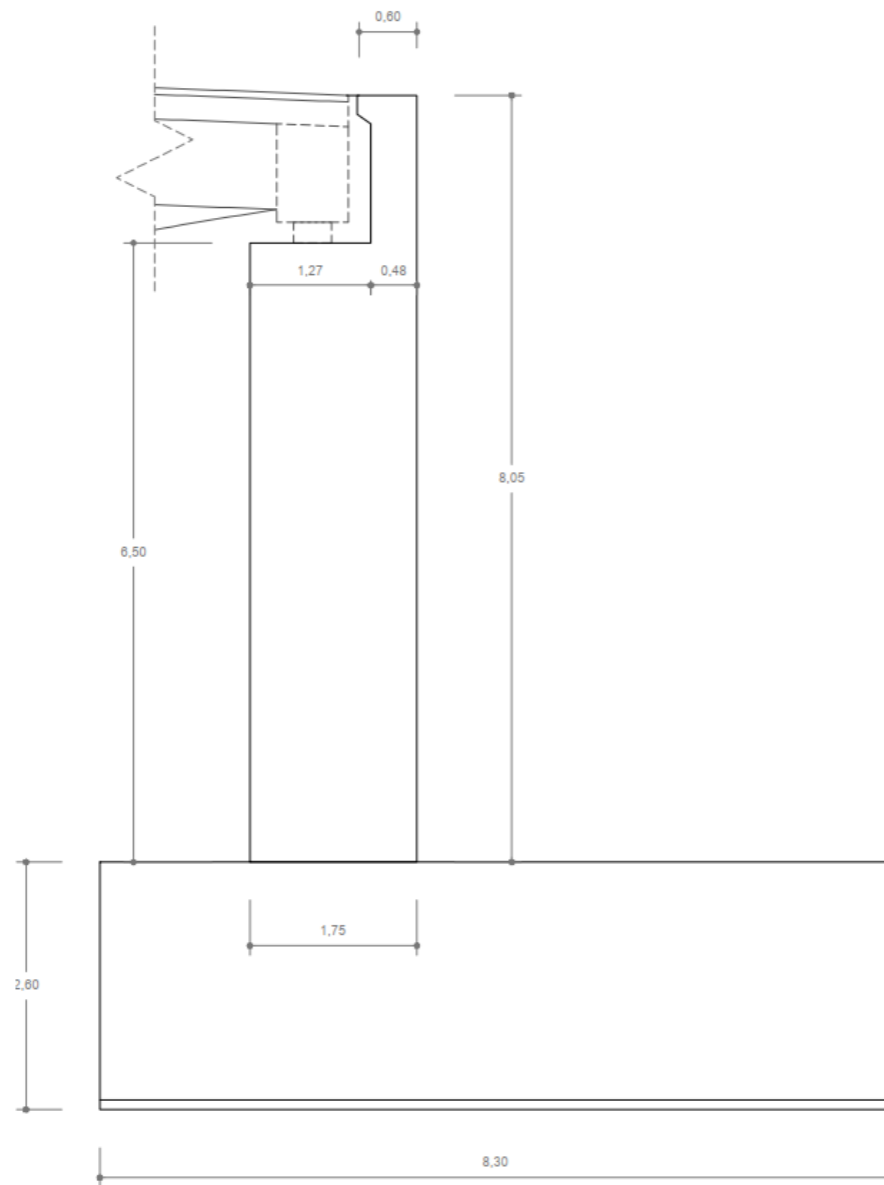


Figura 4 - Vista en alzado de los estribos con las zapatas (fuente: elaboración propia)

Los estribos y las zapatas tienen la misma geometría en los dos apoyos.

## 4 Definición del suelo

En este apartado, se define el suelo utilizado para el dimensionamiento de las cimentaciones.

### 4.1 Clasificación del suelo

A continuación, se definen las notaciones utilizadas para definir las distintas capas del suelo.

#### Clasificación del suelo (SUCS)

Rellenos	R
Limos arcillosos	GC-GM
Gravas	GM
Arena arcillosa	SC
Marga alterada	-

Figura 5 - Clasificación del suelo (fuente: elaboración propia)

### 4.2 Parámetros del suelo

En este apartado, se presentan los parámetros del suelo considerados para las distintas capas del suelo. Los datos de partida son las capas de suelo obtenidas de un sondeo que se ha realizado a proximidad de la zona de estudio. Sin embargo, no hay ninguna información sobre los pesos específicos de los suelos, y las capacidades resistentes. Solo se sabe que la marga es alterada.

Por lo tanto, vamos a suponer unos pesos específicos y parámetros resistentes a partir de datos medios que propone la Guía.

TABLA 3.2. DENOMINACIONES USUALES, SÍMBOLOS Y CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES PARA LOS SUELOS Y ROCAS ALTERADAS

TIPO DE SUELO		PESO ESPECÍFICO SECO (kN/m <sup>3</sup> )	COHESIÓN EFECTIVA c' (kPa)	ÁNGULO DE ROZAMIENTO EFECTIVO $\phi'$ (°)	MÓDULO DE DEFORMACIÓN E <sub>d</sub> (MPa)
Tierra vegetal		*	*	*	*
Coluviones		15-22	0-10	20-40	20-100
Acarreos fluviales		17-22	0-10	25-40	20-50
Gravas		17-22	0	25-40	20-50
Arenas		16-20	0	30-35	10-30
Limos		12-18	0-10	25-30	5-20
Arcillas normalmente consolidadas		11-16	0-10	15-25	1-20
Suelos fangosos y turbas		5-10	0	10-20	0,1-1
Vertidos artificiales		*	*	*	*
Roca alterada con indicación del grado de alteración (tabla 3.3)		15-22	0-50	15-35	1-50

Figura 6 – Características preliminares para suelos y rocas alteradas (fuente: Apartado 3.2.4 de GCOC)

Adoptamos valores medios de esta tabla. Dado que la marga es alterada, vamos a suponer que es como un suelo a nivel de los cálculos, y entonces, no se cuenta con la resistencia mayor que suelen aportar las rocas.

Finalmente, se supone un peso específico seco de los rellenos de 17 kN/m<sup>3</sup>. Además, se supone que los pesos específicos saturados de todos los suelos son mayores de 3 kN/m<sup>3</sup> con respecto a los pesos específicos secos. Por lo tanto, los cálculos que se van a realizar a continuación son orientativos, para tener un orden de magnitud de las cimentaciones a utilizar. Habría que realizar sondeos en la zona, al menos 4 para todo el puente, puesto que hay 4 cimentaciones. Pero, como lo veremos, las cimentaciones son muy largas, y por lo tanto, se aconseja hacer dos sondeos por cada cimentación, puesto que los parámetros del suelo pueden variar de forma más o menos importante.

Adoptamos las siguientes notaciones:

Peso específico saturado	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico seco	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>
Angulo de rozamiento efectivo	$\phi'$	°
Cohesión efectiva	c'	kPa
Cota inicio de la capa	$z_0$	m
Cota fin de la capa	$z_f$	m
Tensión vertical total	$\sigma_v$	kN/m <sup>2</sup>
Presión intersticial en los poros	u	kN/m <sup>2</sup>
Tensión vertical efectiva	$\sigma_v'$	kN/m <sup>2</sup>
Resistencia unitaria por fuste en el tramo i	$\tau_{fi}$	kN/m <sup>2</sup>
Resistencia por fuste en el tramo i	$Q_{fi}$	kN
Area lateral del pilote en el tramo i	$A_{fi}$	m <sup>2</sup>
Coefficiente de empuje activo de tierras	$K_a$	
Coefficiente de empuje pasivo de tierras	$K_p$	
Fuerza de empuje activo de tierras	$F_a$	kN
Fuerza de empuje pasivo de tierras	$F_p$	kN
Cota del terreno	35,3	m
Cota del nivel freático	24	m
Peso específico del agua	10	kN/m <sup>3</sup>

Figura 7 - Notaciones utilizadas para caracterizar el suelo (fuente: elaboración propia)

Consideraremos los parámetros siguientes para el suelo:

NIVEL	SUCS	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$z_0$ (m)	$z_f$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Longitud de capa sumergida (m)	$u_{tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	R	20	17	25	0	35,3	30,26	5,04	5,04	0	0,0	85,7	85,7
1	GC-GM	18	15	27,5	0	30,26	21	9,26	14,3	3	30,0	233,6	203,6
2	GM	22,5	19,5	32,5	0	21	14,36	6,64	20,94	6,64	96,4	383,0	286,6
3	SC	21	18	32,5	0	14,36	1,16	13,2	34,14	13,2	228,4	660,2	431,8
4	-	28	25	25	0	1,16	-20	21,16	55,3	21,16	440,0	1252,7	812,7

Tabla 1 - Parámetros del suelo (fuente: elaboración propia)



## 5 Dimensionamiento geotécnico de los encepados

### 5.1 Geometría de los encepados

#### 5.1.1 Geometrías analizadas

Se ha analizado únicamente la solución de un encepado único para las dos pilas, y se han estudiado geometrías distintas de encepados con distintos pilotes.

En esta memoria, se va a detallar únicamente los resultados obtenidos con la solución retenida.

Para poder automatizar el cálculo según las geometrías consideradas, se define una matriz de posiciones, cuyo objetivo es indicar los pilotes presentes en el encepado. Esta matriz se define como una matriz de 5 líneas y de 23 columnas, permitiendo definir un gran número de configuraciones.

#### 5.1.2 Geometría retenida

Se presenta a continuación la disposición de pilotes retenida. Son disposiciones idénticas en el lado tierra e isla. Los pilotes utilizados son pilotes de 1,8 m de diámetro. Las características del encepado se presentan en la figura siguiente:

Canto del encepado	3,72 m
Ancho del encepado	9 m
Longitud del encepado	30,6 m
Separación entre pilotes $s$	5,4 m
Vuelo max $v_{max}$	7,44 m
Vuelo sobre pilotes $v_p$	0,9 m
Tipo de configuración	5
Nºpilotes	12
Peso propio del encepado	25612,20 kN
Peso propio efectivo del encepado	15890,58 kN

Tabla 2 - Características del encepado (fuente: elaboración propia)

Justificamos unas características presentadas en la figura anterior. El vuelo máximo que se puede disponer resulta directamente de la condición de encepado rígido:

$$v \leq 2h$$

Siendo:

- $v$  el vuelo
- $h$  el canto del encepado

El vuelo sobre pilotes,  $v_p$ , representa la distancia entre el borde exterior del encepado, y el borde del pilote más próximo al borde del encepado. Se define como:

$$v_p = \max\left\{0,25; \frac{D}{2}\right\}$$

Con  $D$  el diámetro de los pilotes. Recordamos que se considera un diámetro de 1,8 m para todos los pilotes del encepado.

Cabe destacar que las posiciones del punto A, que se define como el centro de la cara inferior del encepado; y de los centros de las pilas (en planta) vienen dadas por:

Punto	x (m)	y (m)	z (m)
Punto A	0	0	0
Centro pila P02	-5,324	0	3,72
Centro pila P04	5,324	0	3,72

Tabla 3 - Posiciones de referencia en el encepado (fuente: elaboración propia)

En esta configuración de pilotes, se obtiene la siguiente matriz de posiciones. Se da el detalle de las coordenadas y posiciones ocupadas por cada línea a continuación usando el siguiente código: si el pilote está presente, se pone un uno en la columna "presencia", y si no, se pone un cero. Se indican únicamente las posiciones ocupadas, para no aumentar demasiado el tamaño de las tablas.

Posición	Presencia	Coordenadas de la posición		
		x (m)	y (m)	z (m)
$M_{1,1}$	1	-13,5	2,7	0
$M_{1,2}$	1	-8,1	2,7	0
$M_{1,3}$	1	-2,7	2,7	0
$M_{1,4}$	1	2,7	2,7	0
$M_{1,5}$	1	8,1	2,7	0
$M_{1,6}$	1	13,5	2,7	0

Tabla 4 - Posiciones de los pilotes en la primera línea (fuente: elaboración propia)

Posición	Presencia	Coordenadas de la posición		
		x (m)	y (m)	z (m)
M <sub>2,1</sub>	1	-13,5	-2,7	0
M <sub>2,2</sub>	1	-8,1	-2,7	0
M <sub>2,3</sub>	1	-2,7	-2,7	0
M <sub>2,4</sub>	1	2,7	-2,7	0
M <sub>2,5</sub>	1	8,1	-2,7	0
M <sub>2,6</sub>	1	13,5	-2,7	0

Tabla 5 - Posiciones de los pilotes en la segunda línea (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que todos los pilotes del encepado tienen una separación de tres veces el diámetro del pilote. Eso asegura un buen trabajo de los pilotes aislados, y que no haya una interacción entre los distintos pilotes del encepado.

## 5.2 Determinación de las cargas en cabeza de los pilotes

En este apartado, se determinan las cargas en cabeza de cada pilote.

### 5.2.1 Determinación de las cargas

Primero, las reacciones obtenidas en la base de las pilas, mediante el análisis de la superestructura, se definen en los ejes de los nudos de las pilas. Dado que la cimentación es oblicua, conviene definir otra base de ejes para el encepado. Las distintas bases se presentan en la imagen siguiente:

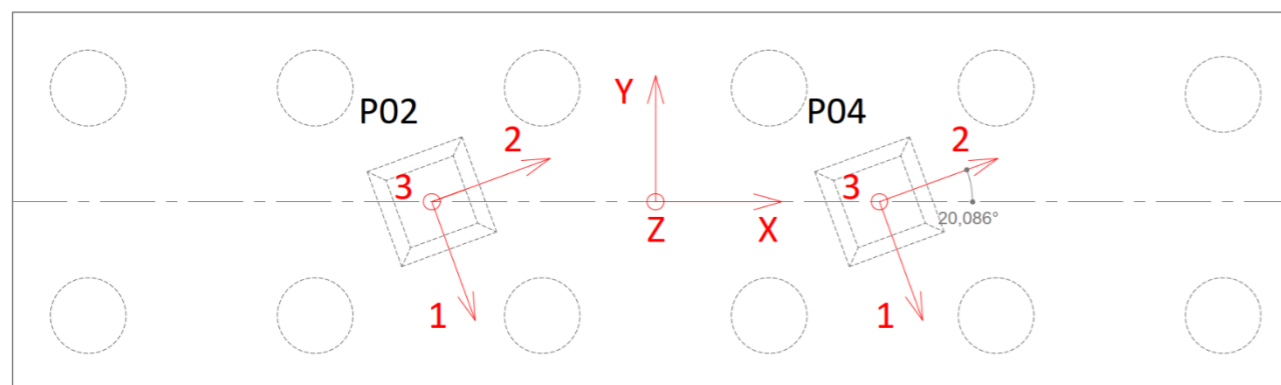


Figura 8 - Definición de los ejes locales de los nudos de las pilas, y del encepado (fuente: elaboración propia)

Se denominan las bases como:

- Base de los nudos de las pilas:  $B_1 = \{x_1; x_2; x_3\}$
- Base del encepado:  $B = \{x; y; z\}$

El ángulo de cambio de base  $\theta$  entre las dos bases es:

$$\theta = 20,086^\circ$$

A continuación, se muestra únicamente la obtención de las cargas para la combinación característica de estado límite de servicio, a partir de las reacciones en las pilas del lado isla, puesto que han sido determinantes para el dimensionamiento.

Las cargas en la base  $B_1$  vienen dadas por el modelo SAP2000 explicado en el anejo de dimensionamiento de la superestructura:

PILA	Combinación	CaseType	StepType	Reacciones en la base de las pilas - ELS					
				F <sub>1</sub> (kN)	F <sub>2</sub> (kN)	F <sub>3</sub> (kN)	M <sub>1</sub> (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max F1	9016,16	-102,38	14760,42	497,74	41474,33	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max F2	6250,33	75,98	12078,08	-317,67	28751,51	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max F3	7730,70	-138,01	16555,55	656,63	35561,20	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max M1	7562,92	-207,17	13912,97	974,77	34789,43	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max M2	9016,16	-102,38	14760,42	497,74	41474,33	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max M3	5955,72	-145,52	11632,82	664,36	27396,31	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min F1	4396,38	-23,15	11132,36	79,66	20223,34	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min F2	7135,79	-213,00	13099,77	947,96	32824,62	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min F3	5585,08	-146,84	9411,40	643,65	25691,39	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min M1	5823,19	70,15	11264,89	-344,48	26786,69	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min M2	4396,38	-23,15	11132,36	79,66	20223,34	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min M3	5955,72	-145,52	11632,82	664,36	27396,31	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max F1	9481,99	37,99	14977,91	-163,86	43617,14	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max F2	6450,25	160,83	11979,90	-723,90	29671,15	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max F3	8262,19	48,12	16821,92	-205,40	38006,06	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max M1	7884,99	-142,04	15423,67	659,26	36270,96	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max M2	9481,99	37,99	14977,91	-163,86	43617,14	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max M3	6354,31	-52,46	11663,50	236,28	29229,82	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min F1	5076,08	-49,20	11301,30	215,41	23349,99	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min F2	7421,75	-144,41	14588,15	648,35	34140,04	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min F3	6074,65	114,90	9757,07	-534,45	27943,40	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min M1	5987,01	158,46	11144,37	-734,81	27540,23	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min M2	5076,08	-49,20	11301,30	215,41	23349,99	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min M3	6354,31	-52,46	11663,50	236,28	29229,82	0,00

Tabla 6 - Reacciones en la base de las pilas, expresadas en la base B<sub>1</sub> (fuente: elaboración propia)

Se expresan estas reacciones en la base B del encepado, haciendo las proyecciones de vectores siguientes:

Angulo de cambio de base	20,086 °
Proyección de $x_1$ en x	0,34
Proyección de $x_1$ en y	-0,94
Proyección de $x_2$ en x	0,94
Proyección de $x_2$ en y	0,34

Tabla 7 - Proyecciones de los vectores de la base de los nudos de las pilas en la base del encepado (fuente: elaboración propia)

Las reacciones en la base B del encepado son:

PILA	Combinación	CaseType	StepType	Reacciones en las pilas, expresadas en la base del encepado - ELS					
				$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max F1	3000,27	-8502,94	14760,42	39122,73	13776,07	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max F2	2217,91	-5844,08	12078,08	26893,69	10172,48	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max F3	2525,34	-7307,90	16555,55	33623,81	11596,10	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max M1	2402,77	-7174,08	13912,97	33008,24	11032,26	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max M2	3000,27	-8502,94	14760,42	39122,73	13776,07	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Max M3	1908,71	-5643,46	11632,82	25958,18	8784,77	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min F1	1488,11	-4136,93	11132,36	19020,68	6870,49	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min F2	2250,60	-6774,92	13099,77	31153,72	10382,67	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min F3	1780,18	-5295,82	9411,40	24349,84	8218,70	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min M1	2065,74	-5444,92	11264,89	25039,17	9522,89	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min M2	1488,11	-4136,93	11132,36	19020,68	6870,49	0,00
P0207_01	Env_ELS_c	Combination	Min M3	1908,71	-5643,46	11632,82	25958,18	8784,77	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max F1	3292,08	-8892,23	14977,91	40907,99	15133,34	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max F2	2366,26	-6002,70	11979,90	27617,89	10869,84	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max F3	2882,67	-7743,14	16821,92	35623,92	13245,34	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max M1	2574,55	-7454,19	15423,67	34291,30	11837,38	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max M2	3292,08	-8892,23	14977,91	40907,99	15133,34	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Max M3	2133,00	-5985,84	11663,50	27533,15	9816,49	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min F1	1697,07	-4784,24	11301,30	22003,78	7816,78	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min F2	2413,23	-7019,94	14588,15	32286,25	11115,80	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min F3	2194,13	-5665,72	9757,07	26060,29	10098,55	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min M1	2204,94	-5568,45	11144,37	25612,83	10148,27	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min M2	1697,07	-4784,24	11301,30	22003,78	7816,78	0,00
P0407_01	Env_ELS_c	Combination	Min M3	2133,00	-5985,84	11663,50	27533,15	9816,49	0,00

Tabla 8 - Reacciones en los nudos de la base de las pilas, expresadas en la base del encepado (fuente: elaboración propia)

Luego, se pueden expresar las reacciones como un sistema de fuerzas exteriores cambiando las reacciones de signo. Entonces, es simplemente la tabla anterior, con todos los signos opuestos.

Además, se determinan las cargas adicionales debidas al encepado para poder reducir las cargas en el punto A del encepado, que se define como el centro de gravedad de la cara inferior del encepado. Por eso, se consideran los siguientes pesos específicos:

Peso específico hormigón	25 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico agua	10 kN/m <sup>3</sup>

Tabla 9 - Pesos específicos considerados (fuente: elaboración propia)

### 5.2.2 Reducción de las cargas al punto A

Una vez determinadas las fuerzas exteriores en la base de las pilas, y el peso propio del encepado, se pueden reducir las fuerzas exteriores al punto A del encepado. Se muestra a continuación el punto, definido por la Guía de cimentaciones en obras de carreteras (GCOC). Aunque en la figura siguiente, puede resultar de difícil interpretación la definición de ese punto, el punto A se define como el centro de gravedad de la cara inferior del encepado.

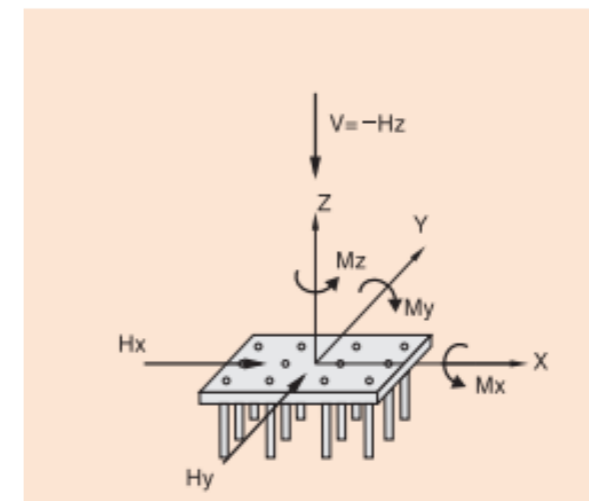


Figura 9 - Definición del punto A (fuente: Apartado 5.7 de la GCOC)

Primero, para la fuerza vertical, se suman las fuerzas verticales de cada pila, y se añade a esta suma el peso propio efectivo del encepado. Para las fuerzas horizontales en el punto A, se suman las fuerzas horizontales de cada pila, y para cada eje. Los momentos se determinan como indicado a continuación, para fuerzas de signo positivo. Se obtendría signos contrarios para fuerzas horizontales de signo negativo.

De la pila P04, cuya coordenada en x es positiva, se obtienen los siguientes momentos en A:

$$\vec{M}(F_x \vec{x}) = \left( \frac{S}{2} \vec{x} + h \vec{z} \right) \wedge F_x \vec{x} = h F_x \vec{y}$$

Siendo:

- S la separación entre los ejes de pilas,  $S = 10,648m$
- h el canto del encepado,  $h = 3,72m$
- $F_x$  la norma de la fuerza horizontal en x actuando en la base de la pila considerada



$$\vec{M}(F_y \vec{y}) = \left( \frac{S}{2} \vec{x} + h \vec{z} \right) \wedge F_y \vec{y} = \frac{S}{2} F_y \vec{z} - h F_y \vec{x}$$

Siendo:

- $F_y$  la norma de la fuerza horizontal en y actuando en la base de la pila considerada

$$\vec{M}(F_z \vec{z}) = \left( \frac{S}{2} \vec{x} + h \vec{z} \right) \wedge F_z \vec{z} = -\frac{S}{2} F_z \vec{y}$$

Siendo:

- $F_z$  la norma de la fuerza horizontal en z actuando en la base de la pila considerada

De la pila P02, cuya coordenada en x es negativa, se obtienen los siguientes momentos:

$$\vec{M}(F_x \vec{x}) = \left( -\frac{S}{2} \vec{x} + h \vec{z} \right) \wedge F_x \vec{x} = h F_x \vec{y}$$

$$\vec{M}(F_y \vec{y}) = \left( -\frac{S}{2} \vec{x} + h \vec{z} \right) \wedge F_y \vec{y} = -\frac{S}{2} F_y \vec{z} - h F_y \vec{x}$$

$$\vec{M}(F_z \vec{z}) = \left( -\frac{S}{2} \vec{x} + h \vec{z} \right) \wedge F_z \vec{z} = \frac{S}{2} F_z \vec{y}$$

Se obtienen entonces las fuerzas actuando sobre el punto A. Se consideran distintas combinaciones, para obtener los casos más desfavorables en el punto A. Esas combinaciones se obtienen considerando que las pilas pueden tener distintas envolventes de esfuerzos, como por ejemplo: la pila P02 tiene las fuerzas de la envolvente tipo Max F3 de la combinación característica, mientras que la pila P04 tiene las fuerzas de la envolvente tipo Max F1 de la combinación característica. Se obtienen en total 144 combinaciones, para las cuales se calculan las fuerzas exteriores reducidas al punto A.

Peso propio efectivo del encepado

15890,58 kN

N°	Caso pila P02	Caso pila P04	Resultante de acciones en el punto A ELS					
			H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
1	Max F1	Max F1	-6292,35	17395,17	-45628,91	-144740,73	-51159,08	2072,57
2	Max F1	Max F2	-5366,53	14505,64	-42630,90	-120701,59	-59412,94	-13311,27
3	Max F1	Max F3	-5882,95	16246,08	-47472,93	-135182,07	-37930,54	-4045,16
4	Max F1	Max M1	-5574,82	15957,13	-46074,67	-132774,55	-42820,65	-5583,53
5	Max F1	Max M2	-6292,35	17395,17	-45628,91	-144740,73	-51159,08	2072,57
6	Max F1	Max M3	-5133,27	14488,78	-42314,50	-120554,14	-59176,37	-13401,02
7	Max F1	Min F1	-4697,35	13287,18	-41952,30	-110554,82	-57483,38	-19798,33
8	Max F1	Min F2	-5413,50	15522,88	-45239,15	-129154,07	-45947,28	-7895,50
9	Max F1	Min F3	-5194,41	14168,66	-40408,07	-117890,43	-69835,66	-15105,35
10	Max F1	Min M1	-5205,21	14071,39	-41795,38	-117081,11	-62539,58	-15623,24
11	Max F1	Min M2	-4697,35	13287,18	-41952,30	-110554,82	-57483,38	-19798,33
12	Max F1	Min M3	-5133,27	14488,78	-42314,50	-120554,14	-59176,37	-13401,02
13	Max F2	Max F1	-5509,99	14736,30	-42946,57	-122620,73	-30364,31	16228,34
14	Max F2	Max F2	-4584,17	11846,78	-39948,56	-98581,59	-38618,17	844,50
15	Max F2	Max F3	-5100,58	13587,22	-44790,58	-113062,07	-17135,77	10110,62
16	Max F2	Max M1	-4792,45	13298,27	-43392,33	-110654,56	-22025,88	8572,24
17	Max F2	Max M2	-5509,99	14736,30	-42946,57	-122620,73	-30364,31	16228,34
18	Max F2	Max M3	-4350,90	11829,92	-39632,16	-98434,14	-38381,60	754,75
19	Max F2	Min F1	-3914,98	10628,32	-39269,96	-88434,82	-36688,61	-5642,56
20	Max F2	Min F2	-4631,13	12864,02	-42556,81	-107034,08	-25152,51	6260,28
21	Max F2	Min F3	-4412,04	11509,80	-37725,73	-95770,43	-49040,89	-949,58
22	Max F2	Min M1	-4422,85	11412,52	-39113,03	-94961,11	-41744,81	-1467,46
23	Max F2	Min M2	-3914,98	10628,32	-39269,96	-88434,82	-36688,61	-5642,56
24	Max F2	Min M3	-4350,90	11829,92	-39632,16	-98434,14	-38381,60	754,75
25	Max F3	Max F1	-5817,43	16200,12	-47424,04	-134796,26	-56769,66	8434,97
26	Max F3	Max F2	-4891,60	13310,60	-44426,03	-110757,12	-65023,52	-6948,87
27	Max F3	Max F3	-5408,02	15051,04	-49268,06	-125237,60	-43541,12	2317,24
28	Max F3	Max M1	-5099,89	14762,09	-47869,80	-122830,09	-48431,23	778,87
29	Max F3	Max M2	-5817,43	16200,12	-47424,04	-134796,26	-56769,66	8434,97
30	Max F3	Max M3	-4658,34	13293,74	-44109,63	-110609,68	-64786,94	-7038,62
31	Max F3	Min F1	-4222,42	12092,14	-43747,43	-100610,36	-63093,95	-13435,93
32	Max F3	Min F2	-4938,57	14327,84	-47034,28	-119209,61	-51557,86	-1333,10
33	Max F3	Min F3	-4719,48	12973,62	-42203,21	-107945,96	-75446,23	-8742,95
34	Max F3	Min M1	-4730,28	12876,34	-43590,51	-107136,64	-68150,16	-9260,84
35	Max F3	Min M2	-4222,42	12092,14	-43747,43	-100610,36	-63093,95	-13435,93
36	Max F3	Min M3	-4658,34	13293,74	-44109,63	-110609,68	-64786,94	-7038,62
37	Max M1	Max F1	-5694,85	16066,30	-44781,45	-133682,88	-41680,70	9147,43
38	Max M1	Max F2	-4769,03	13176,78	-41783,44	-109643,74	-49934,56	-6236,41
39	Max M1	Max F3	-5285,44	14917,22	-46625,47	-124124,22	-28452,16	3029,70
40	Max M1	Max M1	-4977,32	14628,27	-45227,22	-121716,70	-33342,27	1491,33
41	Max M1	Max M2	-5694,85	16066,30	-44781,45	-133682,88	-41680,70	9147,43
42	Max M1	Max M3	-4535,77	13159,92	-41467,04	-109496,29	-49697,98	-6326,16
43	Max M1	Min F1	-4099,84	11958,32	-41104,84	-99496,97	-48004,99	-12723,47
44	Max M1	Min F2	-4816,00	14194,01	-44391,69	-118096,22	-36468,89	-820,64
45	Max M1	Min F3	-4596,90	12839,80	-39560,62	-106832,58	-60357,27	-8030,49
46	Max M1	Min M1	-4607,71	12742,52	-40947,92	-106023,26	-53061,19	-8548,38
47	Max M1	Min M2	-4099,84	11958,32	-41104,84	-99496,97	-48004,99	-12723,47
48	Max M1	Min M3	-4535,77	13159,92	-41467,04	-109496,29	-49697,98	-6326,16
49	Max M2	Max F1	-6292,35	17395,17	-45628,91	-144740,73	-51159,08	2072,57
50	Max M2	Max F2	-5366,53	14505,64	-42630,90	-120701,59	-59412,94	-13311,27
51	Max M2	Max F3	-5882,95	16246,08	-47472,93	-135182,07	-37930,54	-4045,16
52	Max M2	Max M1	-5574,82	15957,13	-46074,67	-132774,55	-42820,65	-5583,53
53	Max M2	Max M2	-6292,35	17395,17	-45628,91	-144740,73	-51159,08	2072,57
54	Max M2	Max M3	-5133,27	14488,78	-42314,50	-120554,14	-59176,37	-13401,02
55	Max M2	Min F1	-4697,35	13287,18	-41952,30	-110554,82	-57483,38	-19798,33
56	Max M2	Min F2	-5413,50	15522,88	-45239,15	-129154,07	-45947,28	-7895,50
57	Max M2	Min F3	-5194,41	14168,66	-40408,07	-117890,43	-69835,66	-15105,35
58	Max M2	Min M1	-5205,21	14071,39	-41795,38	-117081,11	-62539,58	-15623,24
59	Max M2	Min M2	-4697,35	13287,18	-41952,30	-110554,82	-57483,38	-19798,33
60	Max M2	Min M3	-5133,27	14488,78	-42314,50	-120554,14	-59176,37	-13401,02
61	Max M3	Max F1	-5200,79	14535,68	-42501,31	-120938,91	-25455,80	17296,45
62	Max M3	Max F2	-4274,97	11646,16	-39503,30	-96899,77	-33709,66	1912,61
63	Max M3	Max F3	-4791,38	13386,60	-44345,32	-111380,25	-12227,26	11178,72
64	Max M3	Max M1	-4483,25	13097,65	-42947,07	-108972,73	-17117,37	9640,35
65	Max M3	Max M2	-5200,79	14535,68	-42501,31	-120938,91	-25455,80	17296,45
66	Max M3	Max M3	-4041,70	11629,30	-39186,90	-96752,32	-33473,09	1822,86
67	Max M3	Min F1	-3605,78	10427,70	-38824,70	-86753,00	-31780,10	-4574,45
68	Max M3	Min F2	-4321,94	12663,39	-42111,55	-105352,25	-20244,00	7328,39
69	Max M3	Min F3	-4102,84	11309,18	-37280,47	-94088,61	-44132,38	118,53
70	Max M3	Min M1	-4113,65	11211,90	-38667,77	-93279,29	-36836,30	-399,35
71	Max M3	Min M2	-3605,78	10427,70	-38824,70	-86753,00	-31780,10	-4574,45
72	Max M3	Min M3	-4041,70	11629,30	-39186,90	-96752,32	-33473,09	1822,86
73	Min F1	Max F1	-4780,19	13029,16	-42000,85	-108397,14	-19312,49	25317,19
74	Min F1	Max F2	-3854,37	10139,63	-39002,84	-84357,99	-27566,35	9933,35
75	Min F1	Max F3	-4370,79	11880,07	-43844,87	-98838,47	-6083,95	19199,46
76	Min F1	Max M1	-4062,66	11591,12	-42446,61	-96430,96	-10974,06	17661,09
77	Min F1	Max M2	-4780,19	13029,16	-42000,85	-108397,14	-19312,49	25317,19

Tabla 10 - Resultante de acciones en el punto A, parte 1 (fuente: elaboración propia)

Peso propio efectivo del encepado

15890,58 kN

N°	Caso pila P02	Caso pila P04	Resultante de acciones en el punto A ELS					
			H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
78	Min F1	Max M3	-3621,11	10122,77	-38686,44	-84210,55	-27329,77	9843,60
79	Min F1	Min F1	-3185,19	8921,18	-38324,24	-74211,23	-25636,78	3446,29
80	Min F1	Min F2	-3901,34	11156,87	-41611,09	-92810,48	-14100,68	15349,12
81	Min F1	Min F3	-3682,25	9802,65	-36780,02	-81546,83	-37989,06	8139,27
82	Min F1	Min M1	-3693,05	9705,38	-38167,32	-80737,51	-30692,98	7621,38
83	Min F1	Min M2	-3185,19	8921,18	-38324,24	-74211,23	-25636,78	3446,29
84	Min F1	Min M3	-3621,11	10122,77	-38686,44	-84210,55	-27329,77	9843,60
85	Min F2	Max F1	-5542,69	15667,15	-43968,26	-130343,51	-36135,60	11272,52
86	Min F2	Max F2	-4616,86	12777,62	-40970,25	-106304,37	-44389,46	-4111,32
87	Min F2	Max F3	-5133,28	14518,07	-45812,27	-120784,85	-22907,05	5154,79
88	Min F2	Max M1	-4825,15	14229,11	-44414,02	-118377,33	-27797,16	3616,42
89	Min F2	Max M2	-5542,69	15667,15	-43968,26	-130343,51	-36135,60	11272,52
90	Min F2	Max M3	-4383,60	12760,77	-40653,85	-106156,92	-44152,88	-4201,07
91	Min F2	Min F1	-3947,68	11559,17	-40291,65	-96157,60	-42459,89	-10598,38
92	Min F2	Min F2	-4663,83	13794,86	-43578,50	-114756,85	-30923,79	1304,45
93	Min F2	Min F3	-4444,74	12440,64	-38747,42	-103493,21	-54812,17	-5905,40
94	Min F2	Min M1	-4455,54	12343,37	-40134,72	-102683,89	-47516,09	-6423,29
95	Min F2	Min M2	-3947,68	11559,17	-40291,65	-96157,60	-42459,89	-10598,38
96	Min F2	Min M3	-4383,60	12760,77	-40653,85	-106156,92	-44152,88	-4201,07
97	Min F3	Max F1	-5072,26	14188,05	-40279,89	-118037,36	-12584,77	19147,27
98	Min F3	Max F2	-4146,44	11298,52	-37281,88	-93998,21	-20838,63	3763,43
99	Min F3	Max F3	-4662,85	13038,96	-42123,91	-108478,69	643,78	13029,55
100	Min F3	Max M1	-4354,72	12750,01	-40725,65	-106071,18	-4246,33	11491,17
101	Min F3	Max M2	-5072,26	14188,05	-40279,89	-118037,36	-12584,77	19147,27
102	Min F3	Max M3	-3913,17	11281,66	-36965,48	-93850,77	-20602,05	3673,68
103	Min F3	Min F1	-3477,25	10080,06	-36603,28	-83851,45	-18909,06	-2723,63
104	Min F3	Min F2	-4193,40	12315,76	-39890,13	-102450,70	-7372,96	9179,21
105	Min F3	Min F3	-3974,31	10961,54	-35059,05	-91187,05	-31261,34	1969,35
106	Min F3	Min M1	-3985,12	10864,27	-36446,36	-90377,73	-23965,26	1451,47
107	Min F3	Min M2	-3477,25	10080,06	-36603,28	-83851,45	-18909,06	-2723,63
108	Min F3	Min M3	-3913,17	11281,66	-36965,48	-93850,77	-20602,05	3673,68
109	Min M1	Max F1	-5357,83	14337,15	-42133,37	-119281,36	-24819,22	18353,44
110	Min M1	Max F2	-4432,00	11447,62	-39135,36	-95242,22	-33073,07	2969,59
111	Min M1	Max F3	-4948,42	13188,07	-43977,39	-109722,70	-11590,67	12235,71
112	Min M1	Max M1	-4640,29	12899,12	-42579,14	-107315,18	-16480,78	10697,33
113	Min M1	Max M2	-5357,83	14337,15	-42133,37	-119281,36	-24819,22	18353,44
114	Min M1	Max M3	-4198,74	11430,77	-38818,96	-95094,77	-32836,50	2879,85
115	Min M1	Min F1	-3762,82	10229,17	-38456,76	-85095,45	-31143,51	-3517,46
116	Min M1	Min F2	-4478,97	12464,86	-41743,62	-103694,70	-19607,41	8385,37
117	Min M1	Min F3	-4259,88	11110,65	-36912,54	-92431,06	-43495,79	1175,52
118	Min M1	Min M1	-4270,68	11013,37	-38299,84	-91621,74	-36199,71	657,63
119	Min M1	Min M2	-3762,82	10229,17	-38456,76	-85095,45	-31143,51	-3517,46
120	Min M1	Min M3	-4198,74	11430,77	-38818,96	-95094,77	-32836,50	2879,85
121	Min M2	Max F1	-4780,19	13029,16	-42000,85	-108397,14	-19312,49	25317,19
122	Min M2	Max F2	-3854,37	10139,63	-39002,84	-84357,99	-27566,35	9933,35
123	Min M2	Max F3	-4370,79	11880,07	-43844,87	-98838,47	-6083,95	19199,46
124	Min M2	Max M1	-4062,66	11591,12	-42446,61	-96430,96	-10974,06	17661,09
125	Min M2	Max M2	-4780,19	13029,16	-42000,85	-108397,14	-19312,49	25317,19
126	Min M2	Max M3	-3621,11	10122,77	-38686,44	-84210,55	-27329,77	9843,60
127	Min M2	Min F1	-3185,19	8921,18	-38324,24	-74211,23	-25636,78	3446,29
128	Min M2	Min F2	-3901,34	11156,87	-41611,09	-92810,48	-14100,68	15349,12
129	Min M2	Min F3	-3682,25	9802,65	-36780,02	-81546,83	-37989,06	8139,27
130	Min M2	Min M1	-3693,05	9705,38	-38167,32	-80737,51	-30692,98	7621,38
131	Min M2	Min M2	-3185,19	8921,18	-38324,24	-74211,23	-25636,78	3446,29
132	Min M2	Min M3	-3621,11	10122,77	-38686,44	-84210,55	-27329,77	9843,60
133	Min M3	Max F1	-5200,79	14535,68	-42501,31	-120938,91	-25455,80	17296,45
134	Min M3	Max F2	-4274,97	11646,16	-39503,30	-96899,77	-33709,66	1912,61
135	Min M3	Max F3	-4791,38	13386,60	-44345,32	-111380,25	-12227,26	11178,72
136	Min M3	Max M1	-4483,25	13097,65	-42947,07	-108972,73	-17117,37	9640,35
137	Min M3	Max M2	-5200,79	14535,68	-42501,31	-120938,91	-25455,80	17296,45
138	Min M3	Max M3	-4041,70	11629,30	-39186,90	-96752,32	-33473,09	1822,86
139	Min M3	Min F1	-3605,78	10427,70	-38824,70	-86753,00	-31780,10	-4574,45
140	Min M3	Min F2	-4321,94	12663,39	-42111,55	-105352,25	-20244,00	7328,39
141	Min M3	Min F3	-4102,84	11309,18	-37280,47	-94088,61	-44132,38	118,53
142	Min M3	Min M1	-4113,65	11211,90	-38667,77	-93279,29	-36836,30	-399,35
143	Min M3	Min M2	-3605,78	10427,70	-38824,70	-86753,00	-31780,10	-4574,45
144	Min M3	Min M3	-4041,70	11629,30	-39186,90	-96752,32	-33473,09	1822,86

Tabla 11 - Resultante de acciones en el punto A, parte 2 (fuente: elaboración propia)

5.2.3 Cargas en cabeza de los pilotes

Una vez las fuerzas exteriores han sido reducidas al punto A, se pueden determinar las fuerzas en cabeza de los pilotes. Eso se hace suponiendo el encepado rígido, lo cual es válido puesto que se respetan las condiciones de vuelo máximo; y los pilotes articulados en cabeza. Se usan las fórmulas que aparecen en la figura siguiente.

Cabe destacar que los signos en las fórmulas que aparecen en la figura siguiente son válidos únicamente en el caso de momentos de mismo signo que en la figura, y de un pilote en la misma situación, es decir con coordenadas en los ejes x, y, positivas. Por lo tanto, hay que ajustar los signos para cada pilote, y según el signo de las cargas actuantes en el punto A. Por eso, se usa el criterio siguiente: para la determinación de los axiles en los pilotes, se consideran la compresión de signo negativo, y la tracción de signo positivo. Para los cortantes, una fuerza en el sentido positivo de los ejes horizontales es positiva.

Considerando esto, se realiza el reparto de carga entre pilotes, para las 144 combinaciones establecidas.

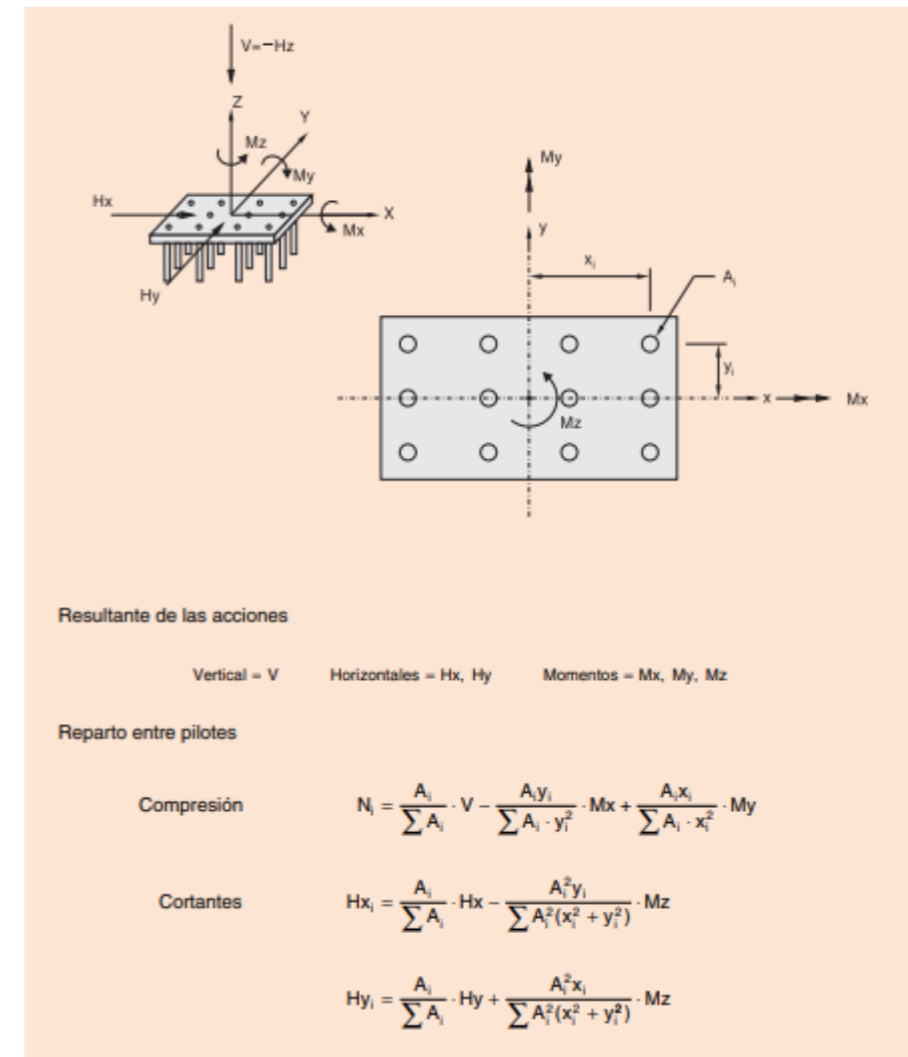


FIGURA 5.7. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN LA HIPÓTESIS DE ENCEPADO RÍGIDO Y PILOTES ARTICULADOS EN CABEZA

Figura 10 - Reparto de cargas entre pilotes suponiendo el encepado rígido, y los pilotes articulados en cabeza (fuente: Apartado 5.7 de GCOC)



Utilizamos el solver de Excel para obtener las combinaciones que:

- Maximizan la compresión en el pilote aislado;
- Maximizan la tracción en el pilote aislado;
- Maximizan el valor absoluto de la fuerza horizontal, en cualquier eje.

A continuación, se muestra el reparto de carga obtenido para la combinación que maximiza la compresión en el pilote aislado:

n° de pilotes		12				
Area total de pilotes		30,54 m <sup>2</sup>				
Elegir combinación		5				
Combinación	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
5	-6292,35	17395,17	-45628,91	-144740,73	-51159,08	2072,57

Combinación	Posición	Presencia	x <sub>i</sub> (m)	y <sub>i</sub> (m)	z <sub>i</sub> (m)	A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>x</sub> <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	A <sub>z</sub> <sup>2</sup> ·(x <sub>i</sub> <sup>2</sup> +y <sub>i</sub> <sup>2</sup> ) (m <sup>6</sup> )	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)
5	M <sub>1,1</sub>	1	-13,5	2,7	0	2,54	463,77	18,55	1227,36	-8946,42	-529,41	1424,35
5	M <sub>1,2</sub>	1	-8,1	2,7	0	2,54	166,96	18,55	472,06	-8675,74	-529,41	1434,45
5	M <sub>1,3</sub>	1	-2,7	2,7	0	2,54	18,55	18,55	94,41	-8405,06	-529,41	1444,55
5	M <sub>1,4</sub>	1	2,7	2,7	0	2,54	18,55	18,55	94,41	-8134,37	-529,41	1454,65
5	M <sub>1,5</sub>	1	8,1	2,7	0	2,54	166,96	18,55	472,06	-7863,69	-529,41	1464,75
5	M <sub>1,6</sub>	1	13,5	2,7	0	2,54	463,77	18,55	1227,36	-7593,01	-529,41	1474,85
5	M <sub>2,1</sub>	1	-13,5	-2,7	0	2,54	463,77	18,55	1227,36	-11,81	-519,31	1424,35
5	M <sub>2,2</sub>	1	-8,1	-2,7	0	2,54	166,96	18,55	472,06	258,87	-519,31	1434,45
5	M <sub>2,3</sub>	1	-2,7	-2,7	0	2,54	18,55	18,55	94,41	529,56	-519,31	1444,55
5	M <sub>2,4</sub>	1	2,7	-2,7	0	2,54	18,55	18,55	94,41	800,24	-519,31	1454,65
5	M <sub>2,5</sub>	1	8,1	-2,7	0	2,54	166,96	18,55	472,06	1070,92	-519,31	1464,75
5	M <sub>2,6</sub>	1	13,5	-2,7	0	2,54	463,77	18,55	1227,36	1341,60	-519,31	1474,85
			ΣA <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	ΣA <sub>x</sub> <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	ΣA <sub>y</sub> <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	ΣA <sub>z</sub> <sup>2</sup> ·(x <sub>i</sub> <sup>2</sup> +y <sub>i</sub> <sup>2</sup> ) (m <sup>6</sup> )	ΣN <sub>i</sub> (kN)	ΣH <sub>x</sub> (kN)	ΣH <sub>y</sub> (kN)			
			30,54	2597,11	222,61	7175,31	-45628,91	-6292,35	17395,17			

Tabla 12 – Reparto de carga entre los pilotes para la combinación que maximiza la compresión del pilote aislado (fuente: elaboración propia)

Analizamos los resultados para comprobar que no se supera el tope estructural. Por eso, se supone que el pilote es perforado de hormigon in situ, entubado, y con apoyo en suelo firme. En efecto, dado que se supone que la marga es alterada, se va a analizar como si fuera un suelo.

TABLA 5.5. VALORES RECOMENDADOS PARA EL TOPE ESTRUCTURAL DE LOS PILOTES  
 $Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$ , A = área de la sección transversal

TIPO DE PILOTE		VALORES DE $\sigma$ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ( $f_{ck} - 0,90 f_p$ )	
	Hormigón armado	0,30 $f_{ck}$	
	Metálico	0,33 $f_{yt}$	
	Madera	5	

		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

Figura 11 - Valores recomendados para la tensión admisible de los pilotes (fuente: Tabla 5.5 de GCOC)

Determinamos entonces el tope estructural como:

Tope estructural del pilote

Tipo (n°)	Tipo (nombre)	Tensión admisible $\sigma$	
		Suelo firme	Roca
1	Entubado	5	6
2	Con lodos	4	5
3	En seco	4	5
4	Barrenado	4	No aplicable

Tipo de apoyo (Suelo firme o Roca)	Suelo firme
Tipo de pilote (dar n°)	1
Tensión admisible del pilote	5 MPa
Diámetro del pilote	1,8 m
Tope estructural (carga vertical máxima de servicio del pilote)	12723,45 kN

Tabla 13 - Determinación del tope estructural del pilote aislado (fuente: elaboración propia)



Se muestra a continuación el análisis de los resultados del reparto de cargas entre pilotes para la combinación que maximiza la compresión del pilote aislado.

Máximo axil de compresión en la cabeza de un pilote	-8946,42 kN
Pilote correspondiente al máximo axil de compresión	M1,1
Mínimo axil de compresión en la cabeza de un pilote	-11,81 kN
Pilote correspondiente al mínimo axil de compresión	M2,1
Máximo axil de tracción en la cabeza de un pilote	1341,60 kN
Máximo esfuerzo horizontal en un pilote (valor absoluto, en cualquier eje)	1474,85 kN
Comprobación tope estructural de un pilote	CUMPLE

Tabla 14 - Análisis de los resultados del reparto de carga entre pilotes para la combinación que maximiza la compresión del pilote aislado (fuente: elaboración propia)

En las figuras anteriores, observamos que, tras haber hecho el reparto de carga entre pilotes, las sumas de los axiles y de los cortantes en ambos ejes horizontales son respectivamente iguales a la fuerza vertical, y a las fuerzas horizontales actuantes. Entonces, se puede pensar que el reparto de carga se ha hecho correctamente. Además, observamos que el pilote sometido al máximo axil de compresión es el pilote en posición M<sub>1,1</sub>, es decir el pilote que está en la primera línea y en la primera columna, lo que corresponde a la posición con coordenadas más negativas en el eje x, y más positivas en el eje y en esta configuración con 12 pilotes. Considerando que tenemos un momento actuante de eje x negativo, la máxima compresión que va a generar este momento sobre uno de los pilotes es para un pilote que tiene sus coordenadas en eje y las más positivas posibles (por el brazo) lo cual es el caso en esta posición. Además, el momento de eje y es negativo, con lo cual, la máxima compresión que va a generar este momento sobre uno de los pilotes es para un pilote cuyas coordenadas en eje x son las más negativas posibles, lo que también es el caso con esta posición determinada anteriormente. Entonces, se acepta el reparto de carga realizado.

Como conclusiones adicionales, podemos decir que hay pilotes que quedan tracciones con lo cual se debe comprobar la resistencia al arranque del pilote aislado para esta combinación. Además, tras otra ejecución del solver de Excel, se concluye que la combinación que maximiza la compresión en cabeza del pilote aislado es también la que maximiza la tracción en cabeza de un pilote aislado. Finalmente, observamos que el máximo axil de compresión en el pilote aislado es menor que el tope estructural del pilote. Por lo tanto, un diámetro de 1,8 m es suficiente para cumplir con el tope estructural del pilote en esta configuración de 12 pilotes.

Además, se comprueba que esa combinación es la que maximiza también el esfuerzo horizontal en un pilote. Así pues, se harán todas las comprobaciones para esta combinación.

### 5.3 Definición del suelo

Los parámetros de suelo considerados para el dimensionamiento geotécnico de los encepados de pilotes se definen a continuación.

NIVEL	SUCS	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)	c' (kPa)	z <sub>0</sub> (m)	z <sub>f</sub> (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)
1	GC-GM	18	15	27,5	0	26	21	5	5
2	GM	22,5	19,5	32,5	0	21	14,36	6,64	11,64
3	SC	21	18	32,5	0	14,36	1,14	13,22	24,86
4	-	28	25	25	0	1,14	-25	26,14	51

Tabla 15 – Parámetros del suelo considerados (fuente: elaboración propia)

### 5.4 Máxima carga vertical de compresión admisible del pilote aislado

En este apartado, se determina la máxima carga de compresión admisible Q del pilote aislado. Por eso, hay que calcular la carga de hundimiento del pilote aislado. Esta carga se define como:

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

Siendo:

- $Q_h$  la carga de hundimiento del pilote aislado
- $Q_p$  la resistencia por punta
- $Q_f$  la resistencia por fuste

En la figura siguiente, se muestra la definición de la carga de hundimiento y de sus dos componentes.

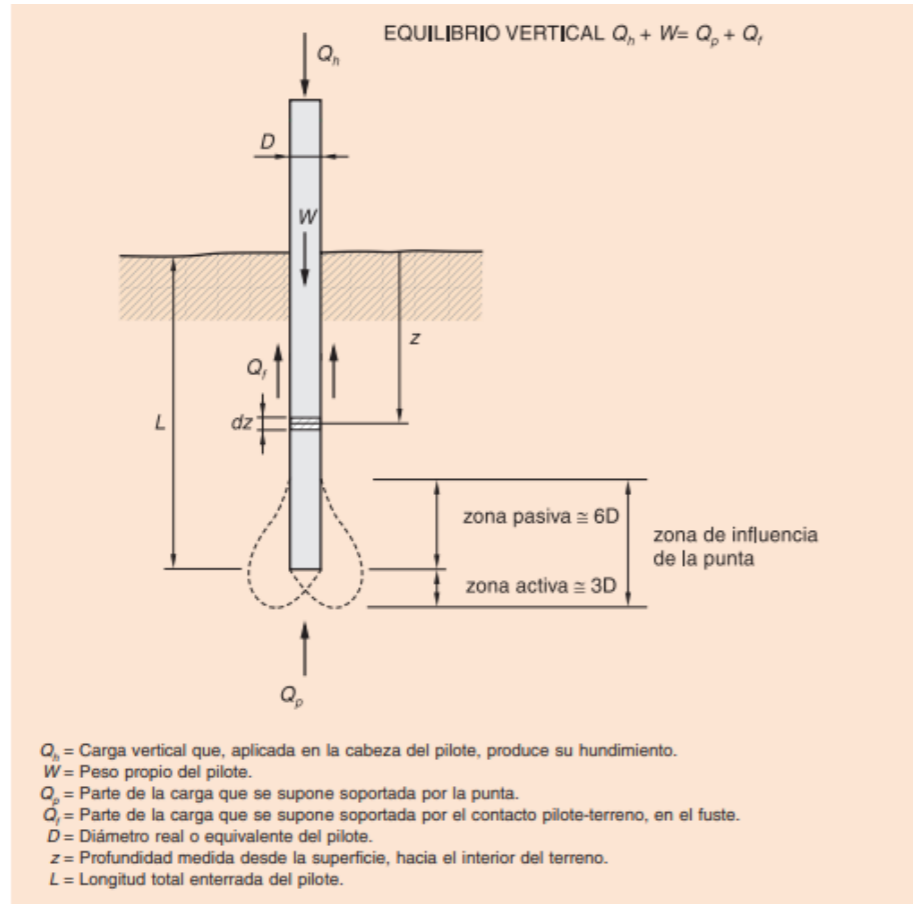


Figura 12 - Carga de hundimiento de un pilote (fuente: Apartado 5.10.2 de GCOC)

Cabe destacar que, para la determinación de carga de hundimiento del pilote aislado, se ha considerado el **terreno en su estado inicial**. Eso implica que las tensiones verticales necesarias para el cálculo se calcularán considerando las capas de terreno iniciales.

#### 5.4.1 Resistencia por fuste del pilote aislado

Primero, se determina la resistencia por fuste del pilote aislado. A continuación, se muestra la definición de la resistencia unitaria por fuste.

La resistencia unitaria por fuste puede tomarse igual a:

$$\tau_f = c + K_o \cdot \text{tg } \delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

- $\tau_f$  = Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado.
- $c$  = Cohesión al nivel considerado.
- $K_o$  = Coeficiente de empuje al reposo.
- $\delta$  = Ángulo de fricción del contacto pilote-terreno.
- $\sigma'_v$  = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

Cuando no se disponga de información fehaciente, acerca de los valores de  $K_o$ , y/o del ángulo  $\delta$ , se puede suponer:

$$K_o \cdot \text{tg } \delta = 0,3$$

Para el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados, y para el análisis concreto de situaciones de corto plazo, se utilizará el valor:

$$\tau_f = s_u \cdot \frac{p_o}{p_o + s_u} \leq 70 \text{ kPa}$$

Donde:

- $s_u$  = Resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado.
- $p_o$  = Presión de referencia, que se toma igual a 100 kPa, ( $p_o = 100 \text{ kPa}$ ).

Figura 13 - Resistencia unitaria por fuste del pilote aislado (fuente: Apartado 5.10.2 de GCOC)

Observamos que la resistencia unitaria por fuste depende de la capa en la que se encuentra el pilote. Como tenemos únicamente suelos granulares, se determina la resistencia por fuste mediante la siguiente formula:

$$\tau_f = c + K_o \tan \delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa}$$

El sentido de las letras en las fórmulas se ha definido en la figura anterior. Cabe destacar que en la formula anterior, se considera para la tensión vertical efectiva en la capa  $i$  atravesada por el pilote un valor medio. Por lo tanto, se coge el valor siguiente:

$$\sigma'_v = \frac{\sigma'_v(z_o) + \sigma'_v(z_f)}{2}$$

Siendo:

- $\sigma'_v(z_o)$  la tensión vertical efectiva a la cota de inicio de la capa  $i$  atravesada por el pilote
- $\sigma'_v(z_f)$  la tensión vertical efectiva a la cota final de la capa  $i$  atravesada por el pilote

Se puede entonces determinar la resistencia por fuste considerando los datos siguientes:

Combinación considerada en la hoja anterior	5
Ancho del encepado	9 m
Longitud del encepado	30,6 m
Tensión vertical total en la base del encepado considerando el terreno inicial	95,92 kN/m <sup>2</sup>
Cota superior del encepado	24,19 m
Cota inferior del encepado	20,47 m
Longitud de los pilotes	35 m
Diámetro de los pilotes	1,8 m
Cota cabeza de los pilotes	20,47 m
Cota base de los pilotes	-14,53 m
Cota inicio de la capa en la que se encuentra la cabeza de los pilotes	21 m
Capa en la que se encuentra la cabeza de los pilotes	2
Tensión vertical en la cabeza del pilote	95,92 kN/m <sup>2</sup>
Presión intersticial en la cabeza del pilote	35,3 kN/m <sup>2</sup>
Tensión vertical efectiva en la cabeza del pilote	60,63 kN/m <sup>2</sup>
Presión de referencia p <sub>o</sub>	100 kPa

Tabla 16 - Datos de partida para el cálculo de la resistencia por fuste (fuente: elaboración propia)

Se puede ver que los cálculos se realizan para una longitud de pilotes de 35 m y un diámetro de pilotes que sigue siendo de 1,8 m. Se determinan las capas atravesadas por el pilote y la longitud de capa atravesada en cada caso.

NIVEL	SUCS	Cabeza pilote	Base pilote	Capa atravesada	Longitud de capa atravesada (m)	Longitud de capa sumergida (m)	u <sub>tot</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ' <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	GC-GM	FUERA	FUERA	FUERA	0	3	30	84	54
2	GM	DENTRO	FUERA	DENTRO	6,11	6,64	96,4	233,4	137
3	SC	FUERA	FUERA	DENTRO	13,22	13,22	228,6	511,02	282,42
4	-	FUERA	DENTRO	DENTRO	15,67	26,14	490	1242,94	752,94

Tabla 17 - Determinación de las capas atravesadas por el pilote, y la longitud de capa atravesada en cada caso (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que las tensiones verticales que aparecen en la figura anterior son únicamente las tensiones verticales a la cota final de cada capa. Se calculan como:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

Donde:

- σ<sub>v</sub> es la tensión vertical del suelo a la profundidad estudiada. En un suelo con distintas capas, de espesor h<sub>i</sub> y peso específico γ<sub>i</sub>, se define como: σ<sub>v</sub> = ∑ γ<sub>i</sub> · h<sub>i</sub>. El peso específico es el seco si el suelo está por encima del nivel freático, y el saturado en el caso de estar en un suelo por debajo del nivel freático.
- u es la presión intersticial del agua. Se obtiene multiplicando el peso específico del agua por el espesor de suelo por encima del punto de cálculo que queda sumergida.

Sabiendo la posición exacta del pilote, se determina la resistencia por fuste:

NIVEL	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	u (kN/m <sup>2</sup> )	σ' <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	K <sub>o</sub> · tan δ	τ <sub>f</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	Q <sub>f</sub> (kN)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	233,4	96,4	137	0,3	29,64	34,55	1024,23
3	511,02	228,6	282,42	0,3	62,91	74,76	4703,21
4	949,78	385,30	564,48	0,30	90,00	88,61	7975,06

Resistencia total por fuste Q<sub>f</sub> | 13702,50 kN

Tabla 18 - Determinación de la resistencia total por fuste (fuente: elaboración propia)

En la figura anterior, las tensiones verticales se calculan únicamente al final de cada capa, o bien, en el caso de que la base del pilote esté en mitad de una capa (como es el caso aquí), se calcula la tensión vertical al nivel de la base del pilote.

En cuanto al área de fuste de cada capa atravesada por el pilote, A<sub>fi</sub>, se calcula considerando el área lateral del pilote atravesando la capa i:

$$A_{fi} = \pi D L_i$$

Siendo L<sub>i</sub> la longitud atravesada en la capa i por el pilote.

Finalmente, se obtiene la resistencia por fuste de la capa atravesada i, multiplicando la resistencia unitaria por fuste de la capa atravesada i, por el área de fuste en la capa atravesada.



#### 5.4.2 Resistencia por punta del pilote aislado

Determinamos la resistencia por punta del pilote aislado. Se calcula a partir de la figura siguiente:

Quando se conozcan las características resistentes del terreno en términos del modelo de Mohr-Coulomb, se podrá utilizar la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad resistente por punta:

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c$$

Donde:

$q_p$  = Carga de hundimiento unitaria por punta.  
 $\sigma'_{vo}$  = Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote.  
 $N_c^*$ ,  $N_q^*$  = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas.  
 $c$  = Cohesión.

$$N_q^* = 1,5 \cdot \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \cdot f_D \quad N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\operatorname{tg} \phi}$$

Donde:

$\phi$  = Ángulo de rozamiento interno.

Los valores de ( $c$ ,  $\phi$ ) a utilizar en esta expresión deben representar la resistencia del terreno en el entorno de la punta (zonas activa y pasiva indicadas en la figura 5.8).

Figura 14 - Determinación de la resistencia por punta, parte 1 (fuente: Apartado 5.10.2 de GCOC)

Esta aproximación se considera adecuada para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros ( $z_{punta} \leq 20 D$ ). Para profundidades mayores ( $z_{punta} > 20 D$ ) se utilizará como valor de  $\sigma'_{vo}$  la presión vertical efectiva a una profundidad igual a veinte diámetros.

El factor  $f_D$  tiene en cuenta el efecto del diámetro del pilote en el coeficiente de capacidad de carga, y puede estimarse mediante la expresión indicada en 5.10.2.1.1.

Para comprobar las situaciones de corto plazo, en las que se supone que  $\phi_{cálculo} = 0$ , el valor de  $N_c^*$  dado por las expresiones anteriores, debe tomarse igual a:

$$N_c^* (\phi_{cálculo} = 0) = 9 \cdot f_D$$

Siendo  $f_D$  el parámetro anteriormente referido para tener en cuenta el efecto del diámetro del pilote.

Figura 15 - Determinación de la resistencia por punta, parte 2 (fuente: Apartado 5.10.2 de GCOC)

Longitud de la zona pasiva (ZP)	10,8 m
Cota del inicio de la zona pasiva (ZP)	-3,73 m
Cota del fin de la zona pasiva (ZP)	-14,53 m
Longitud de la zona activa (ZA)	5,4 m
Cota de inicio de la zona activa (ZA)	-14,53 m
Cota del fin de la zona activa (ZA)	-19,93 m
Longitud límite de validez del cálculo (20.D)	36 m
Comprobación sobre el criterio de 20.D	CUMPLE

Tabla 19 - Determinación de la zona de influencia de la punta (fuente: elaboración propia)

En la figura anterior, observamos que la longitud de los pilotes es menor que 20 veces el diámetro del pilote. Por lo tanto, para la determinación de las tensiones verticales efectivas al nivel de la punta, se calculará la tensión vertical efectiva a la punta del pilote real. Por lo tanto, se puede aprovechar el cálculo realizado anteriormente para la determinación de la resistencia por fuste, en el que se debía calcular la tensión vertical efectiva al nivel de la punta.

Tenemos que determinar también los parámetros de resistencia de la punta en la zona de la influencia. Por eso, se va a realizar el mismo procedimiento que para el pilote, es decir que se va a determinar la posición de la zona pasiva, y de la zona activa, para poder determinar las capas atravesadas por cada una. Luego, se hace una media ponderada de los parámetros resistentes considerando la longitud de las capas atravesadas por cada zona de influencia. Finalmente, se hace una media de los valores obtenidos en cada zona de influencia. Los resultados se muestran a continuación:

Primero, se determinan las longitudes de las zonas pasivas y activas definidas en la figura de la carga de hundimiento de GCOC, previamente presentada.

*Parámetros resistentes en la zona pasiva*

NIVEL	$z_0$ (m)	$z_f$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Inicio ZP	Fin ZP	Capas ZP	Longitud de capa atravesada (m)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ponderado}$ (°.m)	$c'_{ponderado}$ (kPa.m)
1	26	21	5	5	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
2	21	14,36	6,64	11,64	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
3	14,36	1,14	13,22	24,86	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
4	1,14	-25	26,14	51	DENTRO	DENTRO	DENTRO	10,8	25	0	270	0

Comprobación sobre la longitud de zona de  
afección CUMPLE

Media geométrica de  $\phi'$  en la zona pasiva  
Media geométrica de  $c'$  en la zona pasiva

25 °  
0 kPa

*Parámetros resistentes en la zona activa*

NIVEL	$z_0$ (m)	$z_f$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Inicio ZA	Fin ZA	Capas ZA	Longitud de capa atravesada (m)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ponderado}$ (°.m)	$c'_{ponderado}$ (kPa.m)
1	26	21	5	5	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
2	21	14,36	6,64	11,64	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
3	14,36	1,14	13,22	24,86	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
4	1,14	-25	26,14	51	DENTRO	DENTRO	DENTRO	5,4	25	0	135	0

Comprobación sobre la longitud de ZA CUMPLE

Media geométrica de  $\phi'$  en la zona activa  
Media geométrica de  $c'$  en la zona activa

25 °  
0 kPa

Tabla 20 - Determinación de la cohesión efectiva y del ángulo de rozamiento efectivo en la zona de influencia de la punta (fuente: elaboración propia)

Luego, se calcula la resistencia por punta como:

$$Q_p = q_p A_p$$

Siendo:

- $q_p$  la resistencia unitaria por punta
- $A_p$  el área de la punta:  $A_p = \frac{\pi D^2}{4}$

Obtenemos:

*Cálculo de la resistencia por punta*

Capa en la que se encuentra la punta de los pilotes	4
Tensión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote o a 20.D	564,48 kN/m <sup>2</sup>
Media de $\phi'$ en la zona de influencia de la punta	25,0 °
Media de $c'$ en la zona de influencia de la punta	0 kPa
Parametro para tener en cuenta el diametro del pilote $f_d$	0,67
Factor de capacidad de carga $N_q^*$	10,66
Factor de capacidad de carga $N_c^*$	20,72
Carga de hundimiento unitaria por punta $q_p$	6018,57 kN/m <sup>2</sup>
Area de la punta $A_p$	2,54 m <sup>2</sup>
Carga de hundimiento por punta $Q_p$	15315,39 kN

Tabla 21 - Determinación de la resistencia por punta (fuente: elaboración propia)

Luego, haciendo la suma de las dos resistencias, obtenemos la carga de hundimiento del pilote aislado. Con eso, podemos determinar la máxima carga vertical admisible del pilote aislado.

### 5.4.3 Máxima carga vertical de compresión admisible en cabeza del pilote aislado

En este apartado, se determina la máxima carga vertical admisible del pilote aislado.

A partir de la carga de hundimiento  $Q_h$ , se determina la máxima carga admisible por hundimiento  $Q_{adm,h}$ , considerando un coeficiente de seguridad F de 2,6; puesto que estamos trabajando con la combinación característica.

TABLA 5.6. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO		
	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*) $F_1$	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA $F_2$	COMBINACIONES ACCIDENTALES $F_3$
<b>Cualquier tipo de pilotaje</b>			
Método del SPT en suelos granulares	3	2,6	2,2
Método basado en el penetrómetro estático	2,5	2,2	1,8
Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones	3,5	3	2,6
Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3	2,6	2,2
Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	3	2,6	2,2
Basado en ensayos de carga	2	1,7	1,5
<b>Pilotes hincados</b>			
Con control del avance y aplicación de la fórmula de Hiley	$(6 - s) \geq 3$	$(5 - s) \geq 2,6$	$(4 - s) \geq 2,2$
Con control de avance y aplicación de la ecuación de la onda	$(5 - s) \geq 2,5$	$(4 - s) \geq 2,2$	$(3 - s) \geq 1,8$
Con control electrónico de la hinca	2	1,7	1,5
Con control electrónico de la hinca y contraste con pruebas de carga	1,7	1,5	1,2

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Donde:

$s$  = Avance por golpe al final de la hinca, expresado en milímetros.

Figura 16 – Coeficientes de seguridad mínimos a asegurar para la comprobación de pilotes frente al hundimiento (fuente: Apartado 5.15.2 de GCOC)



$$Q_{adm,h} = \frac{Q_h}{F}$$

La máxima carga admisible en cabeza del pilote viene dada por:

$$Q + W \leq \min(Q_{adm,h}; Q_{tope\ estructural})$$

Siendo:

- $Q_{tope\ estructural}$  la carga máxima que se puede colocar en cabeza del pilote aislado considerando el tope estructural del pilote aislado.
- $W$  el peso propio del pilote aislado. En este caso usaremos el peso propio efectivo del pilote, dado que todo el pilote queda por debajo del nivel freático.
- $Q$  la máxima carga admisible en cabeza del pilote aislado

Luego, determinando el peso propio del pilote aislado, obtenemos la máxima carga admisible en cabeza del pilote:

$$Q \leq \min(Q_{adm,h}; Q_{tope\ estructural}) - W$$

Los resultados se presentan a continuación:

Carga de hundimiento del pilote aislado $Q_h$	29017,88 kN
Coefficiente de seguridad	2,6
Carga admisible por hundimiento $Q_{adm,h}$	11160,72 kN
Tope estructural $T_e$ (carga vertical máxima de servicio por límite estructural del pilote)	12723,45 kN
Máxima carga que puede colocarse en cabeza del pilote $Q$ sin descontar el peso propio del pilote	11160,72 kN
Maxima carga dada por	HUNDIMIENTO
Peso propio efectivo del pilote	1335,96 kN
Maxima carga que puede colocarse en cabeza del pilote $Q$ descontando el peso propio del pilote	9824,76 kN
Máximo axil de compresión actuante en la cabeza de un pilote	8946,42 kN
Comprobación	CUMPLE

Tabla 22 - Máxima carga admisible en cabeza del pilote (fuente: elaboración propia)

En la figura anterior, observamos que lo que nos condiciona para la determinación de la máxima carga admisible en cabeza del pilote es la carga admisible por hundimiento. Comparando la máxima carga admisible con el máximo axil de compresión actuante en cabeza del pilote aislado, que había sido determinado en un apartado anterior, podemos concluir que el pilote aislado de 35 m de longitud y de 1,8 m de diámetro puede recibir este axil.

Una vez comprobada la resistencia del pilote aislado, se debe comprobar la resistencia al hundimiento del grupo de pilotes, considerando un pilote equivalente. Eso se realiza en el apartado siguiente.

## 5.5 Máxima carga vertical de compresión admisible del pilote equivalente

En este apartado, se determina la máxima carga admisible  $Q$  del pilote equivalente siguiendo el procedimiento propuesto por la Guía de cimentaciones en obras de carreteras. El pilote equivalente se define como:

### 5.10.4. EFECTO GRUPO

Normalmente, las cimentaciones pilotadas requieren la disposición de grupos de pilotes que suelen quedar unidos por un encepado que recoge sus cabezas.

En los apartados precedentes, se ha descrito el modo en el que se puede calcular la carga de hundimiento de un pilote aislado, y también la carga axial que lo solicita. Con esos datos se podrá estimar el coeficiente de seguridad frente a hundimiento del pilote individual.

En los grupos de pilotes será necesario comprobar también la seguridad frente al hundimiento conjunto del grupo de pilotes. Este cálculo se efectuará como se indica a continuación.

En primer lugar, el conjunto de todos los pilotes del grupo se asimilará a un gran pilote cuya sección transversal sea tal que englobe (circunscriba) a todas las secciones transversales de los pilotes y del terreno que existe entre ellos.

Como longitud de ese pilote virtual equivalente, se tomará la longitud media de los pilotes del grupo.

Como contorno del pilote equivalente se considerará el correspondiente al de la sección transversal antes indicada, y sobre él se aplicará la resistencia por fuste. En la parte del contorno que sea ocupada por el propio terreno —y no por pilotes—, se supondrá que la resistencia unitaria por fuste es la misma que en el contacto real pilote-terreno.

Como peso del pilote equivalente debe tomarse la suma del correspondiente a cada uno de ellos y el del terreno que los rodea, dentro del grupo.

El cálculo de la carga de hundimiento de este gran pilote virtual, representativo del comportamiento conjunto, se realizará por alguno de los procedimientos anteriormente descritos.

Figura 17 - Definición del pilote equivalente (fuente: Apartado 5.10.4 de GCOC)

### 5.5.1 Definición del pilote equivalente

El diámetro equivalente para evaluar la resistencia por fuste se determina como:

Si lo que se trata es de evaluar la resistencia por fuste, debe hacerse la equivalencia en la longitud del contorno de la sección transversal (o perímetro de la misma),  $L$ . Es decir:

$$D_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot L$$

Donde:

$L$  = Perímetro de la sección transversal.

$D_{eq}$  = Diámetro equivalente.

Figura 18 - Determinación del diámetro equivalente para la evaluación de la resistencia por fuste (fuente: Apartado 5.1.1.3 de GCOC)

Consideramos el perímetro del rectángulo que engloba a todos los pilotes, y el terreno entre ellos, tal como indicado en la figura siguiente:

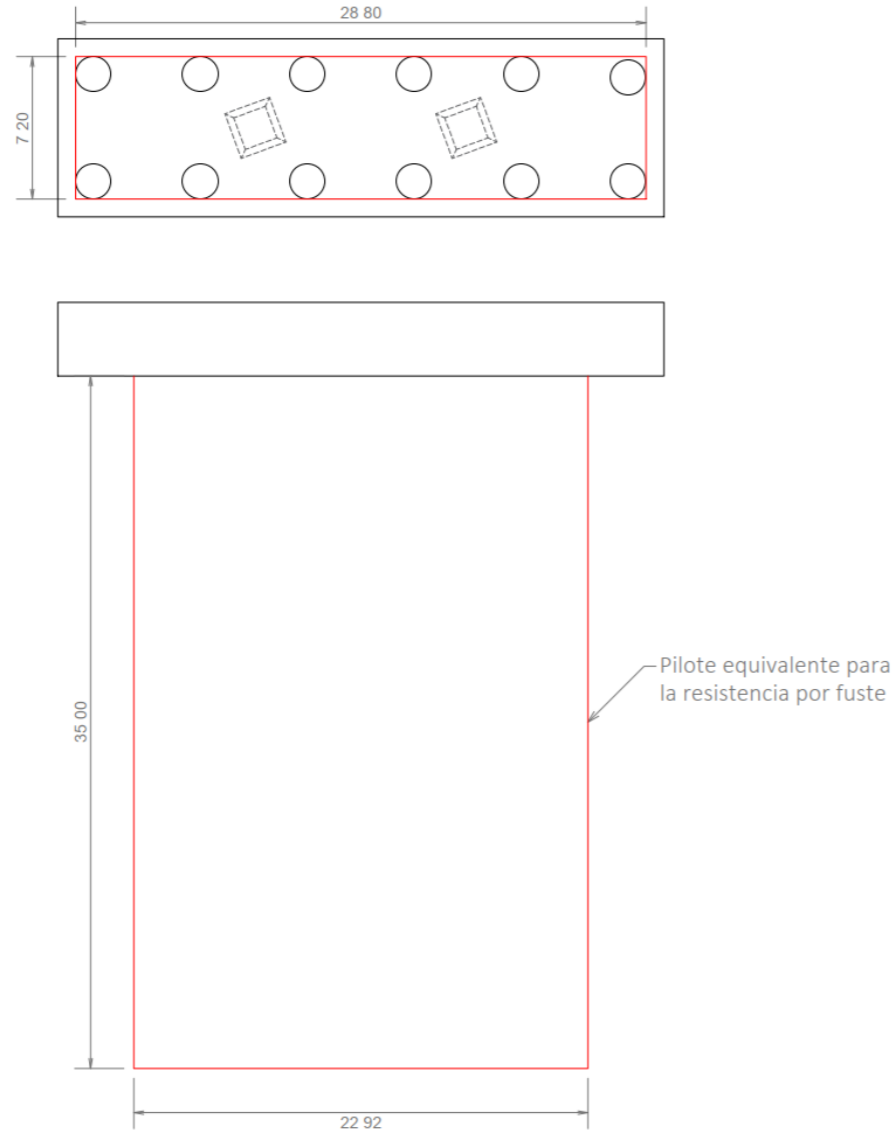


Figura 19 - Determinación del pilote equivalente para la resistencia por fuste (fuente: elaboración propia)

Para la resistencia por punta, determinamos el diámetro equivalente para igualar el área dentro del perímetro que engloba a los pilotes y el terreno entre ellos:

La asimilación a cilindros debe hacerse de una manera u otra según el tema que trate de resolverse. Si se trata de evaluar la capacidad portante por la punta, debe hacerse la equivalencia igualando las áreas de la sección transversal, es decir:

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A}$$

Figura 20 - Determinación del diámetro equivalente para la evaluación de la resistencia por punta (fuente: Apartado 5.1.1.3 de GCOC)

Se obtiene el siguiente pilote equivalente:

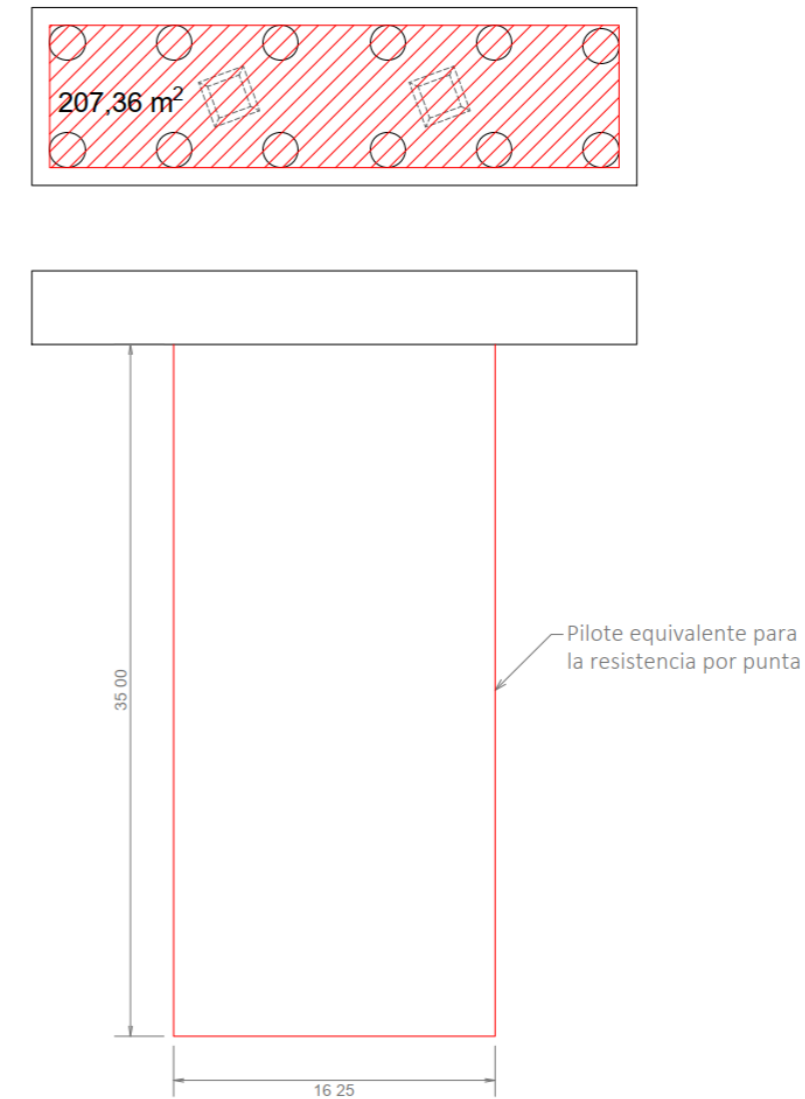


Figura 1 - Pilote equivalente para la resistencia por punta (fuente: propia)

Los datos a considerar para el cálculo de las distintas resistencias se resumen en la figura siguiente:

Longitud del pilote equivalente	35 m
Perímetro que engloba a todos los pilotes y el terreno entre ellos	72 m
Diámetro equivalente para la resistencia por fuste	22,92 m
Área que engloba a todos los pilotes y el terreno entre ellos	207,36 m <sup>2</sup>
Diámetro equivalente para la resistencia por punta	16,25 m

Tabla 23 - Diámetros y longitud a considerar para la evaluación de las resistencias por punta y fuste (fuente: propia)

### 5.5.2 Resistencia por fuste del pilote equivalente

El cálculo es idéntico al que se ha realizado en el apartado correspondiente a la determinación de la resistencia por fuste del pilote aislado, considerando el diámetro equivalente para la resistencia por fuste y la longitud del pilote equivalente. Se muestran los resultados obtenidos.

Se puede entonces determinar la resistencia por fuste considerando los datos siguientes:

Combinación considerada en la hoja anterior	5
Ancho del encepado	9 m
Longitud del encepado	30,6 m
Tensión vertical total en la base del encepado considerando el terreno	95,92 kN/m <sup>2</sup>
Cota superior del encepado	24,19 m
Cota inferior del encepado	20,47 m
Longitud de los pilotes	35 m
Diámetro equivalente para la resistencia por fuste	22,92 m
Cota cabeza de los pilotes	20,47 m
Cota base de los pilotes	-14,53 m
Cota inicio de la capa en la que se encuentra la cabeza de los pilotes	21 m
Capa en la que se encuentra la cabeza de los pilotes	2
Tensión vertical en la cabeza del pilote	95,92 kN/m <sup>2</sup>
Presión intersticial en la cabeza del pilote	35,3 kN/m <sup>2</sup>
Tensión vertical efectiva en la cabeza del pilote	60,63 kN/m <sup>2</sup>
Presión de referencia $p_0$	100 kPa

Tabla 24 - Datos de partida para el cálculo de la resistencia por fuste del pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

Así pues, se puede ver que los cálculos se realizan para una longitud de pilotes de 35 m y un diámetro de pilote equivalente de 22,92 m. Se determinan las capas atravesadas por el pilote y la longitud de capa atravesada en cada caso.

NIVEL	SUCS	Cabeza pilote	Base pilote	Capa atravesada	Longitud de capa atravesada (m)	Longitud de capa sumergida (m)	$u_{tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	GC-GM	FUERA	FUERA	FUERA	0	3	30	84	54
2	GM	DENTRO	FUERA	DENTRO	6,11	6,64	96,4	233,4	137
3	SC	FUERA	FUERA	DENTRO	13,22	13,22	228,6	511,02	282,42
4	-	FUERA	DENTRO	DENTRO	15,67	101,14	1240	3342,94	2102,94

Tabla 25 - Determinación de las capas atravesadas por el pilote equivalente, y la longitud de capa atravesada en cada caso (fuente: elaboración propia)

Cabe precisar que las tensiones verticales que aparecen en la figura anterior son únicamente las tensiones verticales a la cota final de cada capa.

Sabiendo la posición exacta del pilote, se determina la resistencia por fuste:

NIVEL	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_0 \cdot \tan \delta$	$\tau_{fi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_{fi}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_{fi}$ (kN)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	233,4	96,4	137	0,3	29,64	439,92	13040,88
3	511,02	228,6	282,42	0,3	62,91	951,84	59883,11
4	949,78	385,30	564,48	0,30	90,00	1128,24	101541,60

Resistencia total por fuste  $Q_f$  | 174465,59 kN

Tabla 26 - Determinación de la resistencia total por fuste del pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

En la figura anterior, las tensiones verticales se calculan únicamente al final de cada capa, o bien, en el caso de que la base del pilote sea en mitad de una capa (como es el caso aquí), se calcula la tensión vertical al nivel de la base del pilote.

En cuanto al área de fuste de cada capa atravesada por el pilote,  $A_{fi}$ , se calcula considerando el área lateral del pilote equivalente atravesando la capa  $i$ :

$$A_{fi} = \pi D_{eq,f} L_i$$

Siendo:

- $L_i$  la longitud atravesada en la capa  $i$  por el pilote equivalente
- $D_{eq,f}$  el diámetro del pilote equivalente para la resistencia por fuste

Finalmente, se obtiene la resistencia por fuste de la capa atravesada  $i$ , multiplicando la resistencia unitaria por fuste de la capa atravesada  $i$ , por el área de fuste en la capa atravesada  $i$ .



### 5.5.3 Resistencia por punta del pilote equivalente

Determinamos la resistencia por punta del pilote equivalente.

Primero, se determinan las longitudes de las zonas pasivas y activas, definidas previamente para el pilote aislado.

Diámetro equivalente para la resistencia por punta	16,25 m
Longitud de la zona pasiva (ZP)	35 m
Cota del inicio de la zona pasiva (ZP)	20,47 m
Cota del fin de la zona pasiva (ZP)	-14,53 m
Longitud de la zona activa (ZA)	48,75 m
Cota de inicio de la zona activa (ZA)	-14,53 m
Cota del fin de la zona activa (ZA)	-63,28 m
Longitud límite de validez del calculo (20.D)	324,97 m
Comprobacion sobre el criterio de 20.D	CUMPLE

En la figura anterior, observamos que la longitud de los pilotes es menor que 20 veces el diámetro del pilote. Por lo tanto, para la determinación de las tensiones verticales efectivas al nivel de la punta, se calculará directamente la tensión vertical efectiva a la punta, que ya ha sido obtenida para la determinación de la resistencia por fuste del pilote equivalente.

Tenemos que determinar también los parámetros de resistencia de la punta en la zona de la influencia. Por eso, se va a determinar la posición de la zona pasiva, y de la zona activa, para poder determinar las capas atravesadas por cada una. Luego, se hace una media ponderada de los parámetros resistentes considerando la longitud de las capas atravesadas por cada zona de influencia. Finalmente, se hace una media de los valores obtenidos en cada zona de influencia. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 28 - Determinación de la zona de influencia de la punta para el pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

#### Parámetros resistentes en la zona pasiva

NIVEL	$z_0$ (m)	$z_f$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Inicio ZP	Fin ZP	Capas ZP	Longitud de capa atravesada (m)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ponderado}$ (°.m)	$c'_{ponderado}$ (kPa.m)
1	26	21	5	5	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
2	21	14,36	6,64	11,64	DENTRO	FUERA	DENTRO	6,11	32,5	0	198,6	0
3	14,36	1,14	13,22	24,86	FUERA	FUERA	DENTRO	13,22	32,5	0	429,7	0
4	1,14	-100	101,14	126	FUERA	DENTRO	DENTRO	15,67	25	0	391,8	0

Comprobación sobre la longitud de ZP CUMPLE

Media geométrica de  $\phi'$  en la zona pasiva  
Media geométrica de  $c'$  en la zona pasiva

29,1 °  
0 kPa

#### Parámetros resistentes en la zona activa

NIVEL	$z_0$ (m)	$z_f$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Inicio ZA	Fin ZA	Capas ZA	Longitud de capa atravesada (m)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'_{ponderado}$ (°.m)	$c'_{ponderado}$ (kPa.m)
1	26	21	5	5	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
2	21	14,36	6,64	11,64	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
3	14,36	1,14	13,22	24,86	FUERA	FUERA	FUERA	0	-	-	-	-
4	1,14	-100	101,14	126	DENTRO	DENTRO	DENTRO	48,75	25	0	1218,6	0

Comprobación sobre la longitud de ZA CUMPLE

Media geométrica de  $\phi'$  en la zona activa  
Media geométrica de  $c'$  en la zona activa

25,0 °  
0 kPa

Tabla 27 - Determinación de la cohesión efectiva y del ángulo de rozamiento efectivo en la zona de influencia de la punta para el pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

Luego, se calcula la resistencia por punta como:

$$Q_p = q_p A_p$$

Siendo:

- $q_p$  la resistencia unitaria por punta
- $A_p$  el área de la punta:  $A_p = \frac{\pi D_{eq,p}^2}{4}$
- $D_{eq,p}$  el diámetro equivalente para evaluar la resistencia por punta

Obtenemos:

Capa en la que se encuentra la punta de los pilotes	4
Tensión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote o a 20.D	564,48 kN/m <sup>2</sup>
Media de $\phi'$ en la zona de influencia de la punta	27,1 °
Media de $c'$ en la zona de influencia de la punta	0 kPa
Parámetro para tener en cuenta el diametro del pilote $f_d$	0,67
Factor de capacidad de carga $N_q^*$	13,30
Factor de capacidad de carga $N_c^*$	24,07
Carga de hundimiento unitaria por punta $q_p$	7508,2 kN/m <sup>2</sup>
Area de la punta $A_p$	207,36 m <sup>2</sup>
Carga de hundimiento por punta $Q_p$	1556905,1 kN

Tabla 29 - Determinación de la resistencia por punta del pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

En el caso del pilote equivalente, observamos que la resistencia por punta es mucho más importante que la resistencia por fuste. Eso se debe únicamente al gran diámetro que se usa para el cálculo de este pilote virtual.

Luego, haciendo la suma de las dos resistencias, obtenemos la carga de hundimiento del pilote equivalente. Con eso, podemos determinar la máxima carga vertical admisible del pilote equivalente.

#### 5.5.4 Máxima carga vertical de compresión admisible en cabeza del pilote equivalente

En este apartado, se determina la máxima carga vertical admisible del pilote equivalente.

A partir de la carga de hundimiento  $Q_h$ , se determina la máxima carga admisible por hundimiento  $Q_{adm,h}$ , considerando un coeficiente de seguridad  $F$  de 2,6, puesto que estamos analizando la combinación característica de estado límite de servicio:

$$Q_{adm,h} = \frac{Q_h}{F}$$

La máxima carga admisible en cabeza del pilote viene dada por:

$$Q + W \leq \min(Q_{adm,h}; Q_{tope\ estructural})$$

Siendo:

- $Q_{tope\ estructural}$  la carga máxima que se puede colocar en cabeza del pilote equivalente considerando el tope estructural del pilote equivalente.
- $W$  el peso propio del pilote equivalente, calculado como el peso propio de los pilotes englobados en el pilote equivalente y el peso efectivo de las tierras que están dentro del pilote equivalente
- $Q$  la máxima carga admisible en cabeza del pilote equivalente

Luego, determinando el peso propio del pilote equivalente, obtenemos la máxima carga admisible en cabeza del pilote equivalente:

$$Q \leq \min(Q_{adm,h}; Q_{tope\ estructural}) - W$$

Los resultados se presentan a continuación:

Carga de hundimiento del pilote aislado $Q_h$	1731370,7 kN
Coeficiente de seguridad	2,6
Carga admisible por hundimiento $Q_{adm,h}$	665911,8 kN
Tope estructural $T_e$ (carga vertical maxima de servicio por limite estructural del pilote)	1036800,0 kN
Máxima carga que puede colocarse en cabeza del pilote $Q$ sin descontar el peso propio del pilote	665911,8 kN
Máxima carga dada por	HUNDIMIENTO
Peso propio efectivo de los pilotes dentro del pilote equivalente	16031,5 kN
Tensión vertical efectiva en la base del pilote equivalente	564,5 kN/m <sup>2</sup>
Tensión vertical efectiva en la cabeza del pilote	60,6 kN/m <sup>2</sup>
Area que engloba a todos los pilotes y el terreno entre ellos	207,36 m <sup>2</sup>
Area total de pilotes reales dentro del pilote equivalente	30,54 m <sup>2</sup>
Area del suelo dentro del pilote equivalente	176,82 m <sup>2</sup>
Peso propio efectivo del suelo dentro del pilote equivalente	89093,5 kN
Peso propio efectivo del pilote equivalente	105125,1 kN
Máxima carga que puede colocarse en cabeza del pilote $Q$ descontando el peso propio del pilote	560786,7 kN
Máximo axil de compresión actuante en la cabeza del pilote equivalente	49268,1 kN
Comprobación	CUMPLE

Tabla 30 - Máxima carga admisible en cabeza del pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

El peso propio efectivo del suelo que está dentro del pilote equivalente se calcula aprovechando el cálculo anterior de las tensiones verticales efectivas en la cabeza y la base del pilote equivalente. Se hace la diferencia entre ambas, y conociendo el área que engloba los pilotes y el terreno en el pilote equivalente, se obtiene el peso propio efectivo del suelo.

En la figura anterior, observamos que lo que nos condiciona para la determinación de la máxima carga admisible en cabeza del pilote equivalente es la carga admisible por hundimiento. Comparando la máxima carga admisible con el máximo axil de compresión actuante en el punto A del encepado, podemos concluir que el pilote equivalente puede resistir también por un coeficiente de seguridad de 2,6 frente al hundimiento que el pilote aislado. En el caso del pilote equivalente, el coeficiente de seguridad es mucho mayor dado el margen que hay entre la máxima carga admisible y la carga actuante en el punto A. Eso se debe a que se han respectado las condiciones críticas de separación de tres diámetros entre ejes de pilotes.

Podemos concluir que se ha comprobado que la máxima carga vertical admisible es mayor a la carga vertical actuante, en el pilote aislado y también en el pilote equivalente, con un coeficiente de seguridad frente al hundimiento suficiente en ambos casos.

## 5.6 Resistencia al arranque del pilote aislado

La resistencia a tracción de un pilote se define a continuación:

Normalmente, en las cimentaciones profundas de las obras de carretera no se utilizarán pilotes que queden trabajando a tracción. No es una buena disposición estructural, aunque en ocasiones será necesario hacerlo.

La resistencia al arranque puede calcularse con los procedimientos de cálculo que se mencionan en 5.10 para estimar la resistencia por fuste.

Según indica la experiencia, la resistencia por fuste en condiciones de tiro es claramente menor que en condiciones de compresión. Para tener esto en cuenta, se debe suponer que la resistencia a tracción es sólo una fracción de la resistencia por fuste:

$$T_{rotura} = 0,7 \cdot Q_f$$

Donde:

$T_{rotura}$  = Resistencia de rotura o arranque (por fuste) en condiciones de tiro (a tracción).  
 $Q_f$  = Resistencia por fuste (a compresión).

Figura 21 - Resistencia al arranque de un pilote (fuente: Apartado 5.11 de GCOC)

Observamos que la carga de rotura a tracción se obtiene a partir de la resistencia por fuste del pilote. Por lo tanto, tenemos que aplicar los mismos procedimientos ya explicados para la comprobación frente al hundimiento de pilotes. Consideramos la combinación 5 de las combinaciones características de estado límite de servicio, para la comprobación frente al arranque, puesto que vimos que dicha combinación genera la máxima compresión y tracción en un pilote aislado.

Por lo tanto, tenemos exactamente la misma resistencia por fuste, y la resistencia de rotura a tracción se determina directamente:

NIVEL	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	u (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_0 \cdot \tan \delta$	$\tau_{fi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_{fi}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_{fi}$ (kN)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	233,4	96,4	137	0,3	29,64	34,55	1024,23
3	511,02	228,6	282,42	0,3	62,91	74,76	4703,21
4	949,78	385,30	564,48	0,30	90,00	88,61	7975,06

Resistencia total por fuste $Q_f$	13702,50 kN
Resistencia de rotura a tracción	9591,75 kN

Tabla 31 – Resistencia de rotura a tracción del pilote aislado (fuente: elaboración propia)

Luego, despreciando el efecto favorable del peso del pilote, calculamos la máxima carga de tracción aplicable en cabeza del pilote aislado, con un coeficiente de seguridad de 2,6. Vemos que la carga admisible de tracción es mayor que la tracción actuante sobre el pilote aislado, con lo cual se ha verificado la resistencia al arranque del pilote aislado.

Coeficiente de seguridad	2,6
Carga admisible por rotura a tracción $Q_{adm,t}$	3689,13 kN
Peso propio efectivo del pilote	1335,96 kN
Máxima carga de tracción que puede colocarse en cabeza del pilote	3689,13 kN
Máximo axil de tracción actuante en la cabeza de un pilote	1341,60 kN
Comprobación	CUMPLE

Tabla 32 - Comprobación de la resistencia al arranque del pilote aislado (fuente: elaboración propia)



### 5.7 Resistencia al arranque del pilote equivalente

Realizamos el mismo calculo para el pilote equivalente. La resistencia por fuste ha sido ya calculada para la comprobación frente al hundimiento del pilote equivalente, y por lo tanto podemos calcular directamente la resistencia de rotura a tracción del pilote equivalente.

NIVEL	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	u (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_0 \cdot \tan \delta$	$\tau_{fi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_{fi}$ (m <sup>2</sup> )	$Q_{fi}$ (kN)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	233,4	96,4	137	0,3	29,64	439,92	13040,88
3	511,02	228,6	282,42	0,3	62,91	951,84	59883,11
4	949,78	385,30	564,48	0,30	90,00	1128,24	101541,60

Resistencia total por fuste $Q_f$	174465,59 kN
Resistencia de rotura a tracción	122125,91 kN

Tabla 33 - Resistencia de rotura a tracción del pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

Luego, despreciando el efecto favorable del peso del pilote equivalente, calculamos la máxima carga de tracción aplicable en cabeza del pilote aislado, con un coeficiente de seguridad de 2,6. Vemos que la carga admisible de tracción es mayor que el máximo axil actuando en el punto A del encepado, que es un axil de compresión puesto que es negativo, con lo cual el encepado nunca está traccionado. Por lo tanto, se ha verificado la resistencia al arranque del pilote equivalente.

Coeficiente de seguridad	2,6
Carga admisible por rotura a tracción $Q_{adm,t}$	46971,50 kN
Peso propio efectivo del pilote	105125,06 kN
Máxima carga de tracción que puede colocarse en cabeza del pilote	46971,50 kN
Máximo axil actuante en el punto A	-35059,05 kN
Comprobación	CUMPLE

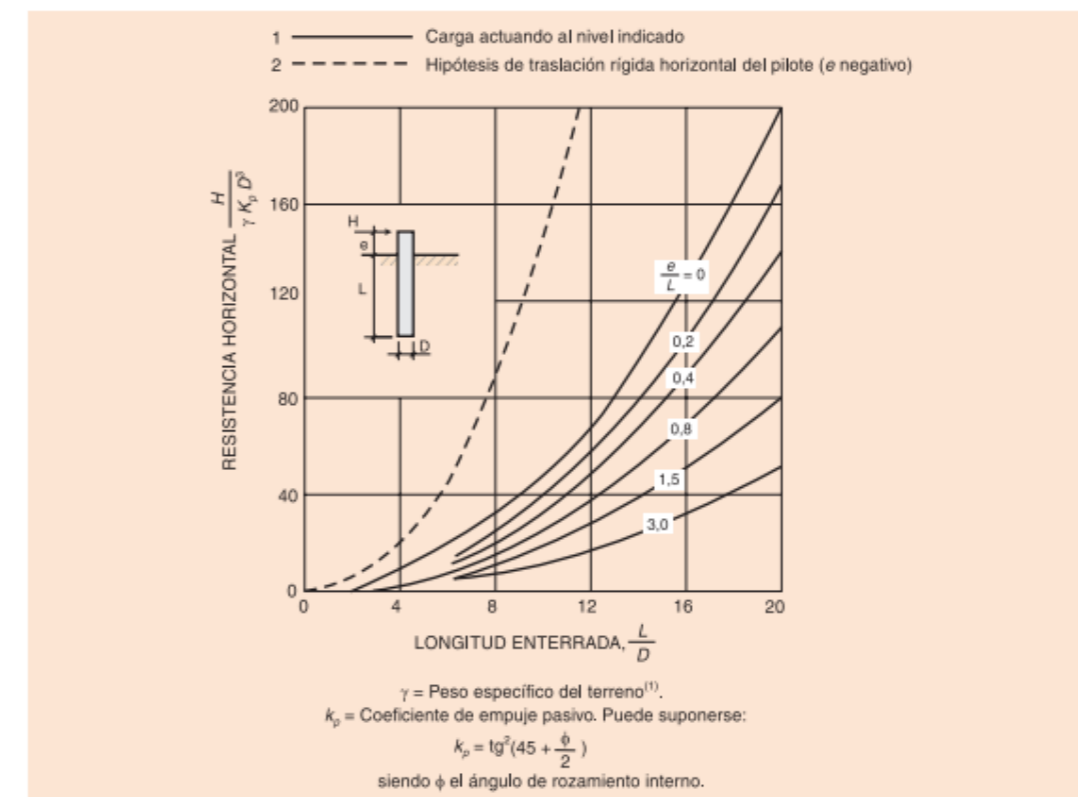
Tabla 34 - Comprobación de la resistencia al arranque del pilote equivalente (fuente: elaboración propia)

### 5.8 Resistencia horizontal del pilote aislado

Dado las cargas horizontales importantes que llegan a las cimentaciones, es importante comprobar la resistencia horizontal del pilote aislado. Lo ideal sería realizar un modelo de interacción suelo-terreno, pero para una primera prueba se van a utilizar los ábacos de Broms, propuestos por la GCOC.

A continuación, se comprueba la resistencia horizontal del pilote aislado. Esta resistencia consiste en comprobar que el terreno en el que está el pilote puede proporcionar suficiente resistencia frente a los empujes horizontales que existen.

Para realizar este cálculo, se supone que el terreno es granular ( $c=0$ ), lo cual se puede justificar analizando los parámetros resistentes de las capas del suelo Recordamos que la marga fisurada se había considerado como un suelo sin cohesión. Por lo tanto, en teoría, se pueden utilizar los ábacos de Broms para un pilote en un terreno puramente granular. Dado que el pilote está completamente por debajo del nivel freático, se puede entonces utilizar el siguiente ábaco de Broms:



<sup>(1)</sup> El ábaco sólo es aplicable directamente cuando el nivel freático coincide con la superficie del terreno, en cuyo caso el valor de  $\gamma$  a utilizar será el peso específico sumergido  $\gamma'$ . También es de aplicación cuando el nivel freático quede bajo la punta del pilote, en cuyo caso se utilizará como valor  $\gamma$  el peso específico aparente  $\gamma_{app}$ .

FIGURA 5.14. CARGA DE ROTURA HORIZONTAL DEL TERRENO PARA TERRENO PURAMENTE GRANULAR ( $c=0$ )

Figura 22 - Abaco de Broms utilizado para determinar la carga horizontal de rotura del terreno (fuente: Apartado 5.12 de GCOC)

Para utilizar el ábaco de la figura anterior, se considera que la longitud enterrada del pilote es la longitud del pilote, es decir 35 m. El diámetro considerado es de 1,8 m y la altura e de aplicación de la carga horizontal es 8,32 m, es decir que se considera que la carga se aplica directamente en la cabeza de la pila. En efecto, la altura de aplicación de la carga tiene que corresponder a un punto de momento flector nulo. Así pues, con la hipótesis

de una unión con flexión nula entre la pila y el arco, la altura a considerar es la altura de la pila más el canto del encepado.<sup>1</sup>

Finalmente, para los parámetros del suelo considerados, se consideran el peso específico sumergido mínimo y el ángulo de rozamiento efectivo mínimo de las capas atravesadas por el terreno, para minimizar la resistencia horizontal. Luego, se determina la resistencia horizontal del terreno H, y se comprueba que es mucho mayor que el máximo cortante en pilotes como se muestra en la figura siguiente:

Longitud enterrada del pilote L	35 m
Altura del punto de aplicación e de la carga horizontal	8,32 m
Diámetro del pilote D	1,8 m
Longitud enterrada adimensional L/D	19,44
Coefficiente e/L	0,24
Coefficiente adimensional de resistencia horizontal	150
Angulo de rozamiento interno efectivo mínimo $\Phi'$	25 °
Coefficiente de empuje pasivo mínimo Kp	2,46
Peso específico sumergido mínimo del terreno $\gamma'$	11 kN/m <sup>3</sup>
Resistencia horizontal H	7317,82 kN
Máximo esfuerzo horizontal en un pilote	1474,85 kN
Comprobación resistencia horizontal	CUMPLE

Figura 2 - Comprobación de la resistencia horizontal del terreno (fuente: propia)

Recordamos que el máximo esfuerzo horizontal en un pilote aislado había sido determinado en el apartado correspondiente a la determinación de las cargas en pilotes.

Concluimos que este primer cálculo para la comprobación de la resistencia de terreno frente a acciones horizontales es solo orientativo, y sería necesario hacer un análisis más detallado en un proyecto de construcción.

## 6 Dimensionamiento geotécnico del conjunto estribo-zapata en el lado tierra

En este apartado, se realiza el dimensionamiento geotécnico de los estribos y las zapatas que sirven de cimentaciones a los estribos. Se realizan las comprobaciones para el lado tierra (Saint-Ouen) y el lado isla (Ile Saint-Denis) se comprobará en el apartado siguiente.

### 6.1 Definición del suelo

El suelo considerado, y los parámetros resistentes utilizados son los siguientes:

NIVEL	SUCS	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_e$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$z_0$ (m)	$z_r$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Longitud de capa sumergida (m)	$u_{tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	R	20	17	25	0	35,3	30,26	5,04	5,04	0	0,0	85,7	85,7
1	GC-GM	18	15	27,5	0	30,26	21	9,26	14,3	3	30,0	233,6	203,6
2	GM	22,5	19,5	32,5	0	21	14,36	6,64	20,94	6,64	96,4	383,0	286,6
3	SC	21	18	32,5	0	14,36	1,16	13,2	34,14	13,2	228,4	660,2	431,8
4	-	28	25	25	0	1,16	-20	21,16	55,3	21,16	440,0	1252,7	812,7

Tabla 35 – Parámetros del suelo (fuente: elaboración propia)

### 6.2 Carga de hundimiento de la zapata corrida

Determinamos primero la carga de hundimiento de la zapata del estribo estudiado. La carga de hundimiento representa la carga máxima que se puede colocar al nivel del plano de cimentación sin que se produzca el hundimiento del suelo, es decir el fallo del suelo.

La fórmula analítica propuesta por la GCOC es la de Brinch-Hansen:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Figura 23 - Formula analítica de Brinch-Hansen (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)

<sup>1</sup> Cabe destacar que es el tipo de unión que se ha considerado en el modelo estructural, pero finalmente se ha retenido una unión monolítica entre la pila y el arco. En el último caso, se podría reducir la altura de aplicación de la carga horizontal.

En la formula anterior, los términos adoptados son los siguientes:

Donde:

- $p_{vh}$  = Presión vertical de hundimiento.
- $q$  = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.
- $c$  = Cohesión de cálculo.
- $\gamma$  = Peso específico del terreno.
- $B^*$  = Anchura equivalente del cimiento.
- $N_{qr}, N_{cr}, N_g$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.
- $d_{qr}, i_{qr}, s_{qr}, t_{qr}, r_q$  = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices  $q, c, \gamma$  indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Los parámetros ( $c, \phi$ ) que han de usarse en los cálculos deben representar la resistencia del terreno ubicado hasta una profundidad (medida desde el plano de apoyo de la cimentación), del orden de vez y media el ancho de cimentación.

La figura 4.5, muestra un esquema aproximado de las dimensiones y cargas a considerar en los cálculos.

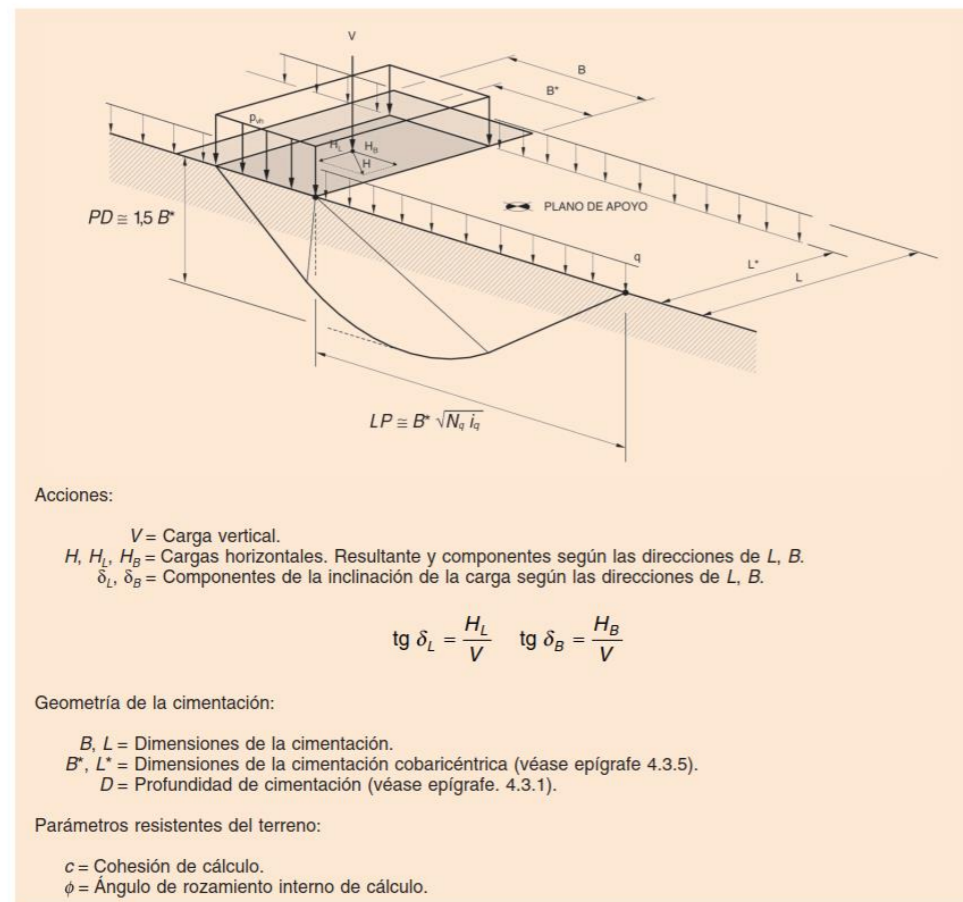


FIGURA 4.5. ESQUEMA DE CIMENTACIÓN TIPO

Figura 24 - Definición de los términos de la fórmula de Brinch-Hansen (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)

Según la GCOC, la carga de hundimiento debe ser determinada en estado límite de servicio, asegurando los siguientes coeficientes de seguridad:

TABLA 4.7. HUNDIMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Figura 25 - Coeficientes de seguridad mínimos para la comprobación de cimentaciones superficiales frente al hundimiento (fuente: Tabla 4.7 de GCOC)

### 6.2.1 Determinación del peso propio del estribo

Necesitamos conocer el peso propio del estribo, para poder calcular las acciones que actúan sobre las cimentaciones. Por eso, se divide el estribo en distintos volúmenes, determinando el centro de gravedad de cada volumen, y así, se deduce el centro de gravedad del estribo, así que su peso. La división empleada es la siguiente:

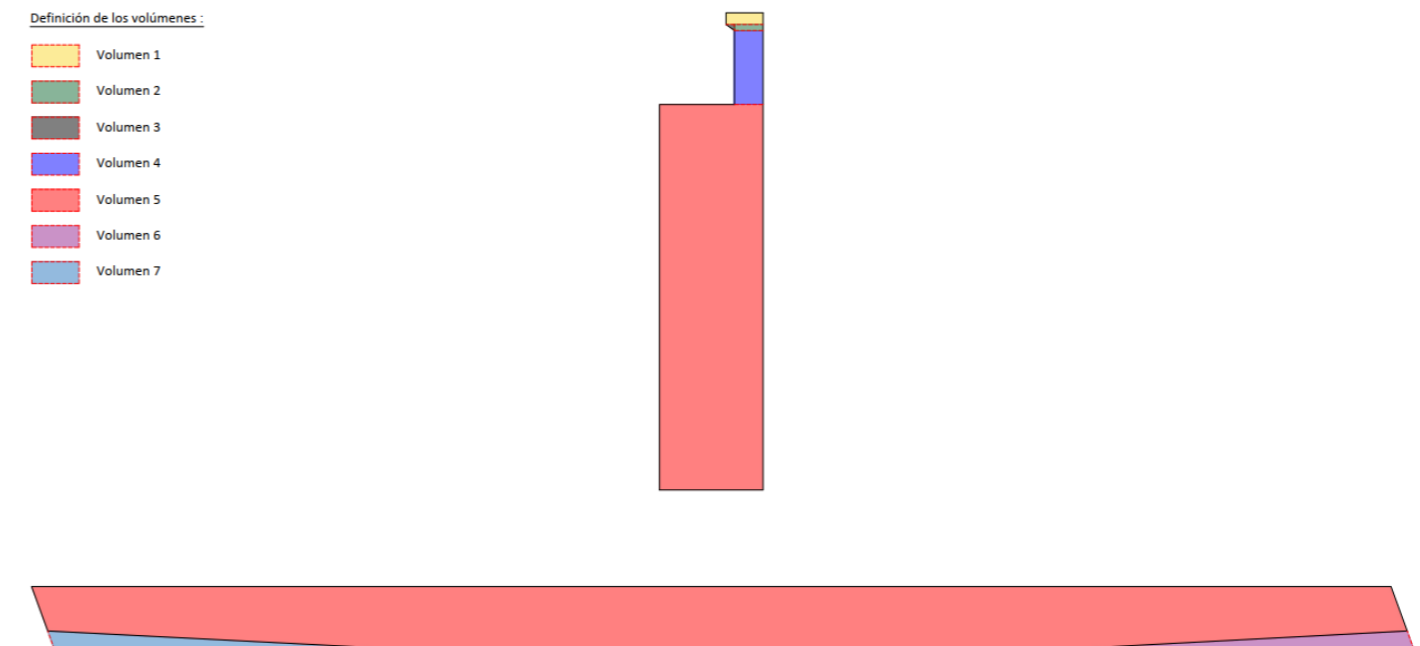


Figura 26 - División del estribo en distintos volúmenes para la determinación del peso propio (fuente: elaboración propia)



Se muestran los resultados:

Zona	x' (m)	y' (m)	z' (m)	V (m <sup>3</sup> )	x'.V (m <sup>4</sup> )	y'.V (m <sup>4</sup> )	z'.V (m <sup>4</sup> )
1	11,48	0,31	7,95	2,69	30,84	0,84	21,36
2	11,48	0,24	7,76	1,11	12,70	0,27	8,59
3	11,48	0,53	7,82	0,16	1,86	0,09	1,26
4	11,48	0,24	7,13	13,83	158,74	3,33	98,52
5	11,48	0,87	3,25	261,17	2998,23	228,48	848,80
6	1,87	1,66	3,25	-4,87	-9,12	-8,07	-15,83
7	21,09	1,66	3,25	-4,87	-102,73	-8,07	-15,83
				ΣV (m <sup>3</sup> )	Σx'.V (m <sup>4</sup> )	Σy'.V (m <sup>4</sup> )	Σz'.V (m <sup>4</sup> )
				269,21	3090,51	216,86	946,87

Coordenada del centro de gravedad del estribo en x'	x'	11,48 m
Coordenada del centro de gravedad del estribo en y'	y'	0,81 m
Coordenada del centro de gravedad del estribo en z'	z'	3,52 m
Peso específico del hormigón	γ <sub>h</sub>	25 kN/m <sup>3</sup>
Peso propio del estribo	G <sub>estribo</sub>	6730,21 kN

Tabla 36 – Centro de gravedad del estribo y peso propia (fuente: elaboración propia)

### 6.2.2 Determinación del empuje de tierras sobre el estribo

Necesitamos conocer también los empujes de tierras que actúan sobre el estribo para poder determinar las acciones que llegan al nivel de la cimentación. Por eso, se definen distintos puntos de cálculo que aparecen en la figura siguiente:

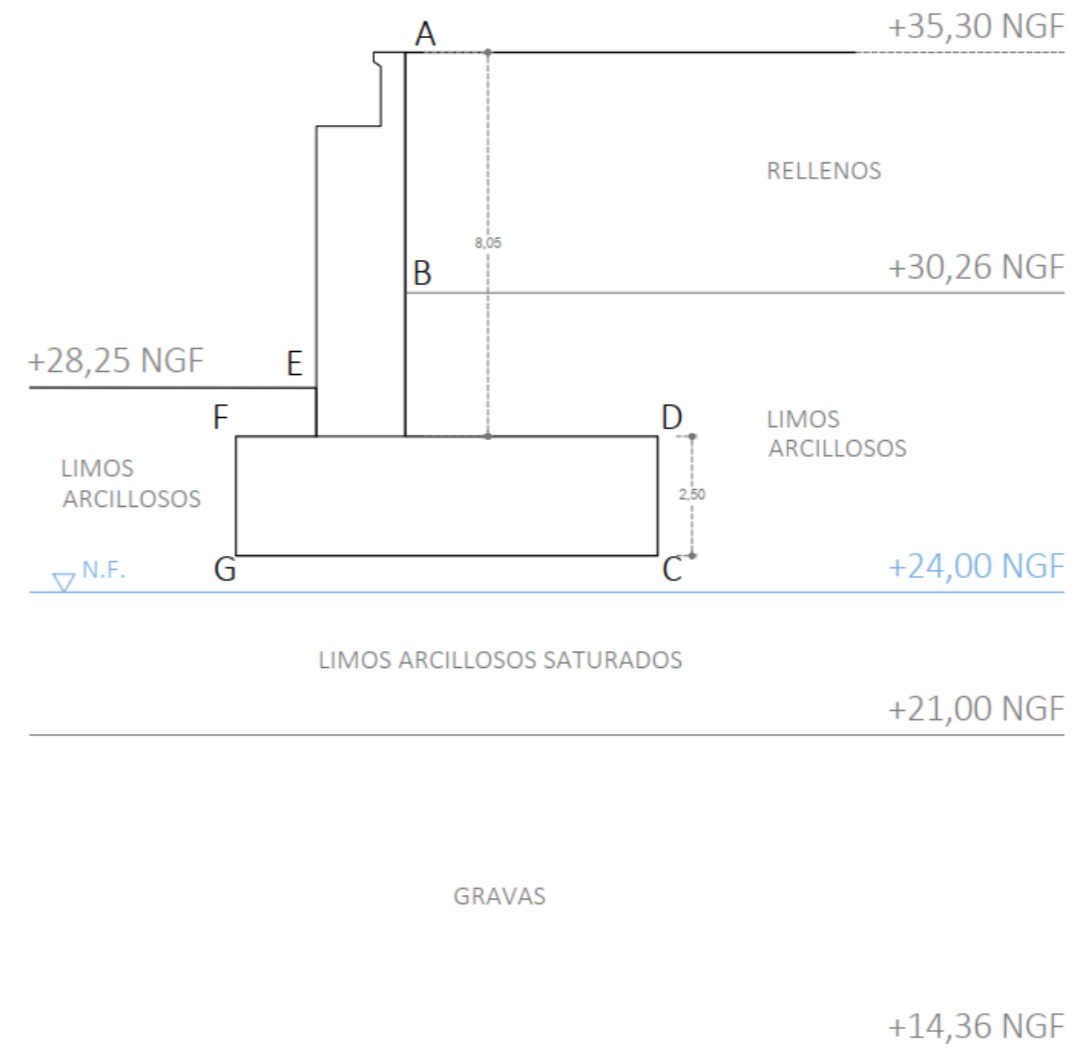


Figura 27 - Definición de los puntos de cálculo para la determinación de los empujes de tierra sobre el estribo (fuente: elaboración propia)

El empuje activo es el que actúa detrás del muro, donde hay más tierra. Para su determinación, usamos la siguiente definición:

$$F_a = \int_{z_A}^{z_B} K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot dz$$

Siendo:

- A y B dos puntos del suelo
- $K_a$  el coeficiente de empuje activo, que se define como:  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$
- $\gamma$  el peso específico del suelo
- $z$  la altura del suelo
- $F_a$  la fuerza de empuje activo

Luego, el empuje activo es el área de la curva de tensiones horizontales efectivas actuando sobre el muro. Por lo tanto, calculamos las tensiones verticales efectivas en los distintos puntos definidos. El empuje horizontal activo, en suelos sin cohesión como en nuestro caso, se define como:

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \sigma'_v$$

Con:

- $\sigma'_{ha}$  el empuje horizontal activo efectivo
- $\sigma'_v$  la tensión vertical efectiva

La tensión vertical efectiva, a una profundidad determinada del suelo es:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

Donde:

- $\sigma_v$  es la tensión vertical del suelo a la profundidad estudiada. En un suelo con distintas capas, de espesor  $h_i$  y peso específico  $\gamma_i$ , se define como:  $\sigma_v = \sum_i \gamma_i \cdot h_i$
- $u$  es la presión intersticial del agua. Como en nuestro caso, en los puntos de estudio, no hay agua, la presión intersticial es nula.

Mediante esas formulas, podemos calcular el perfil de tensiones horizontales debidas al empuje activo. Se calcula el área por debajo de la curva, discretizando el perfil en áreas características como rectángulos y triángulos. En este caso, el perfil de tensiones horizontales es un triángulo entre A y B; luego como los coeficientes de empujes activos son distintos entre B+ y B- por tener dos suelos distintos, aparece una discontinuidad a este nivel, y finalmente, hay un trapecoide entre B- y C. Por último, multiplicamos por la longitud de muro sobre la cual se aplica el empuje activo, y obtenemos en cada caso el empuje pasivo, expresado en kN, y aplicado al centro de gravedad de cada volumen característico definido. Obtenemos:

Punto	NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$u_{tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_a$	$\sigma'_{ha}$ (kN/m <sup>2</sup> )
A	0	35,3	0	0	0,0	0,000	0,0
B+	0	30,26	85,68	0	85,7	0,406	34,8
B-	1	30,26	85,68	0	85,7	0,368	31,5
C	1	24,75	168,33	0	168,3	0,368	62,0

Tabla 37 - Determinación de las tensiones horizontales debidas al empuje activo (fuente: elaboración propia)

Altura de muro sobre la cual actúa el empuje activo	$h_a$	10,55 m
Longitud de muro sobre la cual actúa el empuje activo	$L_a$	22,96 m
Fuerza de empuje activo 1 (triángulo)	$F_{a,1}$	2011,99 kN
Fuerza de empuje activo 2 (rectángulo)	$F_{a,2}$	3991,31 kN
Fuerza de empuje activo 3 (triángulo)	$F_{a,3}$	1925,08 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 1 (triángulo)	$h_{a,1}$	31,94 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 2 (rectángulo)	$h_{a,2}$	27,51 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 3 (triángulo)	$h_{a,3}$	26,59 m

Tabla 38 - Empuje activo y cota de aplicación de las acciones (fuente: elaboración propia)

La fuerza debida al empuje pasivo, y el punto de aplicación de dicha fuerza se obtiene de forma similar salvo que hay que utilizar el coeficiente de empuje pasivo en vez del activo.

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Obtenemos:

Punto	NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$u_{tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_p$	$\sigma'_{hp}$ (kN/m <sup>2</sup> )
E	1	28,25	0	0	0	0	0,0
G	1	24,75	52,5	0	52,5	2,716	142,6

Tabla 39 - Determinación de las tensiones horizontales debidas al empuje pasivo (fuente: elaboración propia)

Altura de muro sobre la cual actúa el empuje pasivo	$h_p$	3,5 m
Longitud de muro sobre la cual actúa el empuje pasivo	$L_p$	22,96 m
Fuerza de empuje pasivo (triángulo)	$F_p$	5728,71 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje pasivo (triángulo)	$h_p$	25,92 m

Tabla 40 - Empuje pasivo y cota de aplicación (fuente: elaboración propia)

### 6.2.3 Resultante de acciones en el punto A

Para calcular la carga de hundimiento de la zapata, tenemos que determinar la resultante de acciones en el punto A, que es el centro de gravedad de la cara inferior de la zapata.

#### 6.2.3.1 Definición de los ejes locales

Definimos a continuación los ejes locales de los nudos extremos de las vigas longitudinales, que representan los apoyos de las vigas longitudinales en los estribos, y los ejes locales utilizados para las zapatas. La figura que se presenta a continuación es idéntica para los dos estribos.

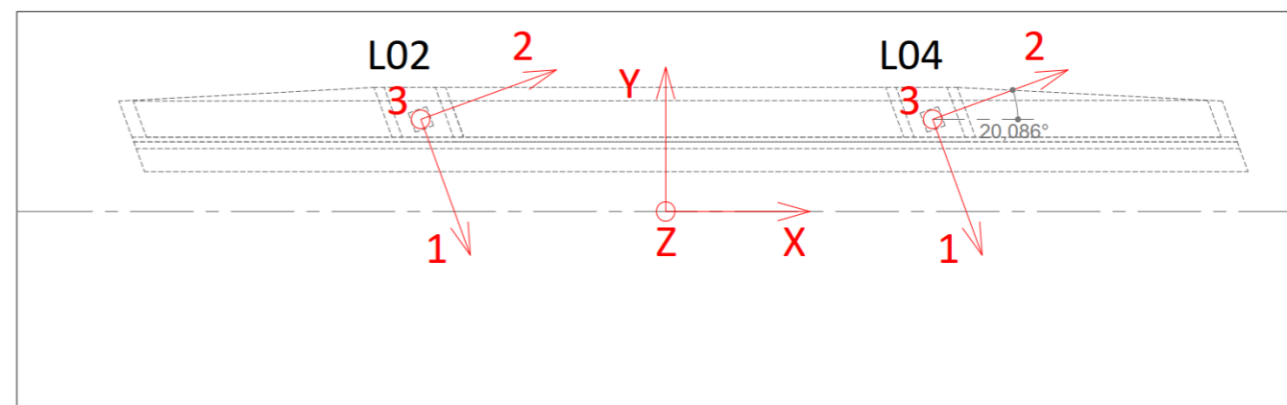


Figura 28 - Definición de las bases de ejes locales de la zapata y de los nudos de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

6.2.3.2 Combinación característica

Consideramos la combinación Env\_ELS\_c, que es la envolvente de las combinaciones características de estado límite de servicio.

Las reacciones en los nudos de las vigas longitudinales, expresadas en la base de esos nudos son las siguientes:

Nudo	Combinación	CaseType	StepType	Reacciones en nudos de las vigas longitudinales - ELS					
				F <sub>1</sub> (kN)	F <sub>2</sub> (kN)	F <sub>3</sub> (kN)	M <sub>1</sub> (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max F3	0	0	-116,734	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max F1	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min F1	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max F2	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min F2	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max M1	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min M1	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max M2	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min M2	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max M3	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min M3	0	0	-1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min F3	0	0	-3423,878	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max F3	0	0	-141,987	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max F1	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min F1	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max F2	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min F2	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max M1	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min M1	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max M2	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min M2	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max M3	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min M3	0	0	-1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min F3	0	0	-3160,592	0	0	0

Tabla 41 – Reacciones en los nudos de las vigas longitudinales en la base de los nudos (fuente: elaboración propia)

Transformamos esas reacciones en acciones exteriores aplicadas al nivel de los nudos, para tener cargas a aplicar a la zapata. Como solo hay acciones verticales, no hace falta proyectar las acciones en la base de la zapata. Solo hace falta multiplicar las reacciones por -1 para obtener las acciones exteriores provenientes de la superestructura, expresadas en la base de la cimentación.

Nudo	Combinación	CaseType	StepType	Sistema de fuerzas exteriores en los nudos de las vigas longitudinales					
				H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max F3	0	0	116,734	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max F1	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min F1	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max F2	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min F2	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max M1	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min M1	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max M2	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min M2	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Max M3	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min M3	0	0	1798,692	0	0	0
L0254	Env_ELS_c	Combination	Min F3	0	0	3423,878	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max F3	0	0	141,987	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max F1	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min F1	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max F2	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min F2	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max M1	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min M1	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max M2	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min M2	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Max M3	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min M3	0	0	1591,536	0	0	0
L0454	Env_ELS_c	Combination	Min F3	0	0	3160,592	0	0	0

Tabla 42 – Sistema de fuerzas exteriores en los nudos de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

Para la obtención de las acciones exteriores al nivel del punto A, tenemos que calcular los momentos y las resultantes de las acciones en cada dirección. Por eso, dado que tenemos las acciones debidas a la superestructura en forma de envolventes de máximos y mínimos, según el efecto considerado, vamos a suponer distintas combinaciones. Dichas combinaciones se basan en que el nudo L0254 puede tener por ejemplo unas acciones exteriores provenientes de Max F3, mientras que el nudo L0454 acciones de Min F3. Vemos en las tablas anteriores que muchos resultados se repiten, puesto que solo hay acciones verticales en los nudos, por lo tanto, se mostrarán solamente las combinaciones relevantes.

Calculamos también el peso del suelo que actúa sobre la cara superior de la zapata, y todas las excentricidades respecto al punto A, necesarias para el computo de los momentos. Recordamos que las excentricidades ya habían sido definidas previamente para los empujes pasivos y activos.

Punto	Lado empuje activo			Punto	Lado empuje pasivo		
	NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )		NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
A	0	35,3	0	E	1	28,25	0
B	0	30,26	85,68	F	1	27,25	15
D	1	27,25	130,83				

Tabla 43 - Tensiones verticales del suelo sobre la cara superior de la zapata (fuente: elaboración propia)<sup>2</sup>

<sup>2</sup> Los puntos habían sido definidos previamente en otra figura.



Separación entre puntos de apoyo (en el eje x)	s	10,648 m
Excentricidad de la carga de los apoyos en el eje y	$e_{y,apoyo}$	2,06 m
Peso específico del hormigón	$\gamma_h$	25 kN/m <sup>3</sup>
Longitud de la zapata (eje x)	$L_z$	27 m
Ancho de la zapata (eje y)	$B_z$	8,3 m
Canto de la zapata (eje z)	$h_z$	2,5 m
Peso propio de la zapata	$G_z$	14006,25 kN
Peso propio del estribo	$G_{estribo}$	6730,21 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado pasivo	$F_1$	639,90 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado activo	$F_2$	17591,40 kN
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto A en el eje y	$e_{y,estribo}$	1,64 m
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto A en el eje z	$e_{z,estribo}$	6,02 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado pasivo en el eje y	$e_{y,1}$	3,36 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado activo en el eje y	$e_{y,2}$	1,66 m

Tabla 44 - Cargas y excentricidades adicionales a considerar para el computo de la resultante de acciones en el punto A (fuente: elaboración propia)

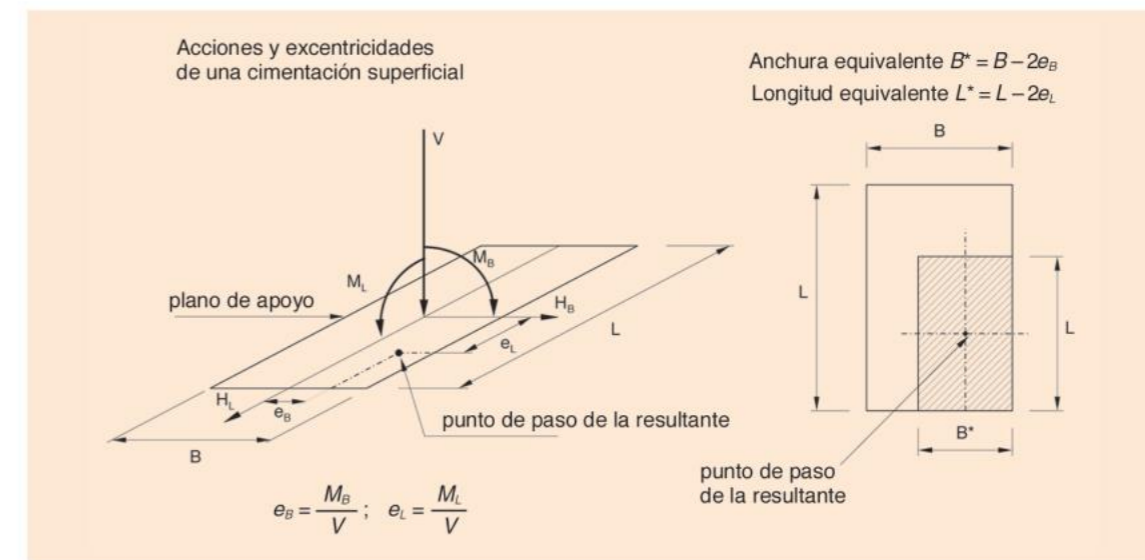


FIGURA 4.2. ÁREA DE APOYO EQUIVALENTE PARA LA COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (SECCIÓN RECTANGULAR)

Figura 29 - Definición de la cimentación rectangular equivalente (fuente: Figura 4.2 de GCOC)

Podemos entonces calcular la resultante de acciones en el punto A. Se muestran únicamente los valores de las combinaciones que dan valores distintos.

Nº	Caso nudo		Resultante de acciones en el punto A ELS					
	L02	L04	$H_x$ (kN)	$H_y$ (kN)	$V_z$ (kN)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
1	Max F1	Max F1	0,00	2199,67	-35577,54	713,36	1102,90	0,00
3	Max F1	Max F3	0,00	2199,67	-37027,09	-2272,72	8820,30	0,00
9	Max F1	Min F3	0,00	2199,67	-34008,48	3945,61	-7250,76	0,00
25	Max F3	Max F1	0,00	2199,67	-37259,50	-2751,48	-7851,85	0,00
27	Max F3	Max F3	0,00	2199,67	-38709,04	-5737,55	-134,45	0,00
33	Max F3	Min F3	0,00	2199,67	-35690,44	480,78	-16205,50	0,00
97	Min F3	Max F1	0,00	2199,67	-33952,35	4061,24	9755,39	0,00
99	Min F3	Max F3	0,00	2199,67	-35401,90	1075,17	17472,79	0,00
105	Min F3	Min F3	0,00	2199,67	-32383,30	7293,49	1401,73	0,00

Tabla 45 - Resultante de acciones en el punto A, bajo la combinación característica de estado límite de servicio (fuente: elaboración propia)

Obtenida la resultante de acciones, debemos tener en cuenta que hay momentos, para calcular la carga de hundimiento de la zapata. Eso se realiza mediante la introducción de una zapata equivalente, que es la cimentación regular inscrita en la cimentación y que tiene su centro de gravedad idéntico al punto de paso de la resultante de acciones. Este método permite trabajar con una zapata reducida, por los efectos de los momentos, y trabajar únicamente con cargas horizontales o verticales. La obtención de la zapata rectangular equivalente se puede ver en la figura siguiente:

Introducimos las siguientes notaciones.

Excentricidad en el eje paralelo al ancho de la zapata	$e_B$	m
Excentricidad en el eje paralelo a la longitud de la zapata	$e_L$	m
Longitud reducida de la zapata	$L^*$	m
Ancho reducido de la zapata	$B^*$	m
Presión vertical media en la base de la zapata reducida o equivalente	$P_v$	kN/m <sup>2</sup>
Angulo que mide la desviación de la carga respecto a la vertical según B	$\delta_B$	°
Angulo que mide la desviación de la carga respecto a la vertical según L	$\delta_L$	°

Figura 30 - Notaciones utilizadas para la definición de la cimentación equivalente (fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que la excentricidad se define aquí con su signo, puesto que indica la posición sobre la cimentación del axil equivalente que habría que aplicar para trabajar sin momentos.

Además, habrá que definir para comprobar el hundimiento la presión vertical media que actúa sobre la zapata equivalente, y la desviación de la carga respecto a la vertical, que se definen en la figura siguiente.

El cálculo de la presión vertical media y de la inclinación de la resultante será necesario para comprobar la seguridad frente a hundimiento, deslizamiento y vuelco según los procedimientos que más adelante se indicarán.

Para cada una de las distintas combinaciones de acciones y después de obtener las dimensiones de la cimentación rectangular equivalente, se calculará la presión vertical media que se define mediante la expresión siguiente:

$$p_v = \frac{V}{B \cdot L^*}$$

Donde:

$p_v$  = Presión vertical media.  
 $V$  = Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.  
 $B^*$  = Anchura equivalente.  
 $L^*$  = Longitud equivalente.

Se entiende por componente vertical de la resultante efectiva de las acciones,  $V$ , la componente vertical total disminuida en la posible subpresión que pudiera existir en el plano de contacto cimiento-terreno. A estos efectos, si la aplicación de la carga hubiera provocado algún incremento de presión intersticial en el contacto, dicho incremento no se contabilizará como subpresión.

En el valor de  $V$  se incluirán no sólo las acciones de la estructura, sino también el peso propio del elemento de cimentación y además el de las tierras que pudieran gravitar sobre ella.

En las componentes horizontales,  $H$ , de las acciones se incluirán también los empujes de tierras y/o del agua que pudieran actuar en las caras laterales de las zapatas que no quedasen compensados por empujes homólogos actuando en las caras opuestas. Los casos particulares en los que estos empujes resultan críticos en la evaluación de la seguridad de las cimentaciones se identifican en la Parte 6 de esta Guía.

También habrán de determinarse, para cada situación de proyecto y combinación de acciones, el ángulo  $\delta$ , que mide la desviación de la carga respecto a la vertical, así como sus componentes según dos direcciones ortogonales:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{H}{V}; \quad \operatorname{tg} \delta_B = \frac{H_B}{V}; \quad \operatorname{tg} \delta_L = \frac{H_L}{V}$$

Donde:

$H$  = Fuerza horizontal.  
 $H_B, H_L$  = Componentes de la fuerza horizontal según las direcciones  $B, L$ . Véase figura 4.2.

Figura 31 – Presión vertical media y desviación de la carga respecto a la vertical (fuente: Apartado 4.3.6 de GCOC)

Los resultados se muestran a continuación.

Nº	Caso nudo L02	Caso nudo L04	$e_s$ (m)	$e_l$ (m)	$B^*$ (m)	$L^*$ (m)	$A^*$ (m <sup>2</sup> )	$P_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\operatorname{tg} \delta_B$	$\delta_B$ (°)	$\operatorname{tg} \delta_L$	$\delta_L$ (°)
1	Max F1	Max F1	-0,02	0,03	8,26	26,94	222,51	159,90	0,06	3,54	0	0
3	Max F1	Max F3	0,06	0,24	8,18	26,52	216,89	170,72	0,06	3,40	0	0
9	Max F1	Min F3	-0,12	-0,21	8,07	26,57	214,39	158,63	0,06	3,71	0	0
25	Max F3	Max F1	0,07	-0,21	8,15	26,58	216,68	171,96	0,06	3,38	0	0
27	Max F3	Max F3	0,15	0,00	8,00	26,99	216,04	179,18	0,06	3,26	0	0
33	Max F3	Min F3	-0,01	-0,45	8,27	26,09	215,86	165,34	0,06	3,53	0	0
97	Min F3	Max F1	-0,12	0,29	8,06	26,43	213,01	159,39	0,06	3,71	0	0
99	Min F3	Max F3	-0,03	0,49	8,24	26,01	214,33	165,18	0,06	3,56	0	0
105	Min F3	Min F3	-0,23	0,04	7,85	26,91	211,26	153,29	0,07	3,89	0	0

Tabla 46 - Determinación de la zapata rectangular equivalente (fuente: elaboración propia)

Observamos que las excentricidades y la desviación de la carga respecto a la vertical son poco importantes, puesto que la zapata equivalente es bastante similar a la real, y los ángulos de desviación no son muy elevados puesto que son menos de 5° en cualquier caso.

### 6.2.3.3 Combinación casi-permanente

Obtenemos todos los resultados anteriores, pero con la combinación casi-permanente. Como el procedimiento es idéntico, no se aporta ningún comentario adicional.

Consideramos la combinación ELS<sub>q</sub>.

Las reacciones en los nudos de las vigas longitudinales, expresadas en la base de esos nudos son las siguientes:

Nudo	Combinación	CaseType	StepType	Reacciones en nudos de las vigas longitudinales - ELS					
				$F_1$ (kN)	$F_2$ (kN)	$F_3$ (kN)	$M_1$ (kN.m)	$M_2$ (kN.m)	$M_3$ (kN.m)
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F3	0	0	-1336,663	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F1	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F1	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F2	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F2	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M1	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M1	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M2	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M2	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M3	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M3	0	0	-1615,298	0	0	0
L0254	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F3	0	0	-1879,834	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F3	0	0	-1230,62	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F1	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F1	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F2	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F2	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M1	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M1	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M2	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M2	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M3	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M3	0	0	-1472,79	0	0	0
L0454	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F3	0	0	-1737,755	0	0	0

Tabla 47 - Reacciones en los nudos de las vigas longitudinales en la base de los nudos (fuente: elaboración propia)

Transformamos esas reacciones en acciones exteriores aplicadas al nivel de los nudos, para tener cargas a aplicar a la zapata.

Podemos ahora calcular la cimentación equivalente, la presión vertical media que actúa sobre la zapata equivalente, y la desviación de la carga respecto a la vertical, que se definen en la figura siguiente.

Nudo	Combinación	CaseType	StepType	Sistema de fuerzas exteriores en los nudos de las vigas longitudinales					
				H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
L0254	ELS_q	Combination	Max F3	0	0	1336,663	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Max F1	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Min F1	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Max F2	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Min F2	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Max M1	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Min M1	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Max M2	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Min M2	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Max M3	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Min M3	0	0	1615,298	0	0	0
L0254	ELS_q	Combination	Min F3	0	0	1879,834	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Max F3	0	0	1230,62	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Max F1	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Min F1	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Max F2	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Min F2	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Max M1	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Min M1	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Max M2	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Min M2	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Max M3	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Min M3	0	0	1472,79	0	0	0
L0454	ELS_q	Combination	Min F3	0	0	1737,755	0	0	0

Tabla 48 – Sistema de fuerzas exteriores en los nudos de las vigas longitudinales (fuente: elaboración propia)

Para la obtención de las acciones exteriores al nivel del punto A, tenemos que calcular los momentos y las resultantes de las acciones en cada dirección. Usamos las acciones adicionales del suelo, y de los pesos de los elementos previamente definidos.

Se muestran a continuación únicamente los valores de las resultantes de las combinaciones que dan valores distintos.

N°	Caso nudo L02	Caso nudo L04	Resultante de acciones en el punto A ELS					
			H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
1	Max F1	Max F1	0,00	2199,67	-35879,68	90,95	758,71	0,00
3	Max F1	Max F3	0,00	2199,67	-36121,85	-407,92	2048,03	0,00
9	Max F1	Min F3	0,00	2199,67	-35614,71	636,78	-651,96	0,00
25	Max F3	Max F1	0,00	2199,67	-36158,31	-483,04	-724,74	0,00
27	Max F3	Max F3	0,00	2199,67	-36400,48	-981,91	564,57	0,00
33	Max F3	Min F3	0,00	2199,67	-35893,35	62,79	-2135,41	0,00
97	Min F3	Max F1	0,00	2199,67	-35615,14	635,89	2167,10	0,00
99	Min F3	Max F3	0,00	2199,67	-35857,31	137,02	3456,42	0,00
105	Min F3	Min F3	0,00	2199,67	-35350,18	1181,72	756,43	0,00

Tabla 49 - Resultante de acciones en el punto A, bajo la combinación casi-permanente de estado límite de servicio (fuente: elaboración propia)

Los resultados se muestran a continuación.

N°	Caso nudo L02	Caso nudo L04	e <sub>b</sub> (m)	e <sub>l</sub> (m)	B* (m)	L* (m)	A* (m <sup>2</sup> )	P <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	tg δ <sub>b</sub>	δ <sub>b</sub> (°)	tg δ <sub>l</sub>	δ <sub>l</sub> (°)
1	Max F1	Max F1	-0,003	0,021	8,295	26,958	223,61	160,45	0,0613	3,51	0	0
3	Max F1	Max F3	0,011	0,057	8,277	26,887	222,55	162,31	0,0609	3,49	0	0
9	Max F1	Min F3	-0,018	-0,018	8,264	26,963	222,83	159,83	0,0618	3,54	0	0
25	Max F3	Max F1	0,013	-0,020	8,273	26,960	223,05	162,11	0,0608	3,49	0	0
27	Max F3	Max F3	0,027	0,016	8,246	26,969	222,39	163,68	0,0604	3,46	0	0
33	Max F3	Min F3	-0,002	-0,059	8,297	26,881	223,02	160,94	0,0613	3,51	0	0
97	Min F3	Max F1	-0,018	0,061	8,264	26,878	222,13	160,33	0,0618	3,54	0	0
99	Min F3	Max F3	-0,004	0,096	8,292	26,807	222,29	161,31	0,0613	3,51	0	0
105	Min F3	Min F3	-0,033	0,021	8,233	26,957	221,94	159,28	0,0622	3,57	0	0

Tabla 50 - Determinación de la zapata rectangular equivalente (fuente: elaboración propia)

#### 6.2.4 Determinación de la carga de hundimiento bajo la combinación característica

Utilizamos las siguientes notaciones:

Presión vertical de hundimiento	P <sub>vh</sub>
Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento	q
Cohesión de cálculo	c
Peso específico del terreno	γ
Anchura equivalente del cimiento	B*
Factor de capacidad de carga, adimensional y dependiente del ángulo de rozamiento interno	N <sub>q</sub>
Factor de capacidad de carga, adimensional y dependiente del ángulo de rozamiento interno	N <sub>c</sub>
Factor de capacidad de carga, adimensional y dependiente del ángulo de rozamiento interno	N <sub>γ</sub>
Factor adimensional para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo	d <sub>q</sub>
Factor adimensional para considerar la inclinación de la carga	i <sub>q</sub>
Factor adimensional para considerar la forma de la cimentación	s <sub>q</sub>
Factor adimensional para considerar la proximidad de la cimentación a un talud	t <sub>q</sub>
Factor adimensional para considerar la inclinación del plano de apoyo	r <sub>q</sub>

Figura 32 – Notaciones utilizadas para la carga de hundimiento (fuente: elaboración propia)

Dado que tenemos distintas combinaciones posibles, utilizamos la que minimiza la presión máxima de hundimiento. Eso se obtiene utilizando la herramienta del Solver de Excel, configurándolo para que haga pruebas de los valores del coeficiente de seguridad obtenido con las distintas combinaciones, hasta que obtenga la combinación del mínimo coeficiente de seguridad. Se presentan a continuación únicamente los resultados obtenidos con la combinación que corresponde al mínimo coeficiente de seguridad frente al hundimiento.



#### 6.2.4.1 Determinación de los parámetros equivalentes del suelo

El terreno estudiado es un terreno heterogéneo, y saber los parámetros resistentes que hay que utilizar en la fórmula de Brinch-Hansen no es evidente. La GCOC propone el siguiente procedimiento.

Cuando el terreno bajo la cimentación esté estratificado horizontalmente, se podrán suponer los siguientes parámetros equivalentes:

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{H} \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$c_{eq} = \frac{1}{H} \sum c_i \cdot h_i$$

$$\ln(\operatorname{tg} \phi_{eq}) = \frac{1}{H} \sum h_i \cdot \ln(\operatorname{tg} \phi_i)$$

Donde:

$h_i$  = Espesor de cada estrato bajo la cimentación.  
 $\gamma_i, c_i, \phi_i$  = Parámetros  $\gamma, c, \phi$ , que corresponden a cada estrato.  
 $H$  = Profundidad de la zona de afección.

La profundidad  $H$ , de la zona de afección en la que debe realizarse esa ponderación, estará comprendida entre  $B^*$  y  $3B^*$ , tomándose a estos efectos la profundidad que, estando comprendida entre los límites mencionados, conduzca al valor más bajo del ángulo de rozamiento.

Figura 33 - Determinación de parámetros equivalentes del suelo (fuente: Apartado 4.5.5.7 de GCOC)

Un elemento clave de este procedimiento es la definición de una profundidad de la zona de afección. Para esto, se realiza una tabla Excel idéntica a la que se había elaborado para determinar la presencia de un pilote en una capa. De esta manera, se puede saber cuales son las capas atravesadas por la zona de afección. Observando los ángulos de rozamiento utilizados, resulta que siempre hay que considerar una zona de afección con una profundidad de  $B^*$  para minimizar el valor del ángulo de rozamiento. Para la determinación del peso específico, se considera el peso específico seco para las capas no sumergidas, y el peso específico sumergido para las capas bajo el nivel freático. Este último se obtiene, suponiendo que no hay un flujo vertical de agua, mediante la siguiente formula:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Siendo:

- $\gamma'$  el peso específico sumergido
- $\gamma$  el peso específico total
- $\gamma_w$  el peso específico del agua

Los datos básicos necesarios para la determinación de los parámetros equivalentes son:

Combinación considerada	N°	27
Longitud reducida correspondiente a la combinación de estudio	L*	26,993
Ancho reducido correspondiente a la combinación de estudio	B*	8,004 m
Profundidad de la zona de afección	H	8,004 m
Profundidad mínima de la zona de afección	H <sub>min</sub>	8,004 m
Profundidad máxima de la zona de afección	H <sub>max</sub>	24,011 m
Cota inferior de la zapata	Z <sub>z,inf</sub>	24,75 m
Cota del inicio de la zona de afección	Z <sub>a,sup</sub>	24,75 m
Cota del fin de la zona de afección	Z <sub>a,inf</sub>	16,75 m
Cota del nivel freático	Z <sub>NF</sub>	24 m
Peso específico del agua	$\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>

Tabla 51 - Datos básicos para la determinación de los parámetros equivalentes (fuente: elaboración propia)

Luego, utilizamos estos datos para determinar las capas afectadas por la zona de afección, y calculamos datos auxiliares útiles para el computo de los parámetros equivalentes.

NIVEL	SUCS	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c'$ (kPa)	$z_0$ (m)	$z_i$ (m)	Espesor (m)	Profundidad total (m)	Inicio zona afección	Fin zona afección	Capa atravesada	Longitud de capa atravesada (m)	Longitud de capa sumergida (m)	Longitud de capa atravesada no sumergida (m)	Longitud de capa atravesada sumergida (m)	$\gamma_{i,h}$ (kN/m <sup>2</sup> ) (no sumergido)	$\gamma_{i,h}$ (kN/m <sup>2</sup> ) (sumergido)	$c_i, h$ (kN/m)	$\ln(\text{tg}\phi) \cdot h_i$
0	R	20	17	25	0	35,3	30,26	5,04	5,04	FUERA	FUERA	FUERA	0	0	0,00	0,00	0,0	0,0	0	0,000
1	GC-GM	18	15	27,5	0	30,26	21	9,26	14,3	DENTRO	FUERA	DENTRO	3,75	3	0,75	3,00	11,2	24,0	0	-2,448
2	GM	22,5	19,5	32,5	0	21	14,36	6,64	20,94	FUERA	DENTRO	DENTRO	4,25	6,64	0,00	4,25	0,0	53,2	0	-1,918
3	SC	21	18	32,5	0	14,36	1,16	13,2	34,14	FUERA	FUERA	FUERA	0	13,2	0,00	0,00	0,0	0,0	0	0,000
4	-	28	25	25	0	1,16	-20	21,16	55,3	FUERA	FUERA	FUERA	0	21,16	0,00	0,00	0,0	0,0	0	0,000

Comprobación sobre la longitud de la zona de afección CUMPLE

Tabla 52 – Tabla auxiliar para la determinación de los parámetros equivalentes del suelo (fuente: elaboración propia)

Finalmente, podemos calcular los parámetros equivalentes del suelo:

Peso específico equivalente	$\gamma_{eq}$	11,05 kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente de cohesión equivalente	$c_{eq}$	0 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente de ángulo de rozamiento equivalente	$\phi_{eq}$	30,09 °

Tabla 53 - Parámetros equivalentes del suelo (fuente: elaboración propia)

#### 6.2.4.2 Determinación de los términos de la fórmula de hundimiento

Calculamos los distintos términos de la fórmula de Brinch-Hansen. Cabe destacar que como la cohesión equivalente es nula, no hace falta calcular el término de la fórmula polinómica relacionado con la cohesión.

El término de la sobrecarga  $q$  al nivel del plano de cimentación se calcula como:

- El valor de  $q$  debe calcularse como el peso efectivo de las tierras que existan en el entorno de la cimentación, cuyo espesor  $D$ , ha quedado definido en 4.3.1. El valor de  $q$  se calculará mediante la expresión siguiente:

$$q = \gamma_{ap} \cdot D_1 + \gamma' \cdot D_2$$

Donde:

- $D$  = Espesor total de tierras sobre el plano de cimentación ( $D = D_1 + D_2$ ).
- $D_1$  = Parte del espesor de tierras  $D$ , que queda por encima del nivel freático.
- $D_2$  = Parte del espesor de tierras  $D$ , que queda bajo el nivel freático.
- $\gamma_{ap}$  = Peso específico aparente del suelo, correspondiente a la humedad media del terreno en el espesor  $D_1$  (sobre el nivel freático).
- $\gamma'$  = Peso específico sumergido del terreno en el espesor  $D_2$  (bajo el nivel freático).

Figura 34 – Determinación de la sobrecarga  $q$  en el entorno de la cimentación (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)

El peso específico utilizado en este caso es únicamente el que describe el suelo que está por encima del plano de cimentación, y no es el equivalente calculado anteriormente. En cuanto al espesor de tierra, es variable a lo largo del ancho de la cimentación. Entonces, se usa el espesor mínimo, puesto que minimiza la carga de hundimiento, y entonces es del lado de la seguridad.

Obtenemos:

Espesor de tierra sobre el plano de cimentación	$D$	3,5 m
Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimient	$q$	52,5 kN/m <sup>2</sup>

Tabla 54 - Determinación de la sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación (fuente: elaboración propia)

Determinamos los factores de capacidad de carga. Se definen como:

Los factores de capacidad de carga se calcularán mediante las expresiones analíticas siguientes:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} e^{\pi \text{tg}\phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi$$

Figura 35 - Expresiones analíticas de los factores de capacidad de carga (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)

Usamos aquí el ángulo de rozamiento equivalente. Obtenemos:

Factores de capacidad de carga

Factor de capacidad de carga, adimensional y dependiente del ángulo de rozamiento interno	$N_q$	18,60
Factor de capacidad de carga, adimensional y dependiente del ángulo de rozamiento interno	$N_c$	30,37
Factor de capacidad de carga, adimensional y dependiente del ángulo de rozamiento interno	$N_\gamma$	20,40

Tabla 55 – Cálculo de los factores de capacidad de carga (fuente: elaboración propia)

Además, la resistencia al corte del terreno puede contribuir a la resistencia frente al hundimiento. Eso se puede tener en cuenta introduciendo los siguientes factores:

El terreno que existe sobre el plano de cimentación colabora de una manera pasiva, pero eficaz, frente al hundimiento. Dicha colaboración se debe fundamentalmente a su propio peso, aunque también puede contribuir con su resistencia al corte (se necesitará una mayor longitud de la línea de rotura —véase figura 4.6— para provocar el hundimiento, por ejemplo).

La colaboración debida al peso se introduce a través del parámetro  $q$ , indicado en la formulación precedente.

En general no es prudente contar con la colaboración debida a la resistencia al corte del terreno situado por encima del plano de apoyo. Únicamente cuando se pueda garantizar que el terreno en cuestión sea de resistencia semejante —parámetros  $(c, \phi)$ — al que existe bajo el plano de apoyo, se garantice su permanencia a lo largo del tiempo, y siempre que no se esté en terrenos inclinados o próximos a bordes de taludes, se podrán usar los siguientes valores de los parámetros  $d$ .

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{B^*} \right)$$

$$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{B^*} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

El arco que se menciona en estas fórmulas se expresará en radianes.

En esta expresión,  $D$  es la profundidad de cimentación definida en el epígrafe 4.3.1. Si esta profundidad resultase superior a  $2B^*$  se supondrá  $D = 2B^*$ .

Figura 36 - Factores para tener en cuenta la resistencia al corte del terreno sobre el plano de apoyo (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)

Sin embargo, no se cuenta con esta contribución en nuestro caso, para ser más prudente. Se adoptan entonces valores unitarios para estos coeficientes.

Por otra parte, la inclinación de la carga puede influir bastante en el valor de la carga de hundimiento. La consideración de la inclinación de la carga se hace a través de los siguientes factores:

Las fórmulas que permiten el cálculo de los coeficientes de inclinación son las siguientes:

$$i_q = (1 - 0,7 \operatorname{tg} \delta_B)^3 (1 - \operatorname{tg} \delta_L)$$

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \delta_B)^3 (1 - \operatorname{tg} \delta_L)$$

Figura 37 - Factores para la consideración de la inclinación de la carga respecto a la vertical (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)<sup>3</sup>

Obtenemos:

Consideración de la inclinación de las cargas

Angulo que mide la desviación de la carga respecto a la vertical según B	$\delta_B$	3,26 °
Angulo que mide la desviación de la carga respecto a la vertical según L	$\delta_L$	0 °
Factor adimensional para considerar la inclinación de la carga	$i_q$	0,885
Factor adimensional para considerar la inclinación de la carga	$i_c$	0,879
Factor adimensional para considerar la inclinación de la carga	$i_\gamma$	0,839

Tabla 56 – Calculo de los factores para la consideración de la inclinación de la carga (fuente: elaboración propia)

Además, la forma en planta de la cimentación rectangular equivalente es determinante para la determinación de la carga de hundimiento. Se definen como:

Para tener en cuenta la forma, en planta, de la cimentación se utilizarán los siguientes coeficientes:

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c} \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$$

Figura 38 – Definición de los factores para tener en cuenta la forma en planta de la cimentación (fuente: Apartado 4.5.5 de GCOC)

Los valores obtenidos en nuestro caso son:

Consideración de la forma de la cimentación

Factor adimensional para considerar la forma de la cimentación	$s_q$	1,182
Factor adimensional para considerar la forma de la cimentación	$s_c$	1,182
Factor adimensional para considerar la forma de la cimentación	$s_\gamma$	0,911

Tabla 57 - Calculo de los factores para tener en cuenta la forma de la cimentación (fuente: elaboración propia)

<sup>3</sup> Los ángulos de inclinación de la carga respecto a la vertical han sido determinados previamente.



Finalmente, los dos últimos tipos de factores son factores que tienen en cuenta la proximidad de la cimentación a un talud, y la inclinación del plano de apoyo. Como no estamos dentro de estos dos casos, se adoptan valores unitarios para estos factores, y se calcula finalmente la carga de hundimiento, introduciendo todos los factores previamente calculados en la fórmula de Brinch-Hansen. Obtenemos:

*Efecto de la proximidad de la cimentación a un talud*

Factor adimensional para considerar la proximidad de la cimentación a un talud	$t_q$	1
Factor adimensional para considerar la proximidad de la cimentación a un talud	$t_c$	1
Factor adimensional para considerar la proximidad de la cimentación a un talud	$t_\gamma$	1

*Efecto de la inclinación del plano de apoyo*

Factor adimensional para considerar la inclinación del plano de apoyo	$r_q$	1
Factor adimensional para considerar la inclinación del plano de apoyo	$r_c$	1
Factor adimensional para considerar la inclinación del plano de apoyo	$r_\gamma$	1

*Presión vertical de hundimiento*

Presión vertical de hundimiento	$p_{vh}$	1710,62 kN/m <sup>2</sup>
---------------------------------	----------	---------------------------

**Tabla 58 - Determinación de los factores restantes, y de la carga de hundimiento (fuente: elaboración propia)**

6.2.4.3 *Coefficiente de seguridad frente al hundimiento*

El coeficiente de seguridad frente al hundimiento se calcula como:

$$F_h = \frac{p_{vh}}{p_v}$$

Siendo:

- $F_h$  el coeficiente de seguridad frente al hundimiento
- $p_{vh}$  la presión vertical de hundimiento
- $p_v$  la presión vertical que actúa sobre el terreno

En el caso de la combinación característica de estado límite de servicio, tenemos que asegurar un coeficiente de seguridad de al menos 2,6 frente al hundimiento. En nuestro caso, como se puede observar en la figura siguiente, obtenemos un coeficiente mucho mayor que este valor, con lo cual la cimentación propuesta cumple la verificación frente al hundimiento.

Presión vertical de hundimiento	$p_{vh}$	1710,62 kN/m <sup>2</sup>
---------------------------------	----------	---------------------------

**Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento**

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	3
Característica	c	2,6
Accidental	a	2,2

Tipo de combinación considerado (dar código)

Presión vertical media en la base de la zapata reducida o equivalente

Coefficiente de seguridad frente al hundimiento

Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada

Comprobación frente al hundimiento

	$p_v$	c	179,18 kN/m <sup>2</sup>
	$F_h$		9,55
	$F_{h,min}$		2,60
			CUMPLE

**Tabla 59 - Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento del estribo lado tierra, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)**

Para la determinación de la carga de hundimiento, se había tenido en cuenta el efecto de los empujes pasivos. Si se quiere realizar la comprobación sin tener en cuenta dichos efectos que son favorables en este caso, uno obtiene el siguiente coeficiente de seguridad:

Tipo de combinación considerado (dar código)

Presión vertical media en la base de la zapata reducida o equivalente

Coefficiente de seguridad frente al hundimiento

Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada

Comprobación frente al hundimiento

	$p_v$	c	187,25 kN/m <sup>2</sup>
	$F_h$		5,82
	$F_{h,min}$		2,60
			CUMPLE

**Tabla 60 - Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento sin considerar el empuje pasivo (fuente: elaboración propia)**

El efecto favorable de los empujes pasivos no llega a ser determinante frente al hundimiento, sin embargo, lo será claramente para las comprobaciones frente al deslizamiento y vuelco rígido.

### 6.2.5 Determinación de la carga de hundimiento bajo la combinación casi-permanente

Mostramos a continuación únicamente el resultado final obtenido, sin detallar la obtención de los resultados intermedios. Para la combinación casi-permanente, el mínimo coeficiente de seguridad obtenido es:

Presión vertical de hundimiento	$p_{vh}$	1737,00 kN/m <sup>2</sup>
---------------------------------	----------	---------------------------

**Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento**

Combinación	Código	Coeficiente de seguridad
Casi permanente	q	3
Característica	c	2,6
Accidental	a	2,2

Tipo de combinación considerado (dar código) | q

Presión vertical media en la base de la zapata reducida o equivalente	$P_v$	163,68 kN/m <sup>2</sup>
Coeficiente de seguridad frente al hundimiento	$F_h$	10,61
Coeficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{h,min}$	3,00
Comprobación frente al hundimiento		CUMPLE

Tabla 61 - Determinación del coeficiente de seguridad mínimo frente al hundimiento del estribo lado tierra, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

Observamos que el coeficiente de seguridad obtenido es mayor que el mínimo sugerido por la Guía, con lo cual se ha comprobado la seguridad del estribo lado tierra frente al hundimiento, bajo las combinaciones característica y casi-permanente.

### 6.3 Seguridad frente al deslizamiento

El deslizamiento es un modo de fallo en el cual el conjunto zapata-estribo no puede resistir los empujes horizontales, por no proporcionar de forma suficiente resistencia frente a esas acciones, que sea mediante rozamiento a la superficie de contacto entre el hormigón y el suelo, o empujes pasivos.

La seguridad frente al deslizamiento se define como:

$$F_d = \frac{V \cdot \operatorname{tg} \phi_c + B^* \cdot L^* \cdot c_c + R}{H}$$

Donde:

- $V$  = Resultante vertical efectiva (véase epígrafe 4.3.6).
- $H$  = Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación (véase epígrafe 4.3.6).
- $B^*$ ,  $L^*$  = Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente (véase epígrafe 4.3.5).
- $\phi_c$ ,  $c_c$  = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno.
- $R$  = Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a  $H$ .

Figura 39 – Definición del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento (fuente: Apartado 4.6 de GCOC)

Los parámetros resistentes del contacto cimiento-terreno se toman en base a lo que sigue, puesto que se trata de una cimentación hormigonada in situ.

Los parámetros resistentes del contacto cimiento-terreno serán fijados en las bases de proyecto, dependiendo de la forma de preparación de dicho contacto.

En general, para cimentaciones convencionales de hormigón ejecutadas «in situ» contra el terreno se puede suponer:

$$\operatorname{tg} \phi_c = 0,8 \operatorname{tg} \phi \quad c_c = c$$

Donde:

- $\phi_c$  = Ángulo de rozamiento a considerar en el contacto terreno-cimiento.
- $c_c$  = Cohesión a considerar en el contacto terreno-cimiento.
- $\phi$  = Ángulo de rozamiento interno del terreno donde apoya la cimentación.
- $c$  = Cohesión del terreno donde apoya la cimentación.

Figura 40 - Definición de los parámetros resistentes del contacto cimiento-terreno (fuente: Apartado 4.6 de GCOC)

En la comprobación frente al hundimiento, se había considerado para  $H$  la resultante de los empujes activos y pasivos. Aquí, se considera para  $H$  solo el efecto de los empujes activos, y, por lo tanto, se descuenta en el cómputo de  $H$  la contribución favorable de los empujes pasivos. Por eso, veremos que las resultantes horizontales  $H$  no son las mismas que las que se habían obtenido en la resultante de acciones en el punto A. Además, se limita la resistencia al deslizamiento por empuje pasivo al 10 % del valor de la carga horizontal, como lo recomienda la GCOC.

Se utiliza de nuevo el Solver de Excel para determinar la combinación que proporciona el menor valor del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento, para la combinación característica y la casi-permanente.

Los coeficientes de seguridad mínimos que tenemos que asegurar frente al deslizamiento son:

TABLA 4.8. DESLIZAMIENTO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Figura 41 - Coeficientes de seguridad mínimos para la comprobación de cimentaciones superficiales frente al deslizamiento (fuente: Apartado 4.6 de GCOC)

Mostramos a continuación los resultados obtenidos para el conjunto estribo-zapata del lado tierra bajo las combinaciones características y casi-permanente.

### 6.3.1 Combinación característica

En el caso de la combinación característica, obtenemos el siguiente coeficiente de seguridad:

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	1,5
Característica	c	1,3
Accidental	a	1,1

Tipo de combinación considerado (dar código)		c
Combinación considerada (dar n°)		105
Nivel en el que apoya la cimentación		1
Ángulo de rozamiento interno del terreno donde apoya la cimentación	$\phi$	27,5 °
Cohesión del terreno donde apoya la cimentación	c	0
Ángulo de rozamiento a considerar en el contacto terreno-cimiento	$\phi_c$	22,61 °
Cohesión a considerar en el contacto terreno-cimiento	$c_c$	0
Resultante vertical efectiva	V	-32383,30 kN
Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación	H	7928,38 kN
Longitud reducida correspondiente a la combinación de estudio	L*	26,91 m
Ancho reducido correspondiente a la combinación de estudio	B*	7,85 m
Fuerza de empuje pasivo (triángulo)	$F_p$	5728,71 kN
Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H	R	792,84 kN
Coefficiente de seguridad frente al deslizamiento	$F_d$	1,801
Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{d,min}$	1,3
Comprobación frente al deslizamiento		CUMPLE

Tabla 62 - Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento del estribo lado tierra, con la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Observamos que se cumple la verificación frente al deslizamiento.

### 6.3.2 Combinación casi-permanente

En el caso de la combinación casi-permanente, obtenemos el siguiente coeficiente de seguridad:

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	1,5
Característica	c	1,3
Accidental	a	1,1

Tipo de combinación considerado (dar código)		q
Combinación considerada (dar n°)		105
Nivel en el que apoya la cimentación		1
Ángulo de rozamiento interno del terreno donde apoya la cimentación	$\phi$	27,5 °
Cohesión del terreno donde apoya la cimentación	c	0
Ángulo de rozamiento a considerar en el contacto terreno-cimiento	$\phi_c$	22,61 °
Cohesión a considerar en el contacto terreno-cimiento	$c_c$	0
Resultante vertical efectiva	V	-35350,18 kN
Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación	H	7928,38 kN
Longitud reducida correspondiente a la combinación de estudio	L*	26,96 m
Ancho reducido correspondiente a la combinación de estudio	B*	8,23 m
Fuerza de empuje pasivo (triángulo)	$F_p$	5728,71 kN
Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H	R	792,84 kN
Coefficiente de seguridad frente al deslizamiento	$F_d$	1,957
Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{d,min}$	1,5
Comprobación frente al deslizamiento		CUMPLE

Tabla 63 - Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento del estribo lado tierra, con la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

Observamos que se cumple la verificación frente al deslizamiento en este caso también.



## 6.4 Seguridad frente al vuelco rígido

El vuelco del conjunto estribo-zapata es posible por la existencia de acciones horizontales generadas por los empujes activos de tierra. La seguridad frente al vuelco rígido se define en la GCOC como:

Las acciones deben referirse al posible eje de giro y calcular el momento de cada una de ellas respecto a dicho eje. Se define como coeficiente de seguridad al vuelco:

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Se deben contabilizar como momentos estabilizadores los siguientes:

- Los producidos por la fuerza  $V$  (resultante vertical efectiva sobre el plano de cimentación. Véase epígrafe 4.3.6).
- Los producidos por cualquier empuje pasivo que el ingeniero decida contabilizar. Se advierte que tales empujes pueden requerir un movimiento previo apreciable y por ello se recomienda que estos momentos, salvo justificación expresa en contra, no superen el diez por ciento de la suma de los momentos volcadores; es decir, que por este motivo el coeficiente de seguridad no aumente en más de una décima.

Se deben contabilizar como momentos volcadores aquéllos que sean debidos a las componentes horizontales de las acciones, a excepción de los posibles empujes pasivos mencionados en el párrafo anterior.

Figura 42 – Definición del coeficiente de seguridad frente al vuelco rígido (fuente: Apartado 4.7 de GCOC)

Los coeficientes de seguridad mínimos que tenemos que asegurar frente al vuelco rígido son los siguientes:

TABLA 4.9. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Figura 43 – Coeficientes de seguridad mínimos para cimentaciones superficiales frente al vuelco (fuente: Apartado 4.7.2 de GCOC)

Cabe destacar que se comprobará únicamente el conjunto zapata-estribo frente al vuelco rígido.

Para la comprobación frente al vuelco rígido, se calculan los momentos estabilizadores y volcadores al nivel de la arista frontal de la zapata, es decir en el lado en el que la tierra actúa como empuje pasivo. En efecto, es la arista que se identifica como más desfavorable frente al vuelco.

Para las acciones verticales, las fuerzas estabilizadoras son:

- El peso propio del estribo
- El peso propio de la zapata
- El peso propio del suelo del lado correspondiente al empuje pasivo
- El peso propio del suelo del lado correspondiente al empuje activo

Para las acciones verticales, las fuerzas volcadoras son únicamente las tracciones que aparecen a nivel de los apoyos de las vigas longitudinales.

Para las acciones horizontales, los empujes pasivos del suelo son fuerzas estabilizadoras, y los empujes activos son las fuerzas volcadoras.

Para la comprobación de la cimentación frente al vuelco rígido, se reduce el efecto favorable del empuje pasivo, y se reduce su efecto favorable al máximo 10% de los momentos volcadores totales, como lo recomienda la GCOC.

Finalmente, se ha utilizado el solver de Excel para obtener la combinación que proporciona la menor seguridad frente al vuelco, y se muestran únicamente los resultados correspondientes a este caso.

### 6.4.1 Combinación característica

Se computan las excentricidades necesarias para el cálculo de los momentos. Siempre se refieren al punto de rotación estudiado, y se indica también los ejes en los que se miden. Obtenemos los siguientes momentos volcadores y estabilizadores. Cabe destacar que se estudian solamente los momentos de eje  $x$ .

Combinación considerada (dar n°)

105

Fuerzas verticales

Resultante de acciones en los aparatos de apoyo	$V_z$	6584,47 kN
Peso propio de la zapata	$G_z$	14006,25 kN
Peso propio del estribo	$G_{estribo}$	6730,21 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado pasivo	$F_1$	639,90 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado activo	$F_2$	17591,40 kN
Excentricidad de los aparatos de apoyo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,apoyo}$	2,09 m
Excentricidad del peso propio de la zapata respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,zapata}$	4,15 m
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,estribo}$	2,52 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado pasivo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,1}$	0,79 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado activo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,2}$	5,81 m
Momento estabilizador por cargas verticales de eje x	$M_{est,V}$	177797,64 kN.m
Momento volcador por cargas verticales de eje x	$M_{volc,V}$	-13761,54 kN.m

Fuerzas horizontales

Fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$F_{a,1}$	2011,99 kN
Fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$F_{a,2}$	3991,31 kN
Fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$F_{a,3}$	1925,08 kN
Fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$F_p$	5728,71 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$h_{a,1}$	31,94 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$h_{a,2}$	27,51 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$h_{a,3}$	26,59 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$h_p$	25,92 m
Momento estabilizador por cargas horizontales de eje x	$M_{est,H}$	4275,96 kN.m
Momento volcador por cargas horizontales de eje x	$M_{volc,H}$	-28998,02 kN.m

Tabla 64 - Momentos estabilizadores y volcadores al nivel del punto de rotación estudiado (fuente: elaboración propia)

Luego, podemos calcular el coeficiente de seguridad frente al vuelco, y se comprueba que no hay riesgo de vuelco bajo la combinación característica.

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	2
Característica	c	1,8
Accidental	a	1,5

Combinación considerada (dar código)	c
Coefficiente de seguridad frente al vuelco rígido	$F_v$ 4,26
Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{v,min}$ 1,8
Comprobación frente al vuelco rígido	CUMPLE

Tabla 65 - Comprobación frente al vuelco rígido bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

### 6.4.2 Combinación casi-permanente

Obtenemos los siguientes momentos volcadores y estabilizadores para la combinación casi-permanente.

Combinación considerada (dar n°)

105

Fuerzas verticales

Resultante de acciones en los aparatos de apoyo	$V_z$	3617,59 kN
Peso propio de la zapata	$G_z$	14006,25 kN
Peso propio del estribo	$G_{estribo}$	6730,21 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado pasivo	$F_1$	639,90 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado activo	$F_2$	17591,40 kN
Excentricidad de los aparatos de apoyo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,apoyo}$	2,09 m
Excentricidad del peso propio de la zapata respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,zapata}$	4,15 m
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,estribo}$	2,52 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado pasivo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,1}$	0,79 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado activo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,2}$	5,81 m

Momento estabilizador por cargas verticales de eje x

$M_{est,V}$  177797,64 kN.m

Momento volcador por cargas verticales de eje x

$M_{volc,V}$  -7560,76 kN.m

Fuerzas horizontales

Fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$F_{a,1}$	2011,99 kN
Fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$F_{a,2}$	3991,31 kN
Fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$F_{a,3}$	1925,08 kN
Fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$F_p$	5728,71 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$h_{a,1}$	31,94 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$h_{a,2}$	27,51 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$h_{a,3}$	26,59 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$h_p$	25,92 m

Momento estabilizador por cargas horizontales de eje x

$M_{est,H}$  3655,88 kN.m

Momento volcador por cargas horizontales de eje x

$M_{volc,H}$  -28998,02 kN.m

Tabla 66 - Momentos estabilizadores y volcadores al nivel del punto de rotación estudiado (fuente: elaboración propia)

Luego, podemos calcular el coeficiente de seguridad frente al vuelco, y se comprueba que no hay riesgo de vuelco bajo la combinación casi-permanente.

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	2
Característica	c	1,8
Accidental	a	1,5

Combinación considerada (dar código)	q
Coefficiente de seguridad frente al vuelco rígido	$F_v$ 4,96
Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{v,min}$ 2
Comprobación frente al vuelco rígido	CUMPLE

Tabla 67 - Comprobación frente al vuelco rígido bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

## 7 Dimensionamiento geotécnico del conjunto estribo-zapata en el lado isla

En este apartado, se realiza el dimensionamiento geotécnico del estribo y de la zapata del lado isla.

### 7.1 Definición del suelo

Los parámetros utilizados son idénticos a los que se han introducido en el apartado correspondiente al dimensionamiento geotécnico del estribo lado tierra.

### 7.2 Carga de hundimiento de la zapata corrida

Determinamos primero la carga de hundimiento de la zapata del estribo estudiado. El procedimiento es idéntico al estribo lado isla, por lo tanto, no se aporta ninguna explicación adicional, y solo se muestran los datos que cambian.

#### 7.2.1 Determinación del peso propio del estribo

Los estribos son idénticos, por lo tanto, el peso propio es idéntico.

#### 7.2.2 Determinación del empuje de tierras sobre el estribo

Los empujes activos son idénticos a los que se han determinado para el lado tierra. Sin embargo, los empujes pasivos cambian. La situación considerada es la siguiente:

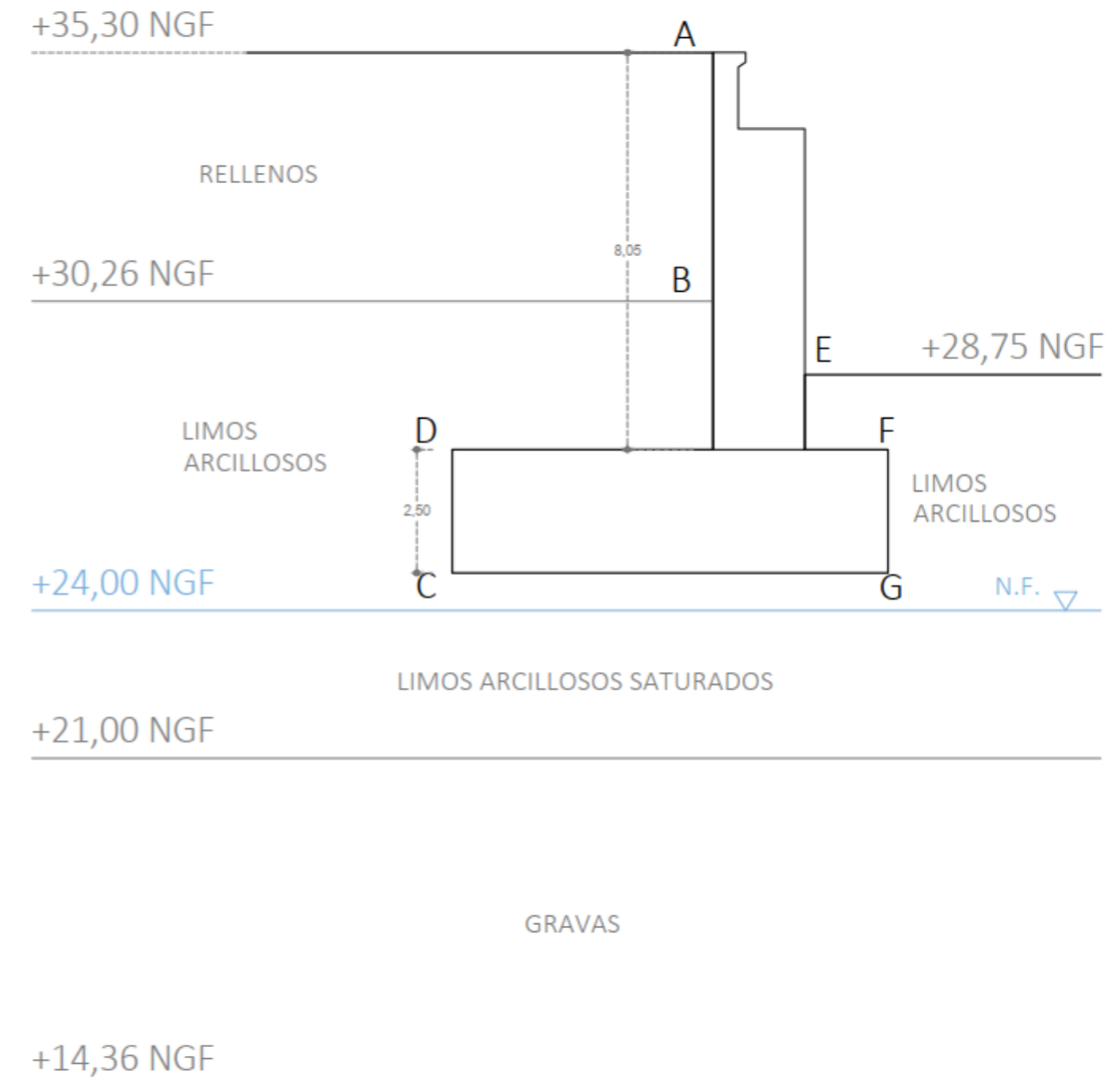


Figura 44 - Definición de los puntos de cálculo para la determinación de los empujes de tierra sobre el estribo (fuente: elaboración propia)

Obtenemos los siguientes empujes pasivos:

Punto	NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$u_{tot}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_p$	$\sigma_{hp}'$ (kN/m <sup>2</sup> )
E	1	28,75	0	0	0	0	0,0
G	1	24,75	60	0	60	2,716	162,9

Tabla 68 - Determinación de las tensiones horizontales debidas al empuje pasivo (fuente: elaboración propia)



Altura de muro sobre la cual actúa el empuje pasivo	$h_p$	4 m
Longitud de muro sobre la cual actúa el empuje pasivo	$L_p$	22,96 m
Fuerza de empuje pasivo (triángulo)	$F_p$	7482,40 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje pasivo (triángulo)	$h_p$	26,08 m

Tabla 69 - Empuje pasivo y cota de aplicación (fuente: elaboración propia)

### 7.2.3 Resultante de acciones en el punto A

Para calcular la carga de hundimiento de la zapata, tenemos que determinar la resultante de acciones en el punto A, que es el centro de gravedad de la cara inferior de la zapata.

#### 7.2.3.1 Definición de los ejes locales

Los ejes locales son idénticos a los que se han definido para el estribo lado tierra.

#### 7.2.3.2 Combinación característica

Consideramos la combinación Env\_ELS\_c, que es la envolvente de las combinaciones características de estado límite de servicio.

Las reacciones en los nudos de las vigas longitudinales, expresadas en la base de esos nudos son las siguientes:

Nudo	Combinación	CaseType	StepType	Reacciones en nudos de las vigas longitudinales - ELS					
				$F_1$ (kN)	$F_2$ (kN)	$F_3$ (kN)	$M_1$ (kN.m)	$M_2$ (kN.m)	$M_3$ (kN.m)
L0201	Env_ELS_c	Combination	Max F3	0	0	-568,8	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Max F1	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Min F1	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Max F2	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Min F2	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Max M1	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Min M1	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Max M2	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Min M2	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Max M3	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Min M3	0	0	-2111,536	0	0	0
L0201	Env_ELS_c	Combination	Min F3	0	0	-4221,268	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Max F3	0	0	-703,195	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Max F1	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Min F1	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Max F2	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Min F2	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Max M1	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Min M1	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Max M2	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Min M2	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Max M3	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Min M3	0	0	-2320,584	0	0	0
L0401	Env_ELS_c	Combination	Min F3	0	0	-4409,146	0	0	0

Tabla 70 - Reacciones en los nudos de las vigas longitudinales en la base de los nudos (fuente: elaboración propia)

Transformamos esas reacciones en acciones exteriores aplicadas a nivel de los nudos, para tener cargas a aplicar a la zapata. Como solo hay acciones verticales, no hace falta proyectar las acciones en la base de la zapata. Solo

hace falta multiplicar las reacciones por -1 para obtener las acciones exteriores provenientes de la superestructura, expresadas en la base de la cimentación.

Calculamos también el peso del suelo que actúa sobre la cara superior de la zapata, y todas las excentricidades respecto al punto A, necesarias para el computo de los momentos. Recordamos que las excentricidades ya habían sido definidas previamente para los empujes pasivos y activos.

Lado empuje activo				Lado empuje pasivo			
Punto	NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	Punto	NIVEL	Cota (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
A	0	35,3	0	E	1	28,75	0
B	0	30,26	85,68	F	1	27,25	22,5
D	1	27,25	130,83				

Tabla 71 - Tensiones verticales del suelo sobre la cara superior de la zapata (fuente: elaboración propia)

Separación entre puntos de apoyo (en el eje x)	s	10,648 m
Excentricidad de la carga de los apoyos en el eje y	$e_{y,apoyo}$	2,06 m
Peso específico del hormigón	$\gamma_h$	25 kN/m <sup>3</sup>
Longitud de la zapata (eje x)	$L_z$	27 m
Ancho de la zapata (eje y)	$B_z$	8,3 m
Canto de la zapata (eje z)	$h_z$	2,5 m
Peso propio de la zapata	$G_z$	14006,25 kN
Peso propio del estribo	$G_{estribo}$	6730,21 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado pasivo	$F_1$	959,85 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado activo	$F_2$	17591,40 kN
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto A en el eje y	$e_{y,estribo}$	1,64 m
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto A en el eje z	$e_{z,estribo}$	6,02 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado pasivo en el eje y	$e_{y,1}$	3,36 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado activo en el eje y	$e_{y,2}$	1,66 m

Tabla 72 - Cargas y excentricidades adicionales a considerar para el computo de la resultante de acciones en el punto A (fuente: elaboración propia)

Podemos entonces calcular la resultante de acciones en el punto A. Se muestran únicamente los valores de las combinaciones que dan valores distintos.

N°	Caso nudo		Resultante de acciones en el punto A ELS					
	L02	L04	$H_x$ (kN)	$H_y$ (kN)	$V_z$ (kN)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
1	Max F1	Max F1	0,00	-445,99	-34855,60	-5077,65	-1112,97	0,00
3	Max F1	Max F3	0,00	-445,99	-36472,98	-1745,83	7498,01	0,00
9	Max F1	Min F3	0,00	-445,99	-32767,03	-9380,09	-12232,48	0,00
25	Max F3	Max F1	0,00	-445,99	-36398,33	-1899,62	-9326,50	0,00
27	Max F3	Max F3	0,00	-445,99	-38015,72	1432,20	-715,52	0,00
33	Max F3	Min F3	0,00	-445,99	-34309,77	-6202,06	-20446,00	0,00
97	Min F3	Max F1	0,00	-445,99	-32745,86	-9423,70	10119,24	0,00
99	Min F3	Max F3	0,00	-445,99	-34363,25	-6091,88	18730,22	0,00
105	Min F3	Min F3	0,00	-445,99	-30657,30	-13726,14	-1000,26	0,00

Tabla 73 - Resultante de acciones en el punto A, bajo la combinación característica de estado límite de servicio (fuente: elaboración propia)

Luego, podemos calcular la zapata reducida, y la presión vertical media que actúa sobre la zapata equivalente, así que la desviación de la carga respecto a la vertical.

Los resultados se muestran a continuación.

N°	Caso nudo L02	Caso nudo L04	e <sub>B</sub> (m)	e <sub>L</sub> (m)	B* (m)	L* (m)	A* (m <sup>2</sup> )	P <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	tg δ <sub>B</sub>	δ <sub>B</sub> (°)	tg δ <sub>L</sub>	δ <sub>L</sub> (°)
1	Max F1	Max F1	0,15	-0,03	8,01	26,94	215,72	161,58	0,0128	0,7331	0	0
3	Max F1	Max F3	0,05	0,21	8,20	26,59	218,14	167,20	0,0122	0,7006	0	0
9	Max F1	Min F3	0,29	-0,37	7,73	26,25	202,87	161,52	0,0136	0,7798	0	0
25	Max F3	Max F1	0,05	-0,26	8,20	26,49	217,08	167,67	0,0123	0,7020	0	0
27	Max F3	Max F3	-0,04	-0,02	8,22	26,96	221,76	171,43	0,0117	0,6722	0	0
33	Max F3	Min F3	0,18	-0,60	7,94	25,81	204,88	167,47	0,0130	0,7448	0	0
97	Min F3	Max F1	0,29	0,31	7,72	26,38	203,79	160,69	0,0136	0,7803	0	0
99	Min F3	Max F3	0,18	0,55	7,95	25,91	205,87	166,92	0,0130	0,7436	0	0
105	Min F3	Min F3	0,45	-0,03	7,40	26,93	199,44	153,72	0,0145	0,8335	0	0

Tabla 74 - Determinación de la zapata rectangular equivalente (fuente: elaboración propia)

### 7.2.3.3 Combinación casi-permanente

Obtenemos todos los resultados anteriores, pero con la combinación casi-permanente. Como el procedimiento es idéntico, no se aporta ningún comentario adicional.

Consideramos la combinación ELS<sub>q</sub>.

Las reacciones en los nudos de las vigas longitudinales, expresadas en la base de esos nudos son las siguientes:

Nudo	Combinación	CaseType	StepType	Reacciones en nudos de las vigas longitudinales - ELS					
				F <sub>1</sub> (kN)	F <sub>2</sub> (kN)	F <sub>3</sub> (kN)	M <sub>1</sub> (kN.m)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F3	0	0	-1778,586	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F1	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F1	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F2	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F2	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M1	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M1	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M2	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M2	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M3	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M3	0	0	-2094,069	0	0	0
L0201	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F3	0	0	-2409,285	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F3	0	0	-1898,368	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F1	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F1	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max F2	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F2	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M1	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M1	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M2	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M2	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Max M3	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min M3	0	0	-2251,242	0	0	0
L0401	ELS <sub>q</sub>	Combination	Min F3	0	0	-2564,075	0	0	0

Tabla 75 - Reacciones en los nudos de las vigas longitudinales en la base de los nudos (fuente: elaboración propia)

Se muestran a continuación únicamente los valores de las resultantes en el punto A de las distintas combinaciones.

N°	Caso nudo L02	Caso nudo L04	Resultante de acciones en el punto A ELS					
			H <sub>x</sub> (kN)	H <sub>y</sub> (kN)	V <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
1	Max F1	Max F1	0,00	-445,99	-34942,40	-4898,83	-836,79	0,00
3	Max F1	Max F3	0,00	-445,99	-35295,28	-4171,91	1041,91	0,00
9	Max F1	Min F3	0,00	-445,99	-34629,57	-5543,26	-2502,31	0,00
25	Max F3	Max F1	0,00	-445,99	-35257,89	-4248,93	-2516,42	0,00
27	Max F3	Max F3	0,00	-445,99	-35610,76	-3522,01	-637,72	0,00
33	Max F3	Min F3	0,00	-445,99	-34945,05	-4893,37	-4181,94	0,00
97	Min F3	Max F1	0,00	-445,99	-34627,19	-5548,17	841,42	0,00
99	Min F3	Max F3	0,00	-445,99	-34980,06	-4821,25	2720,12	0,00
105	Min F3	Min F3	0,00	-445,99	-34314,36	-6192,61	-824,10	0,00

Tabla 76 - Resultante de acciones en el punto A, bajo la combinación casi-permanente de estado límite de servicio (fuente: elaboración propia)

Podemos ahora calcular la cimentación equivalente, la presión vertical media que actúa sobre la zapata equivalente, y la desviación de la carga respecto a la vertical, que se definen en la figura siguiente.

Los resultados se muestran a continuación.

N°	Caso nudo L02	Caso nudo L04	e <sub>B</sub> (m)	e <sub>L</sub> (m)	B* (m)	L* (m)	A* (m <sup>2</sup> )	P <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	tg δ <sub>B</sub>	δ <sub>B</sub> (°)	tg δ <sub>L</sub>	δ <sub>L</sub> (°)
1	Max F1	Max F1	0,14	-0,02	8,02	26,95	216,15	161,66	0,0128	0,73	0	0
3	Max F1	Max F3	0,12	0,03	8,06	26,94	217,24	162,47	0,0126	0,72	0	0
9	Max F1	Min F3	0,16	-0,07	7,98	26,86	214,30	161,59	0,0129	0,74	0	0
25	Max F3	Max F1	0,12	-0,07	8,06	26,86	216,44	162,90	0,0126	0,72	0	0
27	Max F3	Max F3	0,10	-0,02	8,10	26,96	218,47	163,00	0,0125	0,72	0	0
33	Max F3	Min F3	0,14	-0,12	8,02	26,76	214,62	162,82	0,0128	0,73	0	0
97	Min F3	Max F1	0,16	0,02	7,98	26,95	215,06	161,01	0,0129	0,74	0	0
99	Min F3	Max F3	0,14	0,08	8,02	26,84	215,41	162,39	0,0127	0,73	0	0
105	Min F3	Min F3	0,18	-0,02	7,94	26,95	213,97	160,37	0,0130	0,74	0	0

Tabla 77 - Determinación de la zapata rectangular equivalente (fuente: elaboración propia)

### 7.2.4 Determinación de la carga de hundimiento

Se presentan a continuación únicamente los resultados obtenidos con la combinación que corresponde al mínimo coeficiente de seguridad frente al hundimiento.

### 7.2.4.1 Combinación característica

Bajo la combinación característica, obtenemos el siguiente coeficiente de seguridad:

Presión vertical de hundimiento |  $P_{vh}$  2125,72 kN/m<sup>2</sup>

Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento

Combinación	Código	Coeficiente de seguridad
Casi permanente	q	3
Característica	c	2,6
Accidental	a	2,2

Tipo de combinación considerado (dar código) | c  
 Presión vertical media en la base de la zapata reducida o equivalente |  $P_v$  171,43 kN/m<sup>2</sup>  
 Coeficiente de seguridad frente al hundimiento |  $F_h$  12,40  
 Coeficiente de seguridad mínimo en la situación considerada |  $F_{h,min}$  2,60  
 Comprobación frente al hundimiento | CUMPLE

**Tabla 78 - Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento del estribo lado isla, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)**

### 7.2.4.2 Combinación casi-permanente

Bajo la combinación casi-permanente, obtenemos:

Presión vertical de hundimiento |  $P_{vh}$  2096,11 kN/m<sup>2</sup>

Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento

Combinación	Código	Coeficiente de seguridad
Casi permanente	q	3
Característica	c	2,6
Accidental	a	2,2

Tipo de combinación considerado (dar código) | q  
 Presión vertical media en la base de la zapata reducida o equivalente |  $P_v$  163,00 kN/m<sup>2</sup>  
 Coeficiente de seguridad frente al hundimiento |  $F_h$  12,86  
 Coeficiente de seguridad mínimo en la situación considerada |  $F_{h,min}$  3,00  
 Comprobación frente al hundimiento | CUMPLE

**Tabla 79 - Determinación del coeficiente de seguridad frente al hundimiento del estribo lado isla, bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)**

### 7.3 Seguridad frente al deslizamiento

Mostramos a continuación los resultados obtenidos para el conjunto estribo-zapata del lado tierra bajo las combinaciones características y casi-permanente.

#### 7.3.1 Combinación característica

En el caso de la combinación característica, obtenemos el siguiente coeficiente de seguridad:

Combinación	Código	Coeficiente de seguridad
Casi permanente	q	1,5
Característica	c	1,3
Accidental	a	1,1

Tipo de combinación considerado (dar código) | c  
 Combinación considerada (dar n°) | 105  
 Nivel en el que apoyo la cimentación | 1  
 Ángulo de rozamiento interno del terreno donde apoya la cimentación |  $\phi$  27,5 °  
 Cohesión del terreno donde apoya la cimentación | c 0  
 Ángulo de rozamiento a considerar en el contacto terreno-cimiento |  $\phi_c$  22,61 °  
 Cohesión a considerar en el contacto terreno-cimiento |  $c_c$  0  
 Resultante vertical efectiva | V -30657,30 kN  
 Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación | H 7036,41 kN  
 Longitud reducida correspondiente a la combinación de estudio | L\* 26,93 m  
 Ancho reducido correspondiente a la combinación de estudio | B\* 7,40 m  
 Fuerza de empuje pasivo (triángulo) |  $F_p$  7482,40 kN  
 Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H | R 703,64 kN  
 Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento |  $F_d$  1,914  
 Coeficiente de seguridad mínimo en la situación considerada |  $F_{d,min}$  1,3  
 Comprobación frente al deslizamiento | CUMPLE

**Tabla 80 - Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento del estribo lado isla, con la combinación característica (fuente: elaboración propia)**

Observamos que se cumple la verificación frente al deslizamiento.



### 7.3.2 Combinación casi-permanente

En el caso de la combinación casi-permanente, obtenemos el siguiente coeficiente de seguridad:

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	1,5
Característica	c	1,3
Accidental	a	1,1

Tipo de combinación considerado (dar código)	q
Combinación considerada (dar n°)	105
Nivel en el que apoya la cimentación	1
Ángulo de rozamiento interno del terreno donde apoya la cimentación	$\phi$ 27,5 °
Cohesión del terreno donde apoya la cimentación	c 0
Ángulo de rozamiento a considerar en el contacto terreno-cimiento	$\phi_c$ 22,61 °
Cohesión a considerar en el contacto terreno-cimiento	$c_c$ 0
Resultante vertical efectiva	V -34314,36 kN
Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación	H 7036,41 kN
Longitud reducida correspondiente a la combinación de estudio	L* 26,95 m
Ancho reducido correspondiente a la combinación de estudio	B* 7,94 m
Fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$F_p$ 7482,40 kN
Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H	R 703,64 kN
Coefficiente de seguridad frente al deslizamiento	$F_d$ 2,131
Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{d,min}$ 1,5
Comprobación frente al deslizamiento	CUMPLE

Tabla 81 - Coeficiente de seguridad frente al deslizamiento del estribo lado isla, con la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

Observamos que se cumple la verificación frente al deslizamiento en este caso también.

## 7.4 Seguridad frente al vuelco rígido

En este apartado, se muestran los coeficientes de seguridad frente al vuelco rígido del estribo lado isla, bajo las combinaciones característica y casi-permanente. El punto de rotación estudiado es la de la arista frontal de la zapata, es decir la arista en la cual actúa el empuje pasivo.

### 7.4.1 Combinación característica

Se computan las excentricidades necesarias para el cálculo de los momentos. Siempre se refieren al punto de rotación estudiado, y se indica también los ejes en los que se miden. Obtenemos los siguientes momentos volcadores y estabilizadores. Cabe destacar que se estudian solamente los momentos de eje x, y que los momentos cambian de signo respecto al estribo lado tierra, puesto que se han conservado los mismos ejes de estudio.

Combinación considerada (dar n°)

105

#### Fuerzas verticales

Resultante de acciones en los aparatos de apoyo	$V_z$	8630,41 kN
Peso propio de la zapata	$G_z$	14006,25 kN
Peso propio del estribo	$G_{estribo}$	6730,21 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado pasivo	$F_1$	959,85 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado activo	$F_2$	17591,40 kN
Excentricidad de los aparatos de apoyo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,apoyo}$	2,09 m
Excentricidad del peso propio de la zapata respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,zapata}$	4,15 m
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,estribo}$	2,52 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado pasivo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,1}$	0,79 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado activo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,2}$	5,81 m

Momento estabilizador por cargas verticales de eje x	$M_{est,V}$	-178050,40 kN.m
Momento volcador por cargas verticales de eje x	$M_{volc,V}$	18037,57 kN.m

#### Fuerzas horizontales

Fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$F_{a,1}$	2011,99 kN
Fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$F_{a,2}$	3991,31 kN
Fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$F_{a,3}$	1925,08 kN
Fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$F_p$	7482,40 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$h_{a,1}$	31,94 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$h_{a,2}$	27,51 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$h_{a,3}$	26,59 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$h_p$	26,08 m

Momento estabilizador por cargas horizontales de eje x	$M_{est,H}$	-4703,56 kN.m
Momento volcador por cargas horizontales de eje x	$M_{volc,H}$	28998,02 kN.m

Tabla 82 - Momentos estabilizadores y volcadores al nivel del punto de rotación estudiado, para el estribo lado isla, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

Luego, podemos calcular el coeficiente de seguridad frente al vuelco, y se comprueba que no hay riesgo de vuelco bajo la combinación característica.

Combinación	Código	Coefficiente de seguridad
Casi permanente	q	2
Característica	c	1,8
Accidental	a	1,5

Combinación considerada (dar código)	c
Coefficiente de seguridad frente al vuelco rígido	$F_v$ 3,89
Coefficiente de seguridad mínimo en la situación considerada	$F_{v,min}$ 1,8
Comprobación frente al vuelco rígido	CUMPLE

Tabla 83 - Comprobación frente al vuelco rígido del estribo lado isla, bajo la combinación característica (fuente: elaboración propia)

### 7.4.2 Combinación casi-permanente

Obtenemos los siguientes momentos volcadores y estabilizadores para la combinación casi-permanente.

Combinación considerada (dar n°)

105

#### Fuerzas verticales

Resultante de acciones en los aparatos de apoyo	$V_z$	4973,36 kN
Peso propio de la zapata	$G_z$	14006,25 kN
Peso propio del estribo	$G_{\text{estribo}}$	6730,21 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado pasivo	$F_1$	959,85 kN
Fuerza vertical del peso del suelo en el lado activo	$F_2$	17591,40 kN
Excentricidad de los aparatos de apoyo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,\text{apoyo}}$	2,09 m
Excentricidad del peso propio de la zapata respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,\text{zapata}}$	4,15 m
Excentricidad del peso propio del estribo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,\text{estribo}}$	2,52 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado pasivo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,1}$	0,79 m
Excentricidad del peso de suelo en el lado activo respecto al punto de rotación en el eje y	$e_{y,2}$	5,81 m
Momento estabilizador por cargas verticales de eje x	$M_{\text{est},V}$	-178050,40 kN.m
Momento volcador por cargas verticales de eje x	$M_{\text{volc},V}$	10394,32 kN.m

#### Fuerzas horizontales

Fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$F_{a,1}$	2011,99 kN
Fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$F_{a,2}$	3991,31 kN
Fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$F_{a,3}$	1925,08 kN
Fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$F_p$	7482,40 kN
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 1 (triangulo)	$h_{a,1}$	31,94 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 2 (rectangulo)	$h_{a,2}$	27,51 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje activo 3 (triangulo)	$h_{a,3}$	26,59 m
Cota de aplicación de la fuerza de empuje pasivo (triangulo)	$h_p$	26,08 m
Momento estabilizador por cargas horizontales de eje x	$M_{\text{est},H}$	-3939,23 kN.m
Momento volcador por cargas horizontales de eje x	$M_{\text{volc},H}$	28998,02 kN.m

Tabla 84 - Momentos estabilizadores y volcadores al nivel del punto de rotación estudiado (fuente: elaboración propia)

Luego, podemos calcular el coeficiente de seguridad frente al vuelco, y se comprueba que no hay riesgo de vuelco bajo la combinación casi-permanente.

#### Comprobación al vuelco

Combinación	Código	Coficiente de seguridad
Casi permanente	q	2
Característica	c	1,8
Accidental	a	1,5

Combinación considerada (dar código)  
 Coeficiente de seguridad frente al vuelco rígido  
 Coeficiente de seguridad mínimo en la situación considerada  
 Comprobación frente al vuelco rígido

$F_v$	q	4,62
$F_{v,\text{min}}$		2
		CUMPLE

Tabla 85 - Comprobación frente al vuelco rígido bajo la combinación casi-permanente (fuente: elaboración propia)

(Ministerio, 2009)

## 8 Conclusión

---

Podemos concluir que se han obtenido, mediante un cálculo geotécnico, las dimensiones de las cimentaciones. Este cálculo se basa en ciertas hipótesis sobre las propiedades del suelo, que se deberían comprobar mediante sondeos en la zona de estudio.

## 9 Bibliografía

---

- Ministerio, d. F. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. Serie Monografías. Obtenido de [https://www.mitma.es/recursos\\_mfom/0710401.pdf](https://www.mitma.es/recursos_mfom/0710401.pdf)



## ANEJO N°6 : PROCESO CONSTRUCTIVO

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

---

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

---

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**Curso :** 2021-2022

**Fecha :** 13/02/22

**Tutor :** Carlos Manuel Lázaro Fernández

## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....	3
2	PROCESO CONSTRUCTIVO .....	3
3	BIBLIOGRAFIA .....	6

## 1 Introducción y objetivos

El presente anejo tiene por objetivo de proponer una idea general del proceso constructivo que se podría seguir para la construcción del puente.

## 2 Proceso constructivo

El esquema general propuesto para el proceso constructivo se presenta a continuación.

La fabricación de los elementos metálicos se realiza en la fábrica de acero de Lauterbourg (ciudad francesa al lado del Rin) y el transporte se realiza en base a la siguiente figura:



Figura 1 - Transporte de los elementos metálicos desde Lauterbourg hasta la zona de estudio (fuente: elaboración propia)

En el taller, se generan tres tipos de módulos: uno por la parte de arco inferior de la margen lado isla (módulo 1), uno por la parte de arco superior (módulo 2), y otro por la parte de arco inferior del lado tierra (módulo 3). Estos módulos se realizan de forma completa en taller, y incluyen: los dos arcos, las dos vigas longitudinales, las columnas o péndolas (según el tipo de módulo), las vigas transversales del módulo y los conectores necesarios. Se muestran a continuación los módulos considerados.

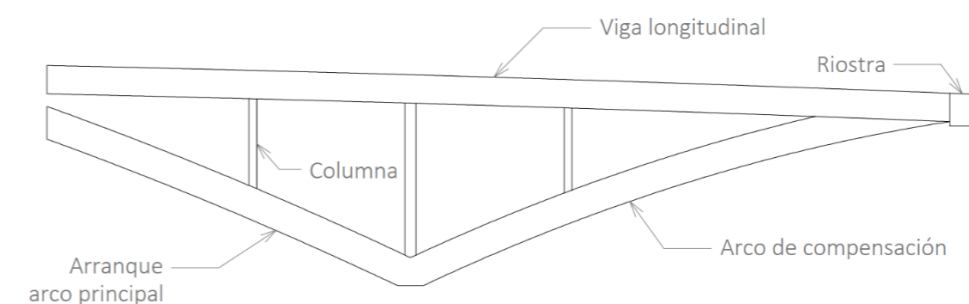


Figura 2 - Módulo 3 (fuente: elaboración propia)



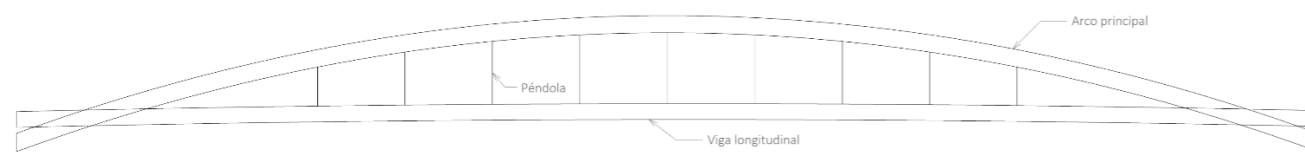


Figura 3 - Módulo 2 (fuente: elaboración propia)

El transporte se realiza según el trayecto de la primera figura del documento, y mediante el uso de barcazas de tipo SARENS como en la siguiente figura:



Figura 4 – Ejemplo de barcaza de la empresa SARENS (fuente: (SARENS, 2021))

In situ, realizamos el hormigonado de:

- pilotaje, encepados y pilas
- zapatas, estribos

Luego, se colocan los aparatos de apoyo en los estribos.

Además, se disponen los dos módulos de arco inferior, se conectan a los apoyos de los estribos, y se disponen sobre las pilas (unión monolítica con la pila). Quizás haría falta un apeo provisional por el voladizo importante.

Mediante las barcazas, se realiza una rotación del módulo principal de arco superior, y se suelda a los dos módulos de arco inferior.

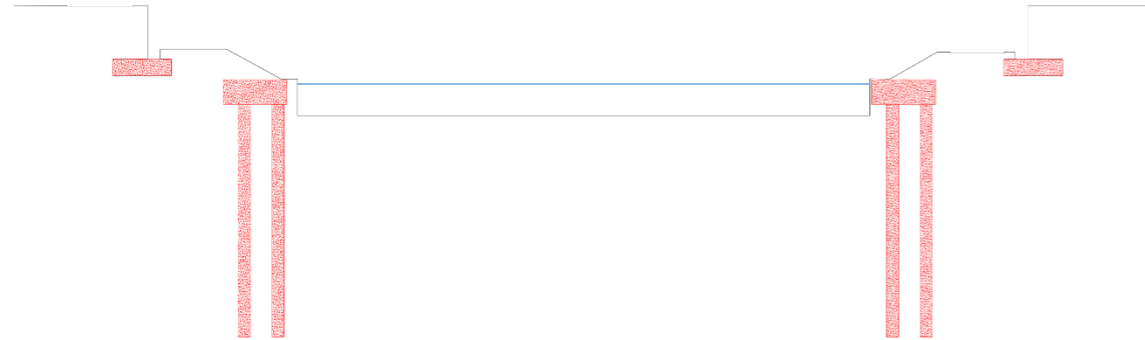
Luego, dado que los módulos vienen en obra ya completos, queda por hacer la losa y los equipamientos. Colocamos entonces prelasas prefabricadas de hormigón armado con un espesor de 9 cm por ejemplo. Realizamos el ferrallado y el hormigonado de la losa in situ.

Entonces, se retiran los eventuales apeos provisionales (cuando el hormigón haya alcanzado su resistencia característica) y se ponen las impostas, canaletas, y se realiza el pavimento del tablero.

Finalmente, se disponen las barandillas, y los pretiles. Procedemos a la prueba de carga. Una vez realizado, limpiamos la obra y se procede a la restitución de la obra.

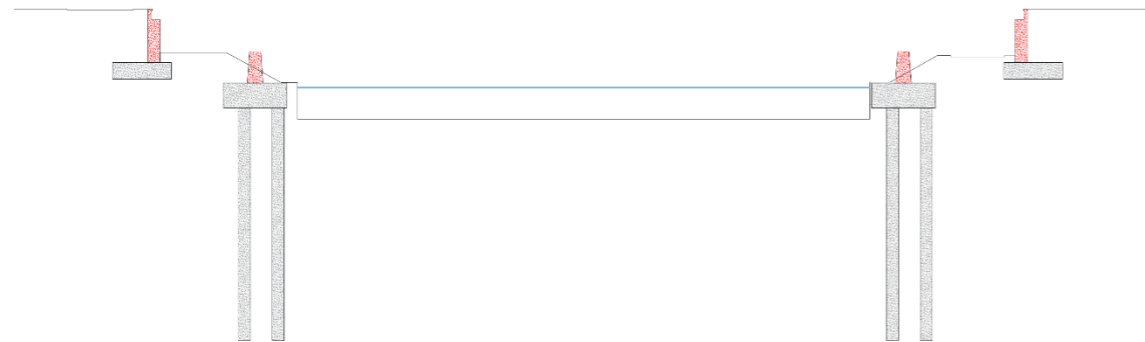
Mostramos a continuación las principales etapas del proceso constructivo.

**1. SUBESTRUCTURA (I)**



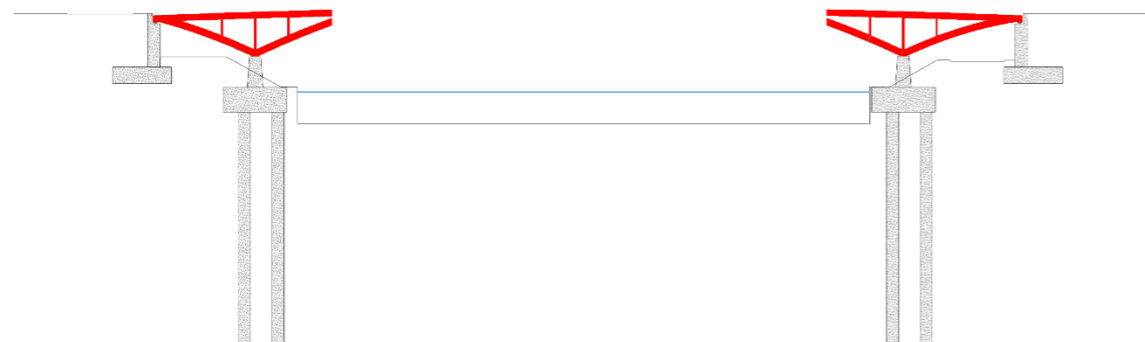
- Perforación y entubación, armado y hormigonado de los pilotes.
- Hormigón de limpieza para encepados y zapatas.
- Encofrado, armado y hormigonado de los encepados y zapatas.

**2. SUBESTRUCTURA (II)**



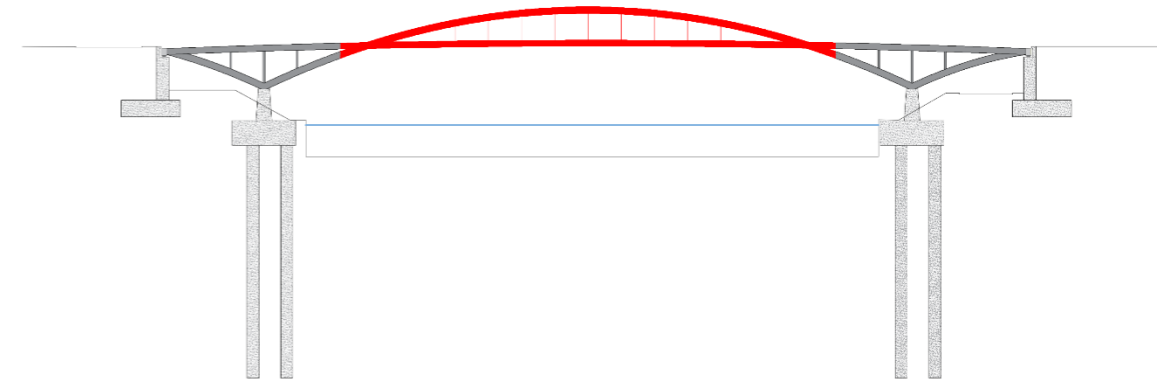
- Encofrado, armado y hormigonado de las pilas y estribos.
- Colocación en los estribos de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

**3. SUPERESTRUCTURA (I) - MÓDULOS 1 Y 3**



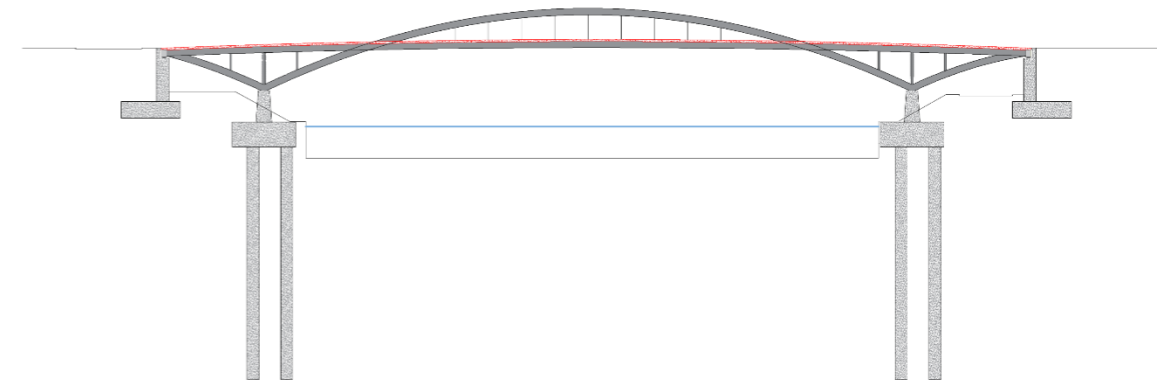
- Izado y colocación de los módulos 1 y 3 desde las barcazas.

**4. SUPERESTRUCTURA (II) - MÓDULO 2**



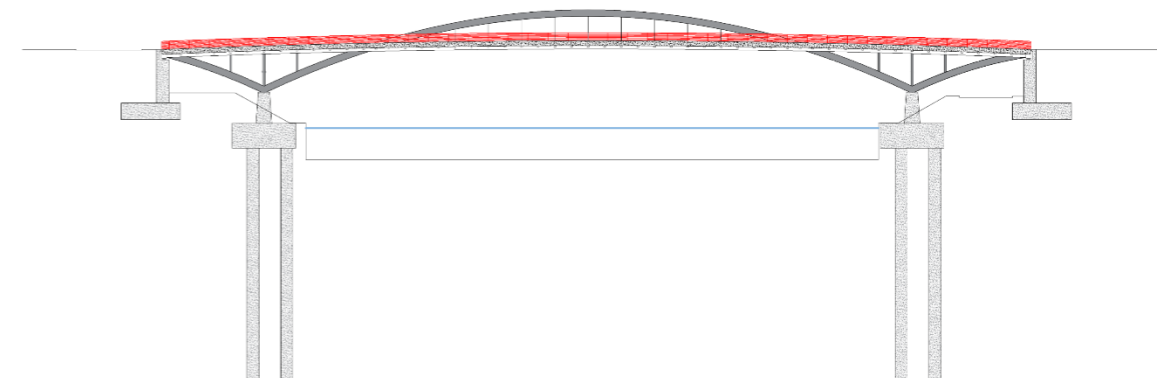
- Izado y colocación del módulo 2 desde la barcaza.
- Soldadura de los módulos.

**5. SUPERESTRUCTURA (III) - TABLERO**



- Colocación de prelasas prefabricadas de hormigón armado.
- Ferrallado y hormigonado de la losa in situ.
- Disposición de las canaletas, impostas y pavimentación del tablero.

**6. EQUIPAMIENTOS**



- Colocación de las barandillas y pretilas.
- Instalación de las iluminaciones.
- Prueba de carga.
- Limpieza de la obra.

Figura 5 - Proceso constructivo (fuente: elaboración propia)

### 3 Bibliografía

---

- Ingenieros, C. (2011). Rotation of the Jucar river bridge.
- Ingérop. (2016). Pose de la passerelle de l'île Seguin.
- SARENS. (2021). *Sarens barges*.



## Anexo al Trabajo Fin de Grado/Máster

**Relación del TFM “Diseño estructural de un puente sobre el río Sena, entre L’Ile-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)” con los Objetivos de Desarrollo Sostenible de la Agenda 2030.**

Grado de relación del trabajo con los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. <b>Fin de la pobreza.</b>				<b>X</b>
ODS 2. <b>Hambre cero.</b>				<b>X</b>
ODS 3. <b>Salud y bienestar.</b>		<b>X</b>		
ODS 4. <b>Educación de calidad.</b>				<b>X</b>
ODS 5. <b>Igualdad de género.</b>				<b>X</b>
ODS 6. <b>Agua limpia y saneamiento.</b>				<b>X</b>
ODS 7. <b>Energía asequible y no contaminante.</b>				<b>X</b>
ODS 8. <b>Trabajo decente y crecimiento económico.</b>			<b>X</b>	
ODS 9. <b>Industria, innovación e infraestructuras.</b>		<b>X</b>		
ODS 10. <b>Reducción de las desigualdades.</b>				<b>X</b>
ODS 11. <b>Ciudades y comunidades sostenibles.</b>	<b>X</b>			
ODS 12. <b>Producción y consumo responsables.</b>				<b>X</b>
ODS 13. <b>Acción por el clima.</b>				<b>X</b>
ODS 14. <b>Vida submarina.</b>				<b>X</b>
ODS 15. <b>Vida de ecosistemas terrestres.</b>				<b>X</b>
ODS 16. <b>Paz, justicia e instituciones sólidas.</b>	<b>X</b>			
ODS 17. <b>Alianzas para lograr objetivos.</b>				<b>X</b>

Descripción de la alineación del TFM con los ODS con un grado de relación más alto.

Gracias a este trabajo, se ha podido reflexionar sobre la manera en la que un proyecto de puente puede contribuir a la mejora de la sociedad.

Se puede decir que el proyecto reúne ciertas cualidades que permiten responder a los Objetivos de Desarrollo Sostenible 4, 11 y 16.

Primero, se ha decidido proyectar un puente que excluye los vehículos utilitarios. Esta decisión contribuye a los objetivos de la cumbre sobre el cambio climático en el que se destaca que las emisiones de carbón son la principal fuente de calentamiento global. Así pues, se ha decidido valorar el uso del transporte público (en este caso el autobús) y sobre todo el desarrollo de circulaciones suaves (bicicletas y peatones) puesto que son medios de transporte con cero emisiones.

Además, las zonas rurales sin vehículos permiten una calidad de vida y bienestar mayor a las zonas que se ven saturadas por un tráfico de vehículos importante. Este proyecto de puente, y de manera general el proyecto urbano para los Juegos Olímpicos de París, pretende insistir en este objetivo de bienestar para los ciudadanos con una mayor parte de zonas peatonales y parques.

## DOCUMENTO N°2 : PLANOS

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

*Presentado por*

COJOCARIU, Alexandru

*Para la obtención del*

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso : 2021-2022

Fecha : 13/02/22

Tutor : Carlos Manuel Lázaro Fernández



## ÍNDICE GENERAL

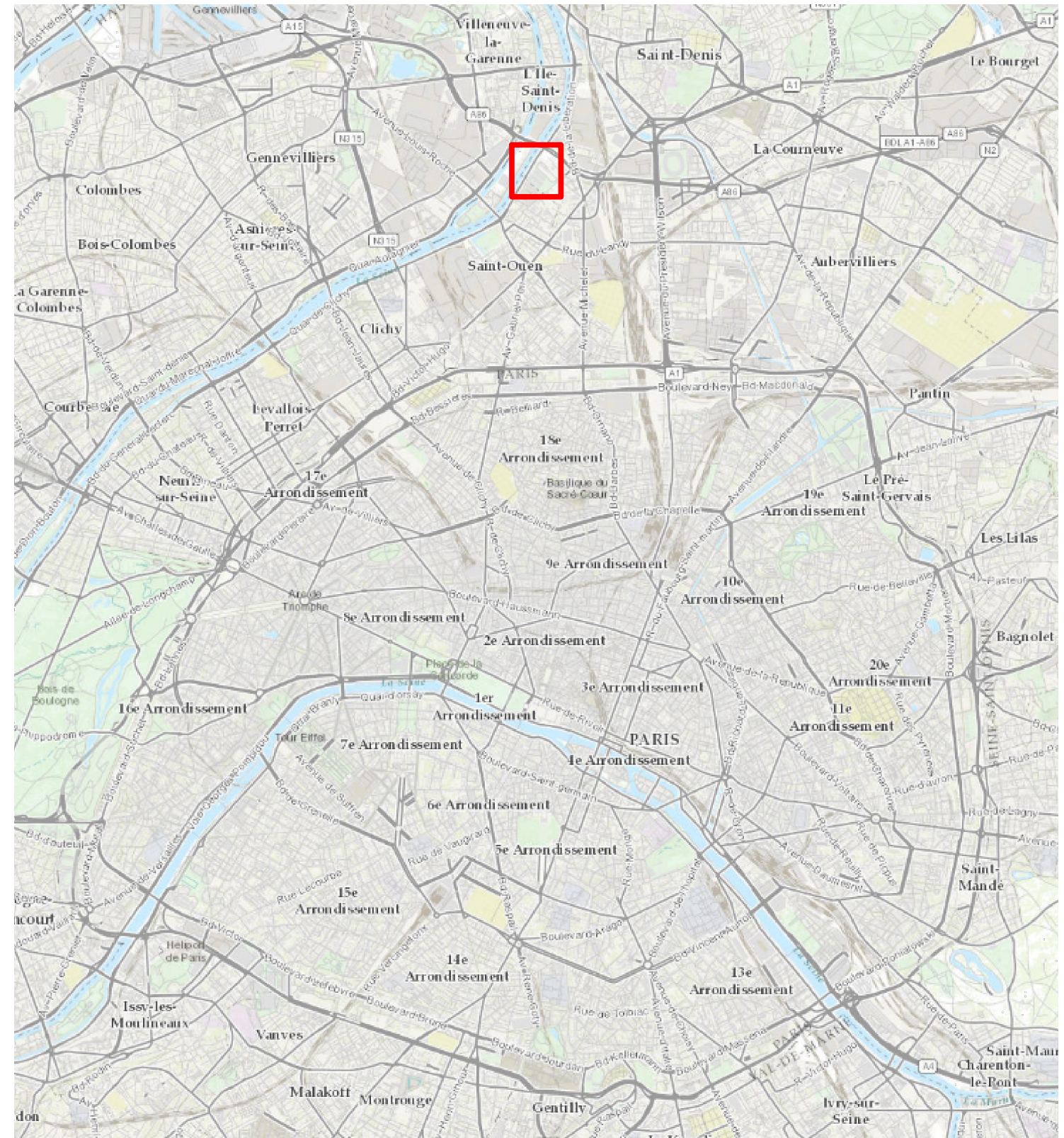
### DOCUMENTO N°2 : PLANOS

- HOJA N°1 : SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
- HOJA N°2 : SITUACIÓN INICIAL
- HOJA N°3 : PLANTA GENERAL
- HOJA N°4 : PLANTA Y ALZADO
- HOJA N°5 : SECCIONES 1
- HOJA N°6 : SECCIONES 2
- HOJA N°7 : ESTRUCTURA METÁLICA – DEFINICIÓN DE LOS EJES
- HOJA N°8 : ESTRUCTURA METÁLICA – PLANTA Y ALZADO
- HOJA N°9 : ESTRUCTURA METÁLICA – SECCIONES
- HOJA N°10 : DETALLES PÉNDOLA – ARMADO DEL TABLERO
- HOJA N°11 : DISTRIBUCIÓN DE LOS PERNOS
- HOJA N°12 : DISTRIBUCIÓN DE LOS PERNOS – SECCIONES
- HOJA N°13 : PILA – GEOMETRÍA Y ARMADURA
- HOJA N°14 : ESTRIBOS – GEOMETRÍA EN PLANTA Y ALZADO
- HOJA N°15 : APOYOS Y JUNTAS DE DILATACIÓN
- HOJA N°16 : CIMENTACIONES – VISTA LONGITUDINAL
- HOJA N°17 : CIMENTACIONES – GEOMETRÍA EN PLANTA Y ALZADO
- HOJA N°18 : EQUIPAMIENTOS – BARANDILLA E IMPOSTA
- HOJA N°19 : EQUIPAMIENTOS – DRENAJE
- HOJA N°20 : PROCESO CONSTRUCTIVO





ESCALA 1 : 2 000 000 🕒



ESCALA 1 : 75 000 🕒





UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

PROYECTO

Trabajo de Fin de Máster

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUEBLO SOBRE EL RIO SENA**  
entre L'île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine Saint-Denis, Francia)

AUTOR

Alexandru COJOCARIU

FECHA

Enero 2022

ESCALA

1 : 2 000 ⌚

TÍTULO

**SITUACIÓN INICIAL**

FORMATO

A3

HOJA Nº

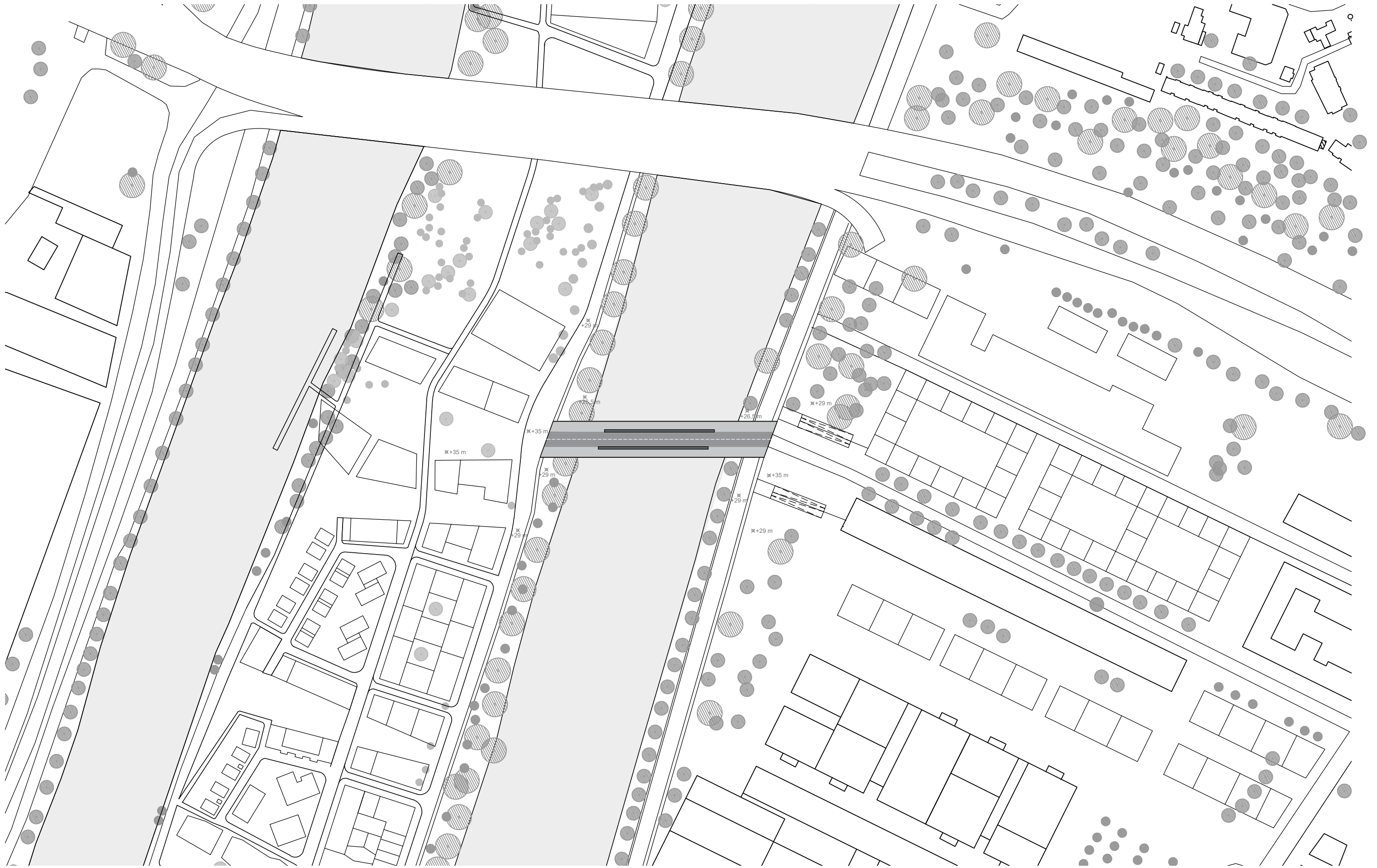
2/20

**CAMINOS**  
UPV

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE





PROYECTO Trabajo de Fin de Máster  
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE SOBRE EL RIO SENA**  
 entre L'île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine Saint-Denis, Francia)

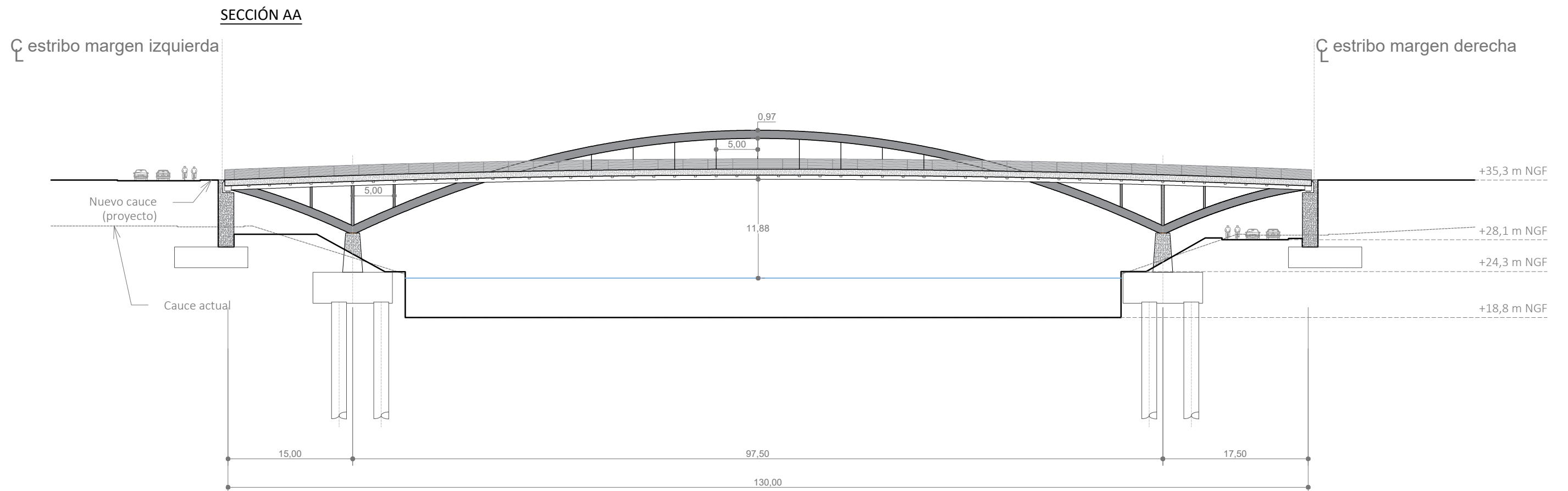
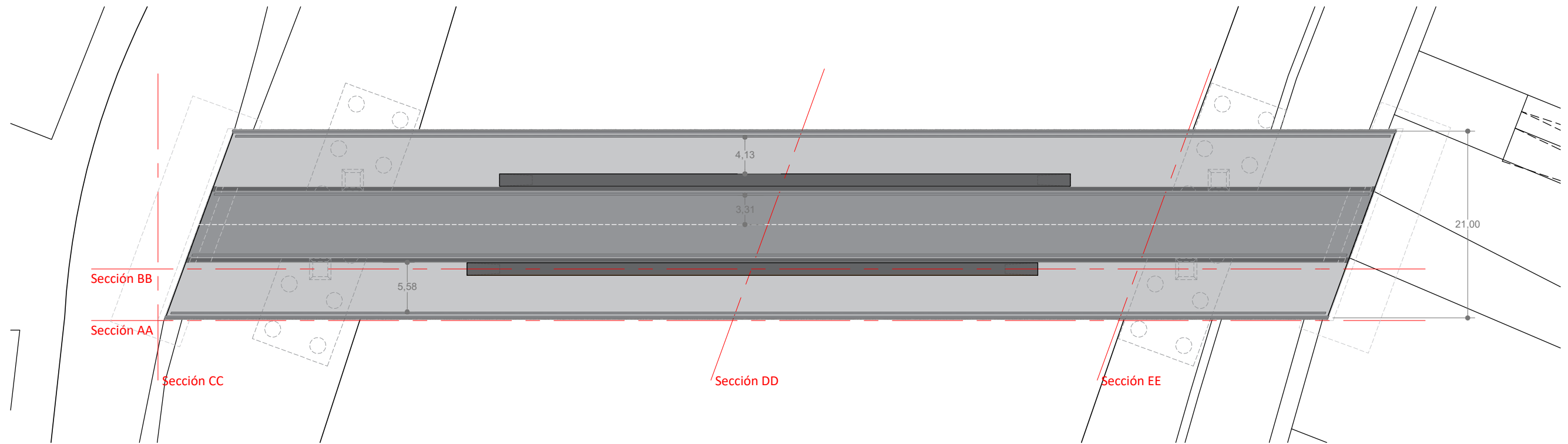
AUTOR Alexandru COJOCARIU  
*Cojocariu*

FECHA Enero 2022  
 ESCALA 1 : 2 000

TITULO **PLANTA GENERAL**

FORMATO A3  
 HOJA Nº 3/20

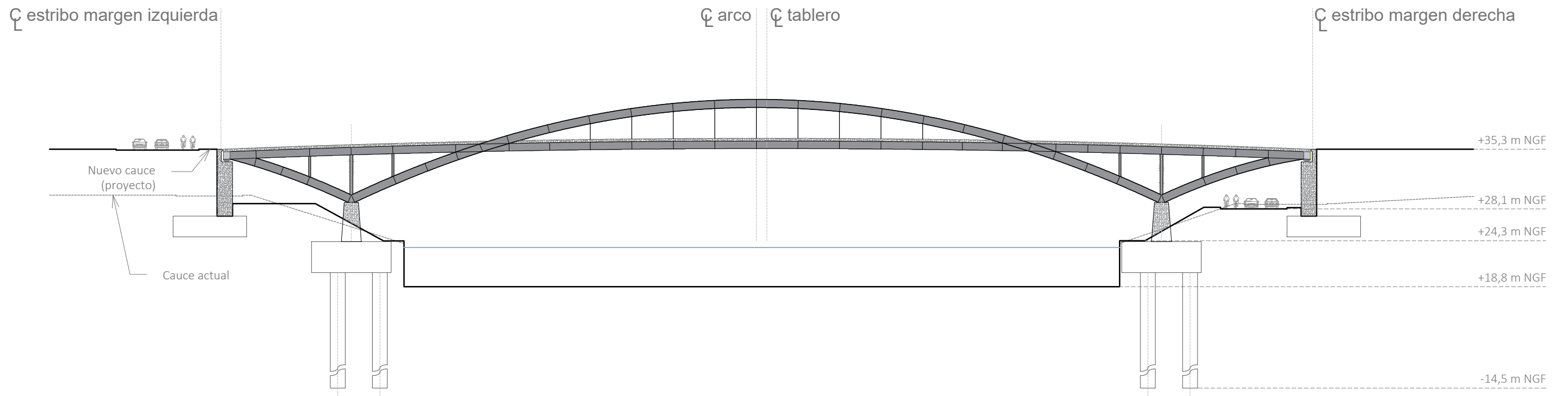
**CAMINOS UPV** ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
 COMPROMETIDA CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE



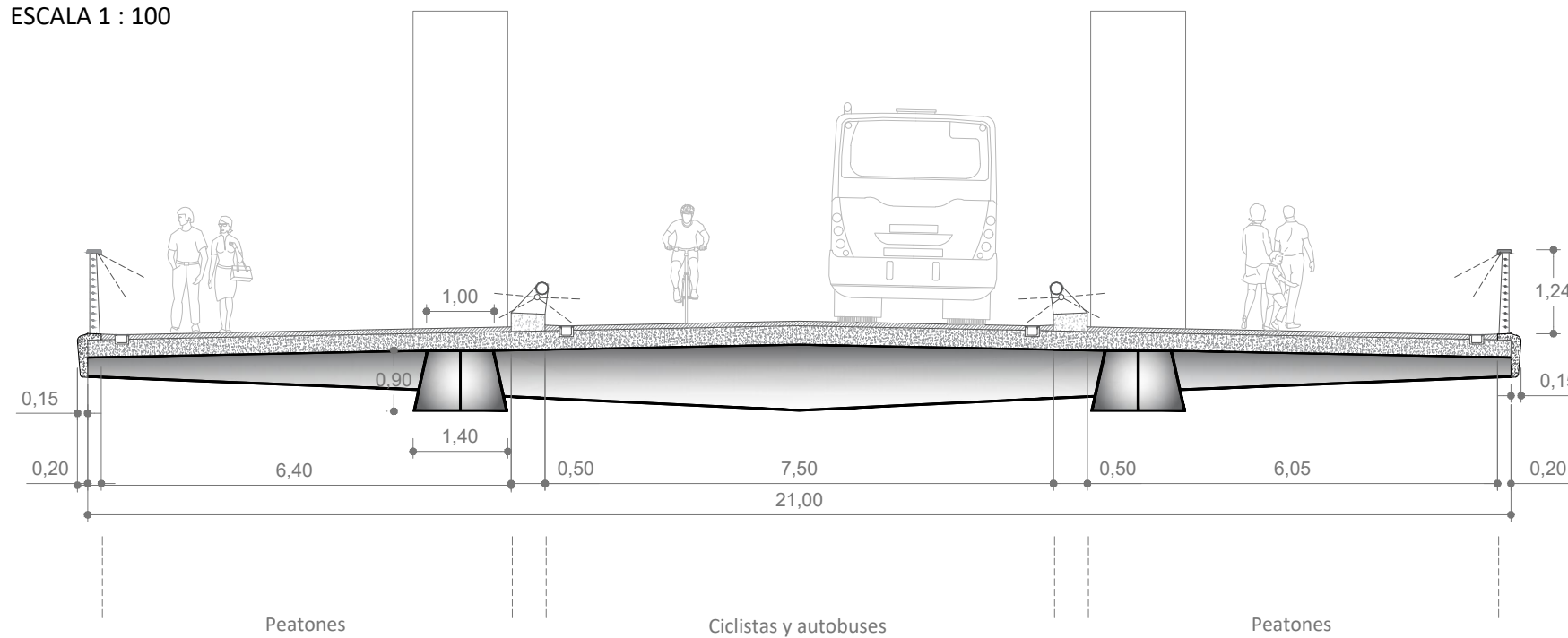
**NOTAS**

- En la vista longitudinal, las dimensiones de los elementos transversales (riostras, vigas transversales, cimentaciones) se representan oblicuos con respecto al eje longitudinal puesto que el puente es oblicuo.
- Las cotas de altimetría se refieren al sistema de referencia francés, cuyo 0 es el mareógrafo de Marsella.

SECCIÓN BB ESCALA 1 : 500



SECCIÓN CC ESCALA 1 : 100

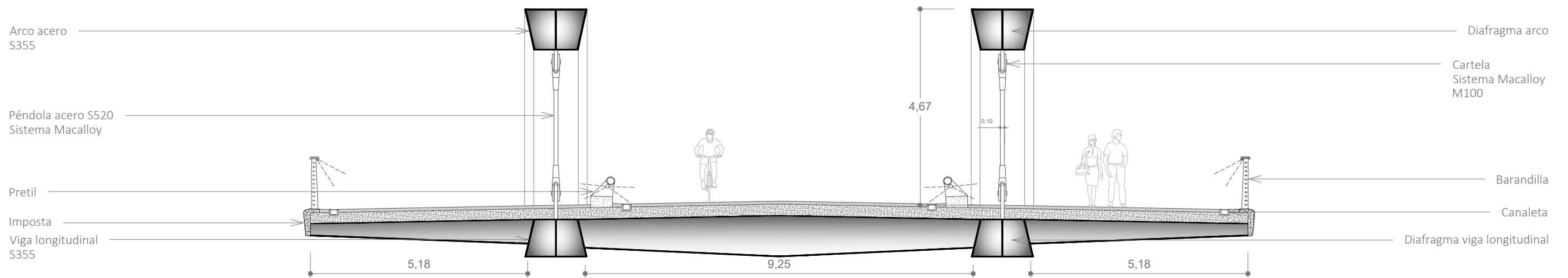


NOTAS

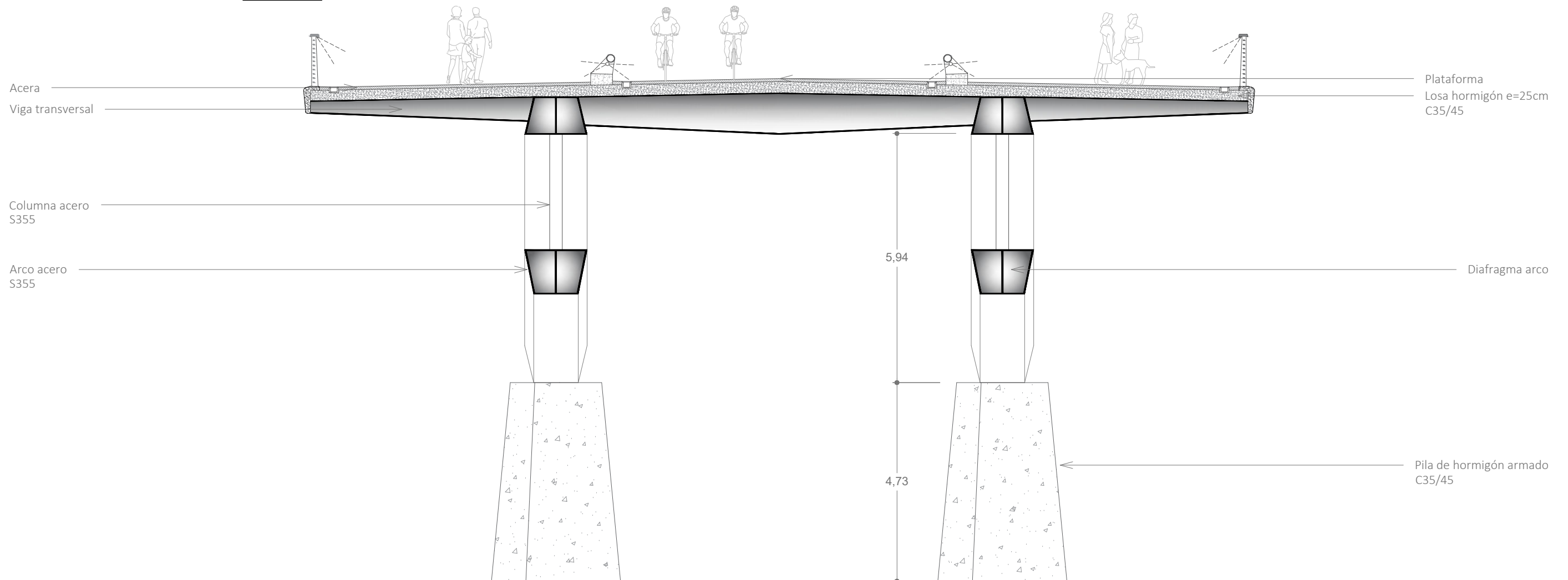
- En la vista longitudinal, las dimensiones de los elementos transversales (riostras, vigas transversales, cimentaciones) se representan oblicuos con respecto al eje longitudinal puesto que el puente es oblicuo.
- En la sección CC, se proporcionan las dimensiones de los elementos no oblicuos (viga longitudinal, pretil, barandilla, etc.) así como el espacio útil para cada uso. Además, no se ha representado la riostra para mayor claridad del dibujo.
- Las cotas de altimetría se refieren al sistema de referencia francés, cuyo 0 es el mareógrafo de Marsella.



### SECCIÓN DD



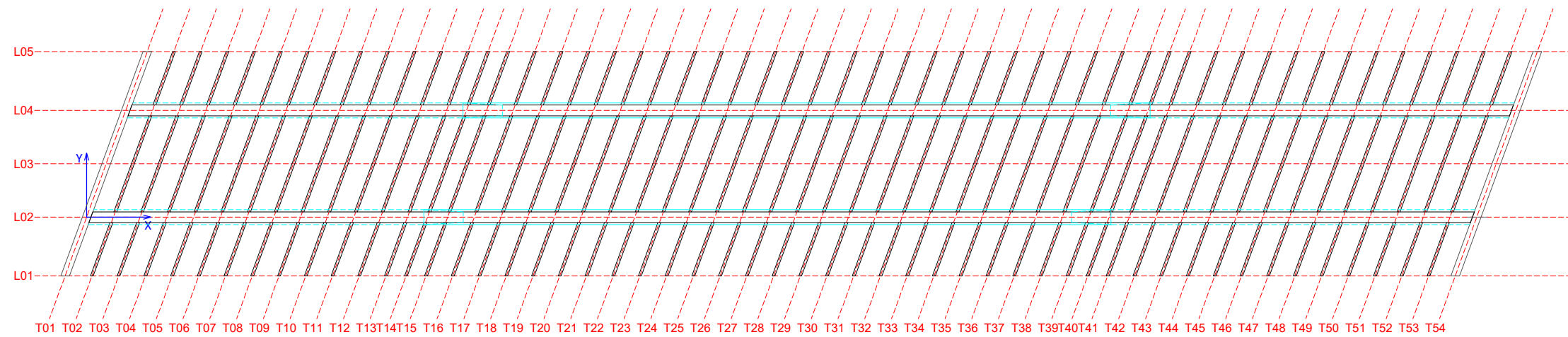
### SECCIÓN EE



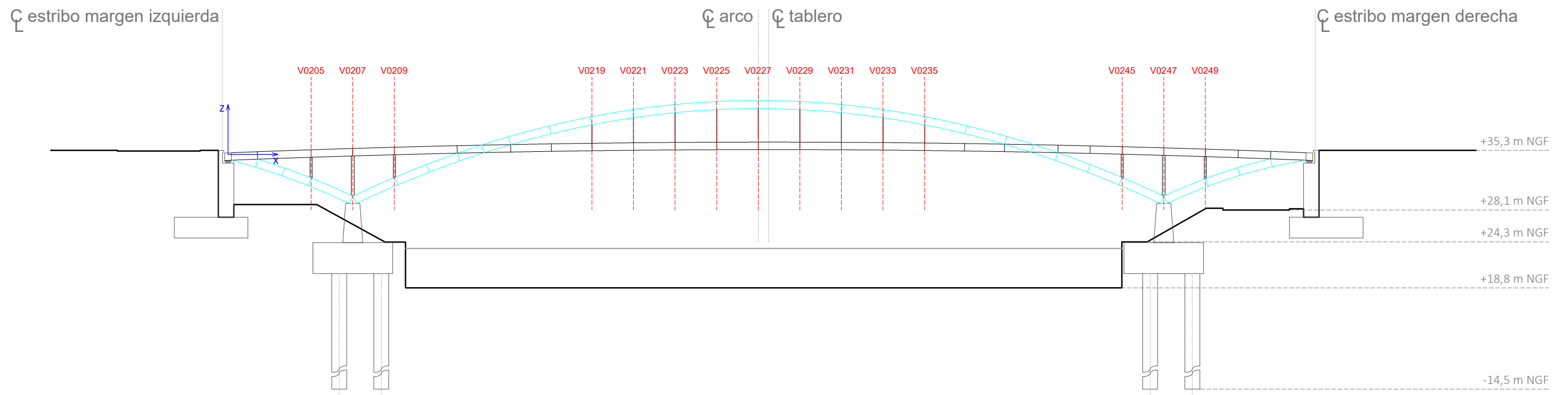
#### NOTAS

- En las secciones, las dimensiones de los elementos longitudinales (vigas longitudinales, arco, ...) se representan oblicuos con respecto al eje transversal puesto que el puente es oblicuo.

## ALZADO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA



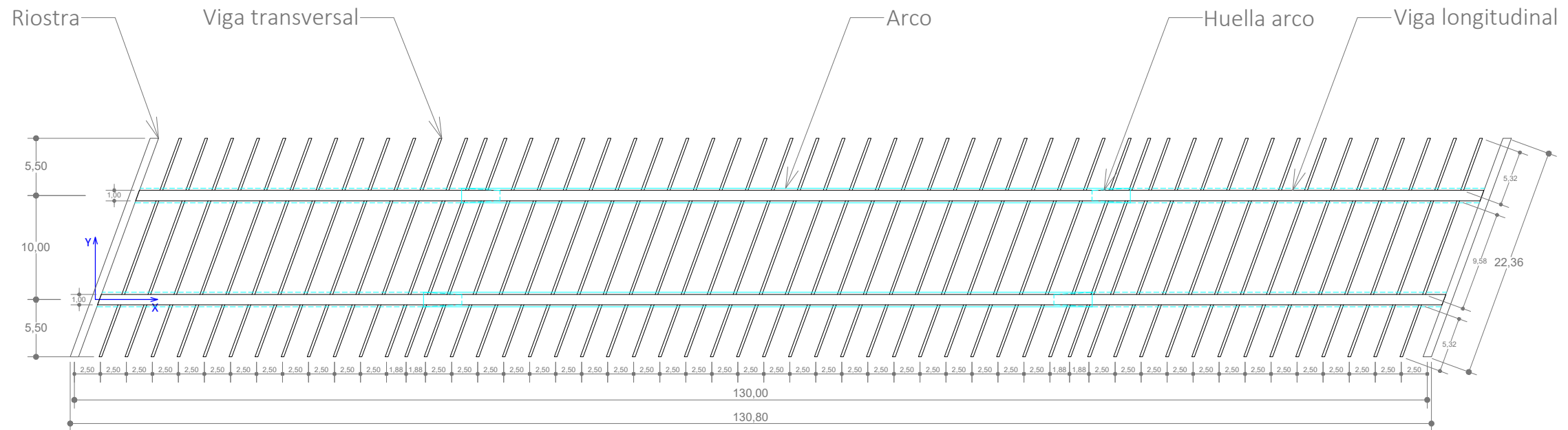
## SECCIÓN EN L02



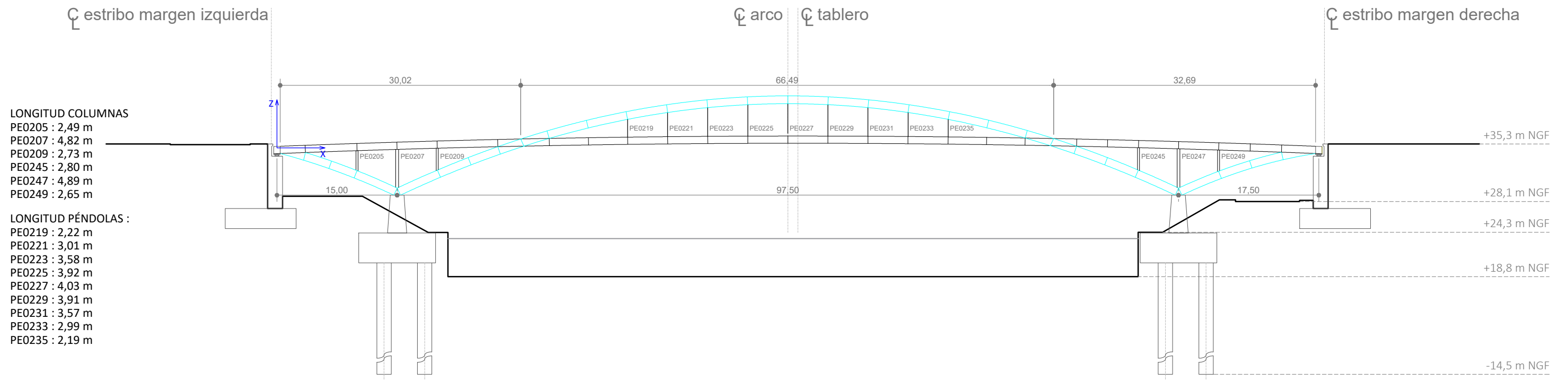
### NOTAS

- En la vista longitudinal, las dimensiones de los elementos transversales (riostras, vigas transversales, cimentaciones) se representan oblicuos con respecto al eje longitudinal puesto que el puente es oblicuo.
- Las cotas de altimetría se refieren al sistema de referencia francés, cuyo 0 es el mareógrafo de Marsella.
- Código elementos verticales en la viga longitudinal (pendolas y columnas) : V0205 = columna a la intersección entre el eje longitudinal L02 y el eje transversal T05.

## ALZADO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA



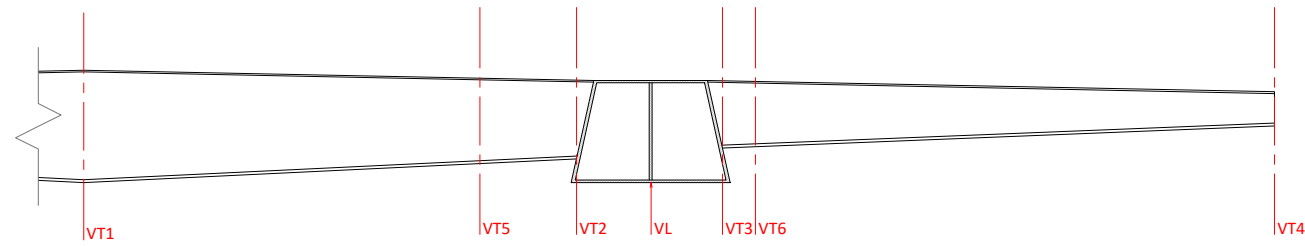
## SECCIÓN EN L02



### NOTAS

- En la vista longitudinal, las dimensiones de los elementos transversales (riostras, vigas transversales, cimentaciones) se representan oblicuos con respecto al eje longitudinal puesto que el puente es oblicuo.
- Las cotas de altimetría se refieren al sistema de referencia francés, cuyo 0 es el mareógrafo de Marsella.

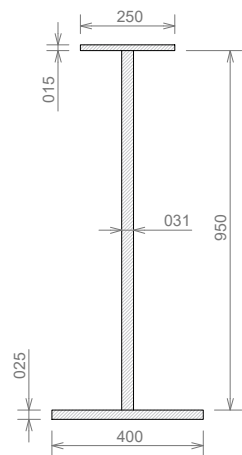




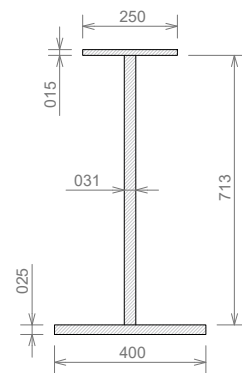
CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	NIVEL DE CONTROL	RESISTENCIA CARACTERISTICA
Acero estructural	Viga longitudinal	S355 J2	1	Intenso	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
	Arco	S355 J2	1	Intenso	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
	Viga transversal	S355 J2	1	Intenso	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
	Riostra	S355 J2	1	Intenso	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
	Columna	S355 J2	1	Intenso	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

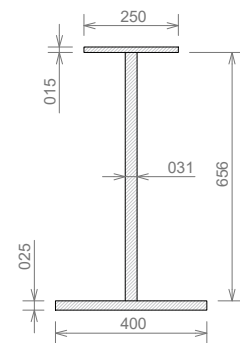
SECCIÓN VT1 ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



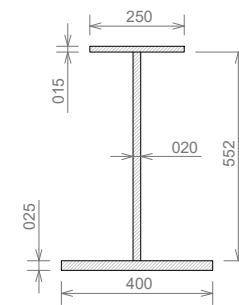
SECCIÓN VT5 ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



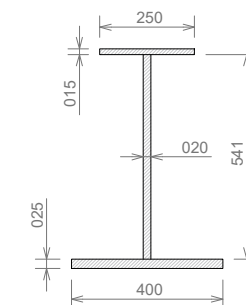
SECCIÓN VT2 ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



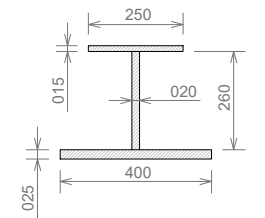
SECCIÓN VT3 ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



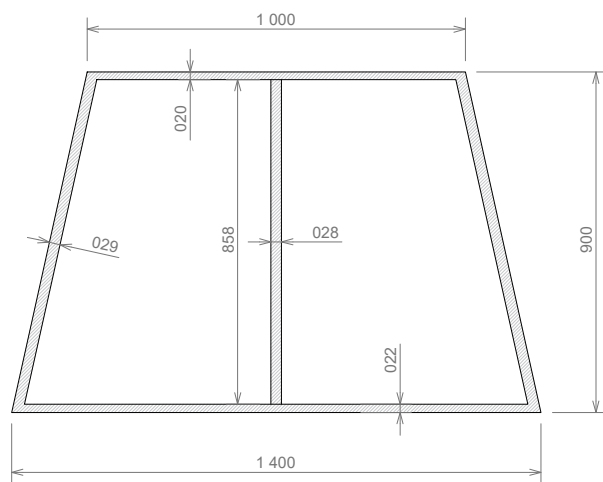
SECCIÓN VT6 ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



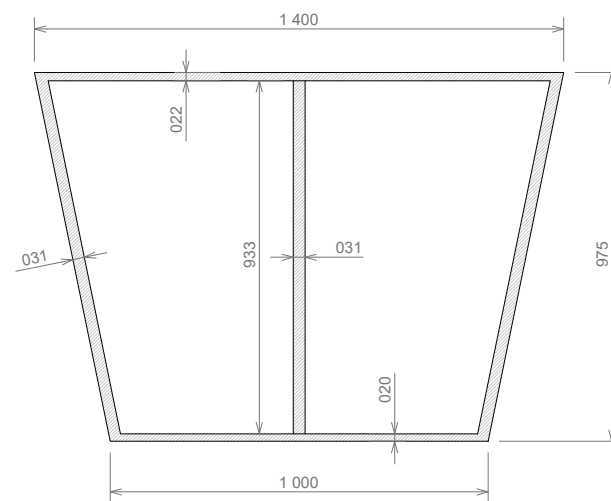
SECCIÓN VT4 ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



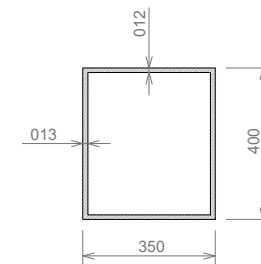
SECCIÓN VL ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



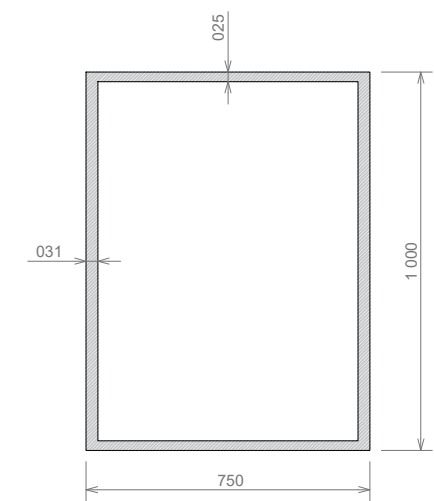
SECCIÓN ARCO ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



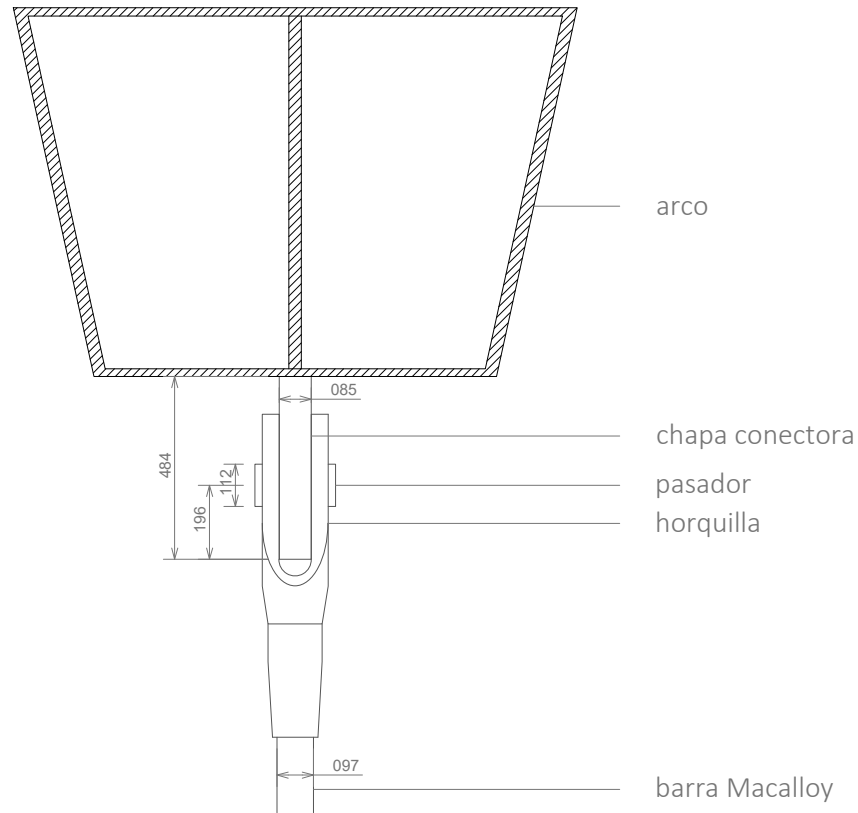
SECCIÓN COLUMNAS ESCALA 1 : 20  
(llamadas PE2 y PE3 en los anejos)  
Cotas en mm



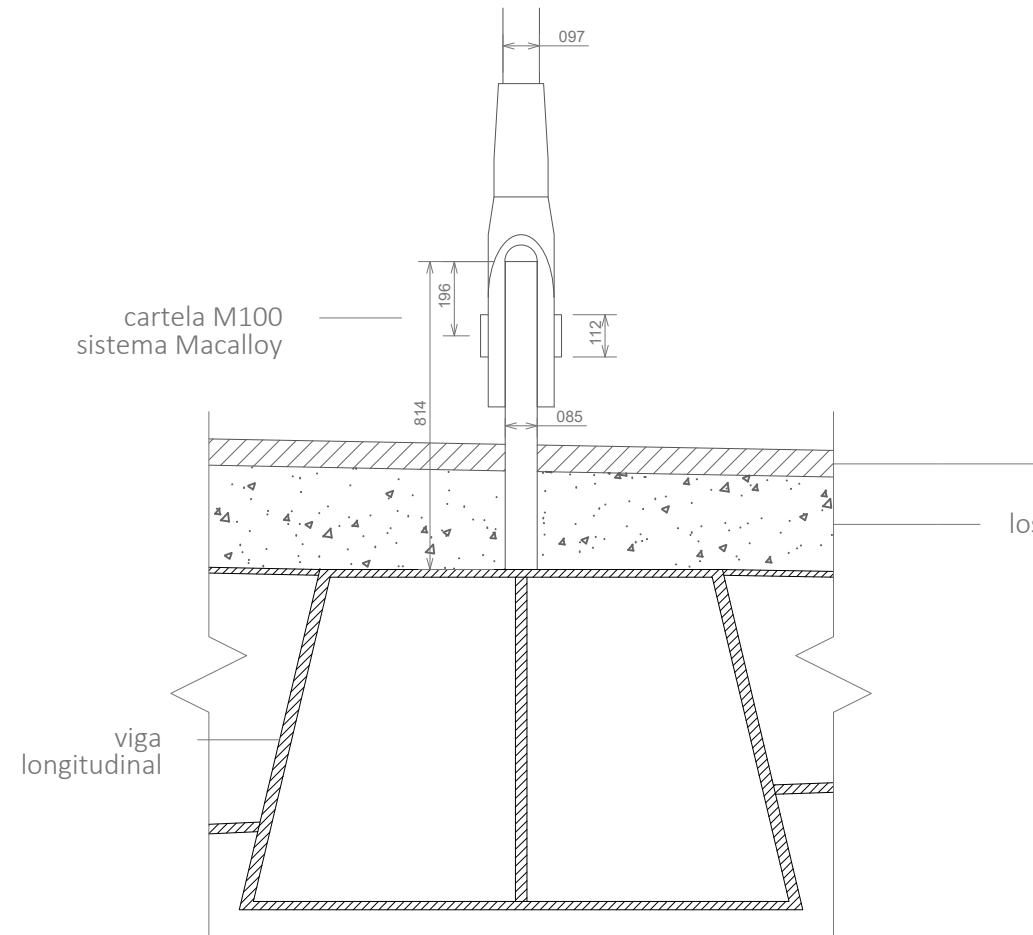
SECCIÓN RIOSTRA ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



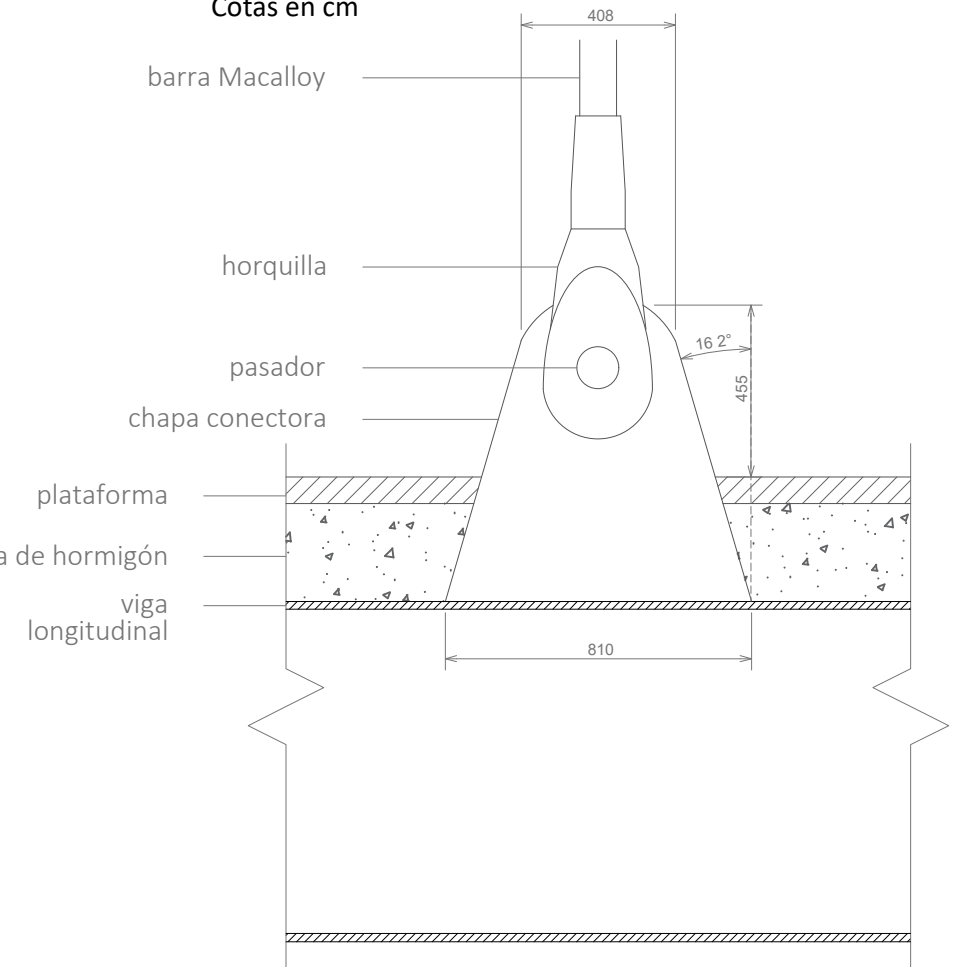
DETALLE UNIÓN PÉNDOLA - ARCO PERFIL ESCALA 1 : 20  
Sistema Macalloy  
Cotas en cm



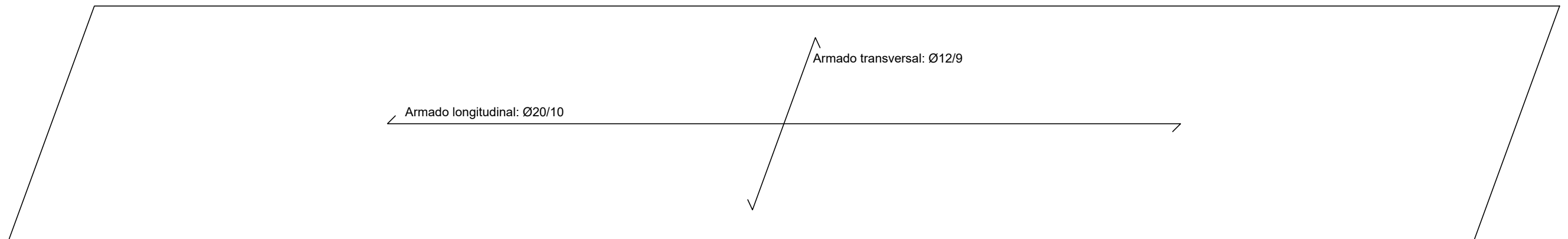
DETALLE UNIÓN PÉNDOLA - VL PERFIL ESCALA 1 : 20  
Sistema Macalloy  
Cotas en cm



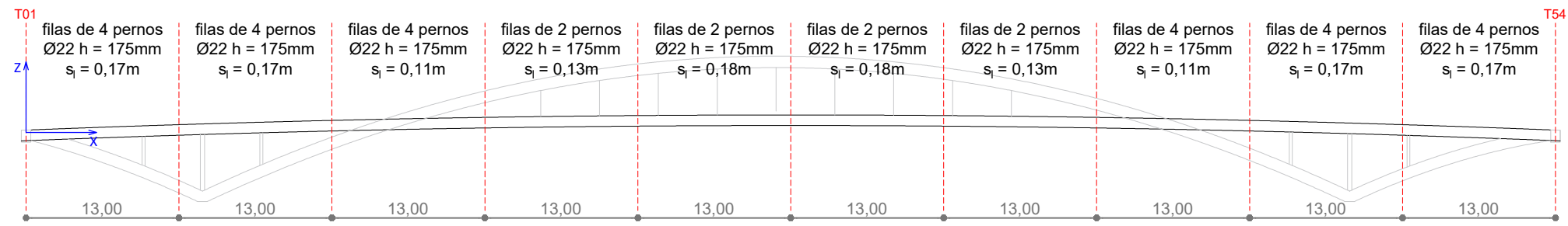
DETALLE UNIÓN PÉNDOLA - VL ALZADO ESCALA 1 : 20  
Sistema Macalloy  
Cotas en cm



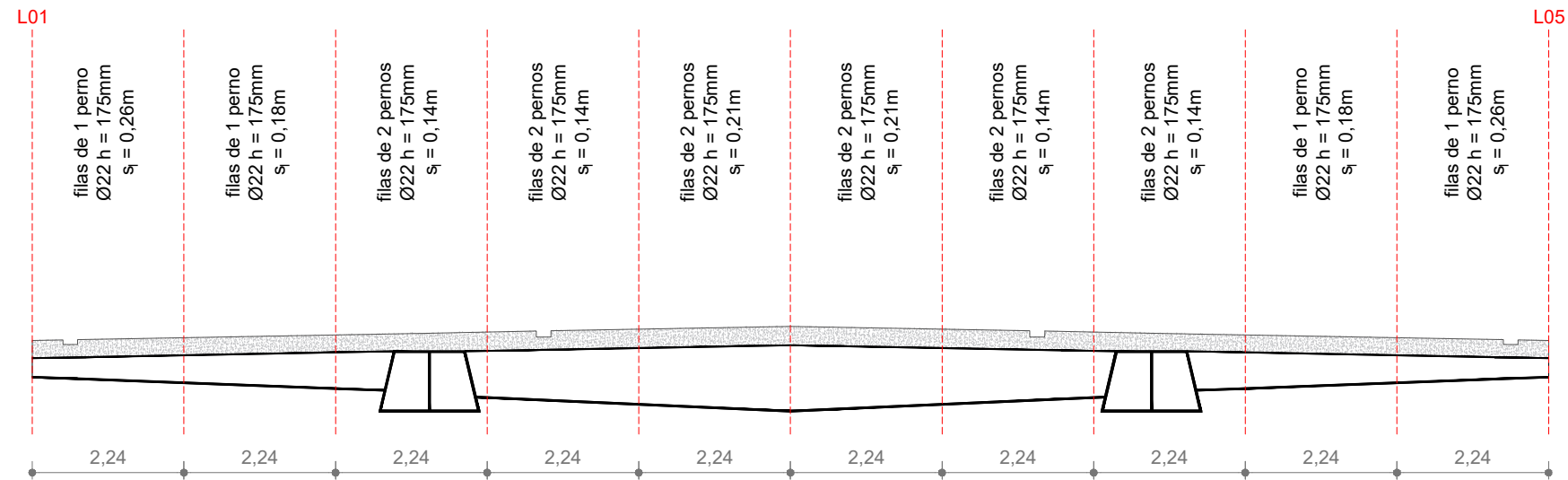
ARMADO DEL TABLERO



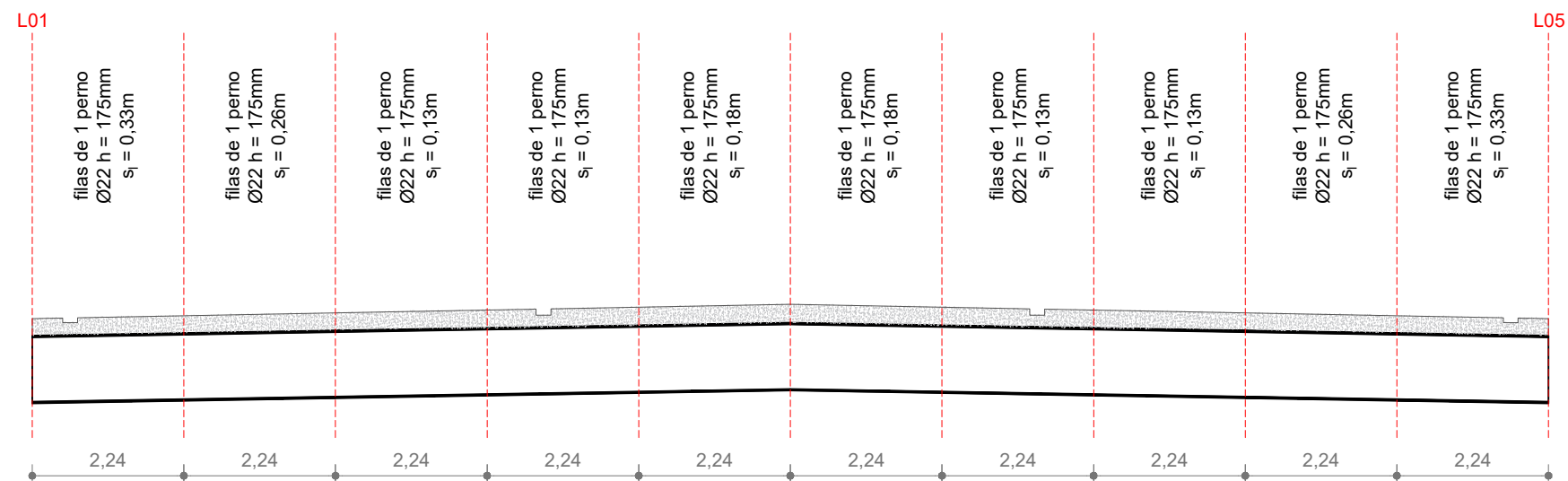
DISTRIBUCIÓN DE LOS PERNOS EN LAS VIGAS LONGITUDINALES ESCALA 1 : 500



DISTRIBUCIÓN DE LOS PERNOS EN LAS VIGAS TRANSVERSALES ESCALA 1 : 100

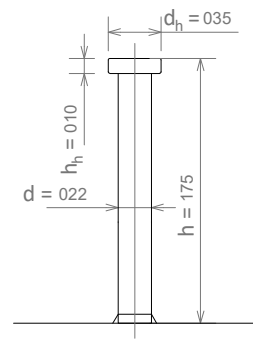


DISTRIBUCIÓN DE LOS PERNOS EN LAS RIOSTRAS ESCALA 1 : 100

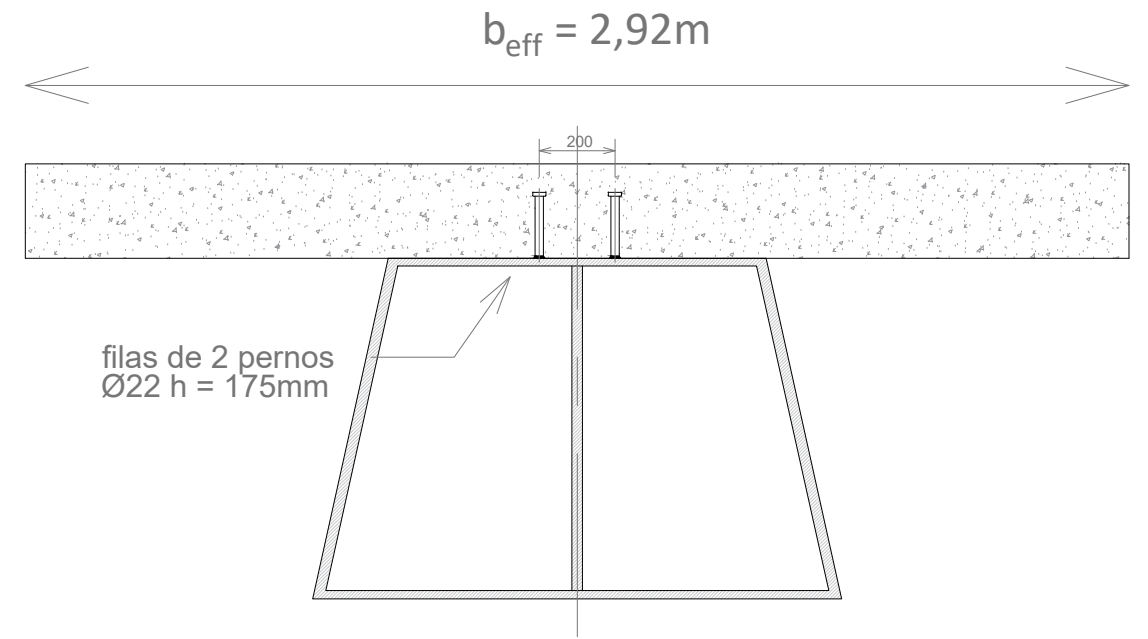
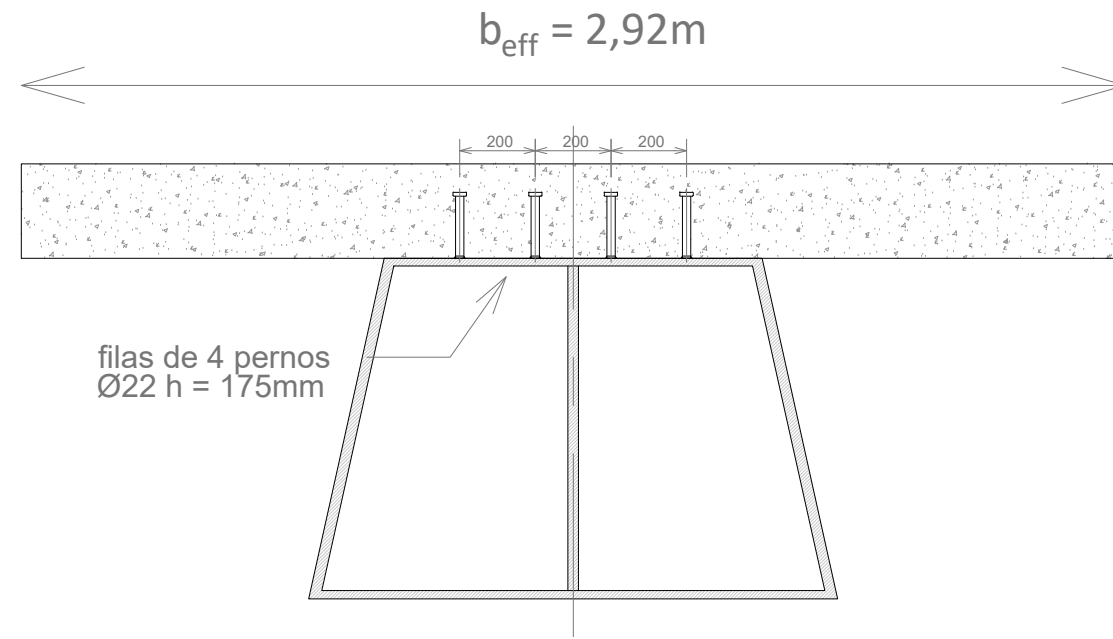




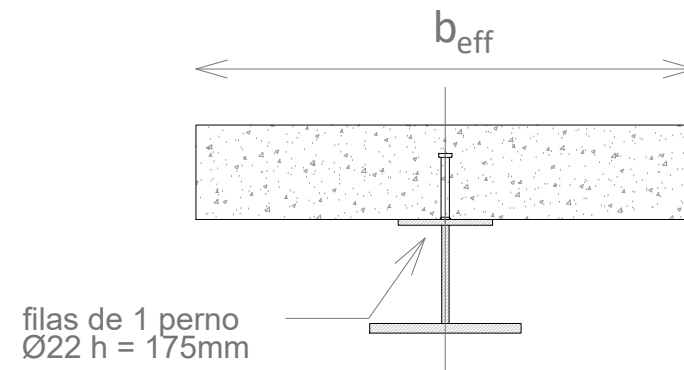
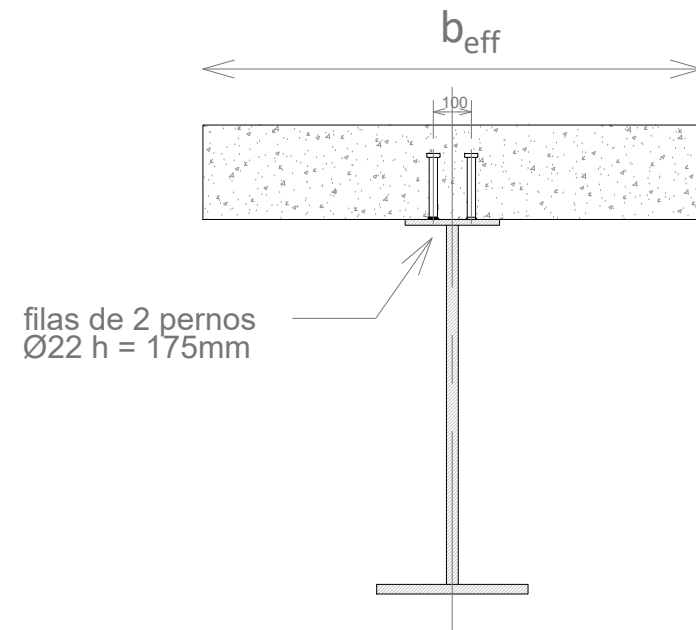
**DETALLE PERNO** ESCALA 1 : 5  
Cotas en mm



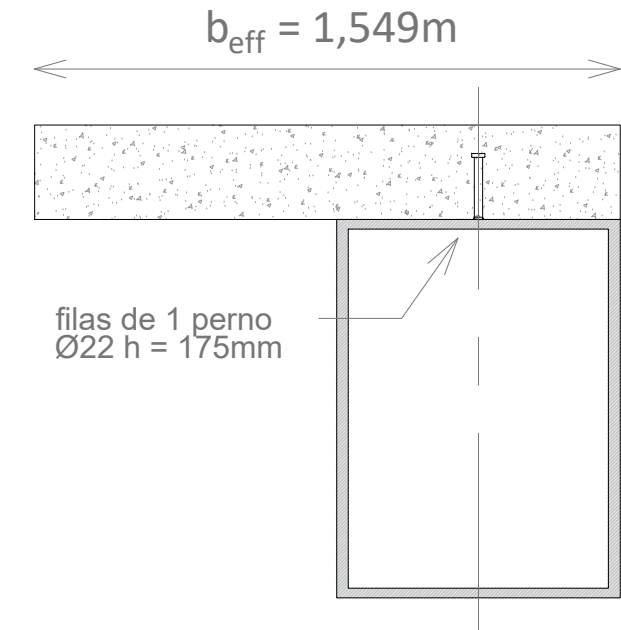
**DISTRIBUCIÓN DE LOS PERNOS EN LAS VIGAS LONGITUDINALES** ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



**DISTRIBUCION DE LOS PERNOS EN LAS VIGAS TRANSVERSALES** ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm

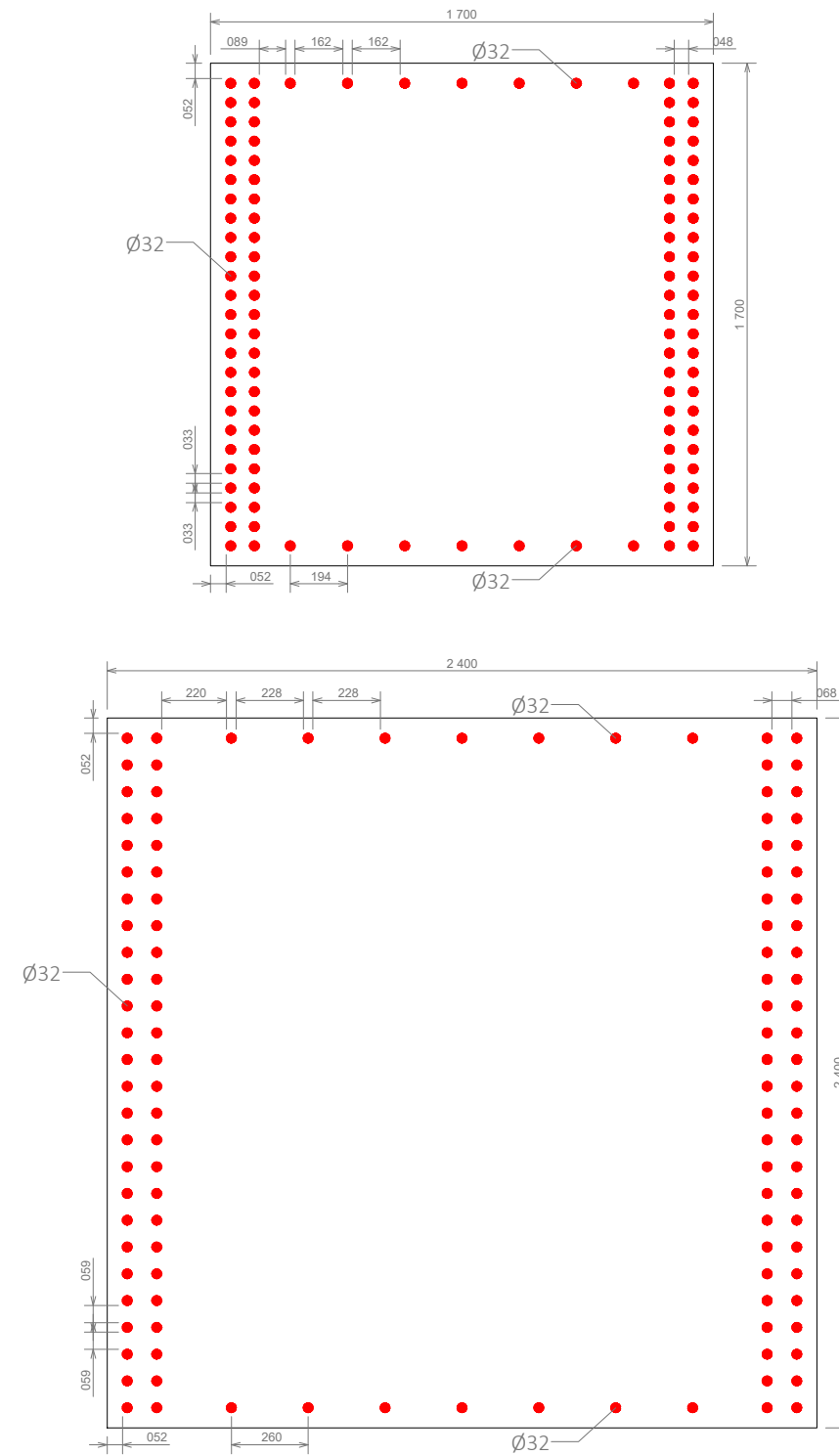
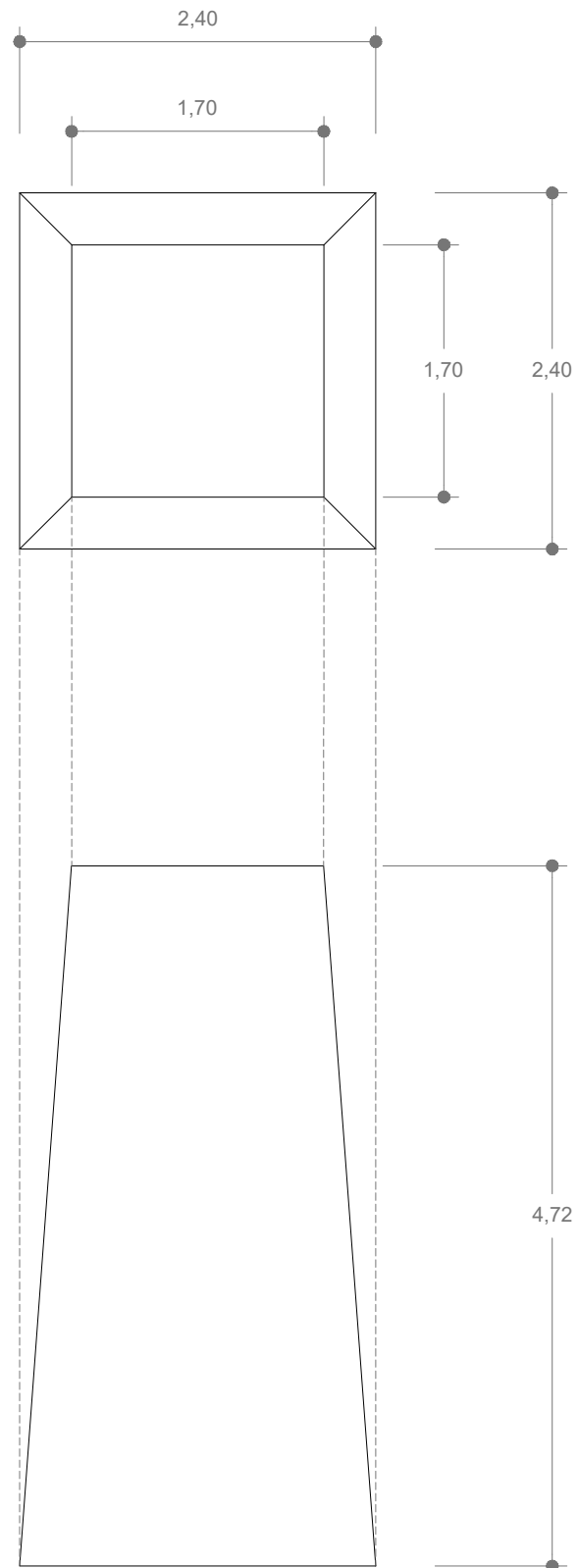


**DISTRIBUCION DE LOS PERNOS EN LAS RIOSTRAS** ESCALA 1 : 20  
Cotas en mm



CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	NIVEL DE CONTROL	RESISTENCIA CARACTERISTICA
Acero estructural	Perno	S235 J2	1,25	Intenso	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Hormigón	Losa del tablero	C35/45 XC4 S4	1,5	Intenso	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$



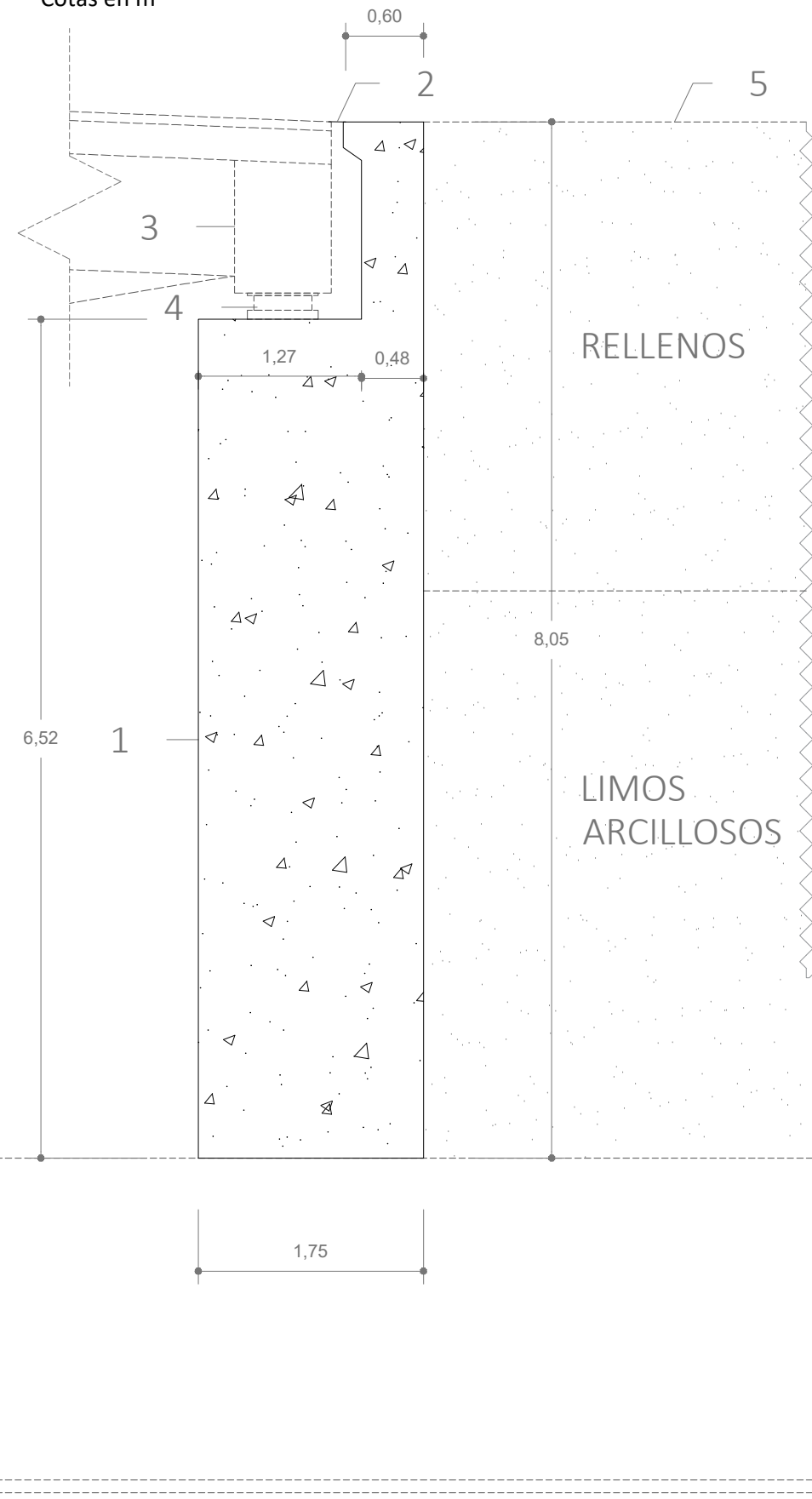
CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	NIVEL DE CONTROL	RESISTENCIA CARACTERISTICA
Acero para armar	Armaduras	B500S	1,15	Intenso	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$
Hormigón	Pila	C35/45 XC4 S4	1,5	Intenso	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

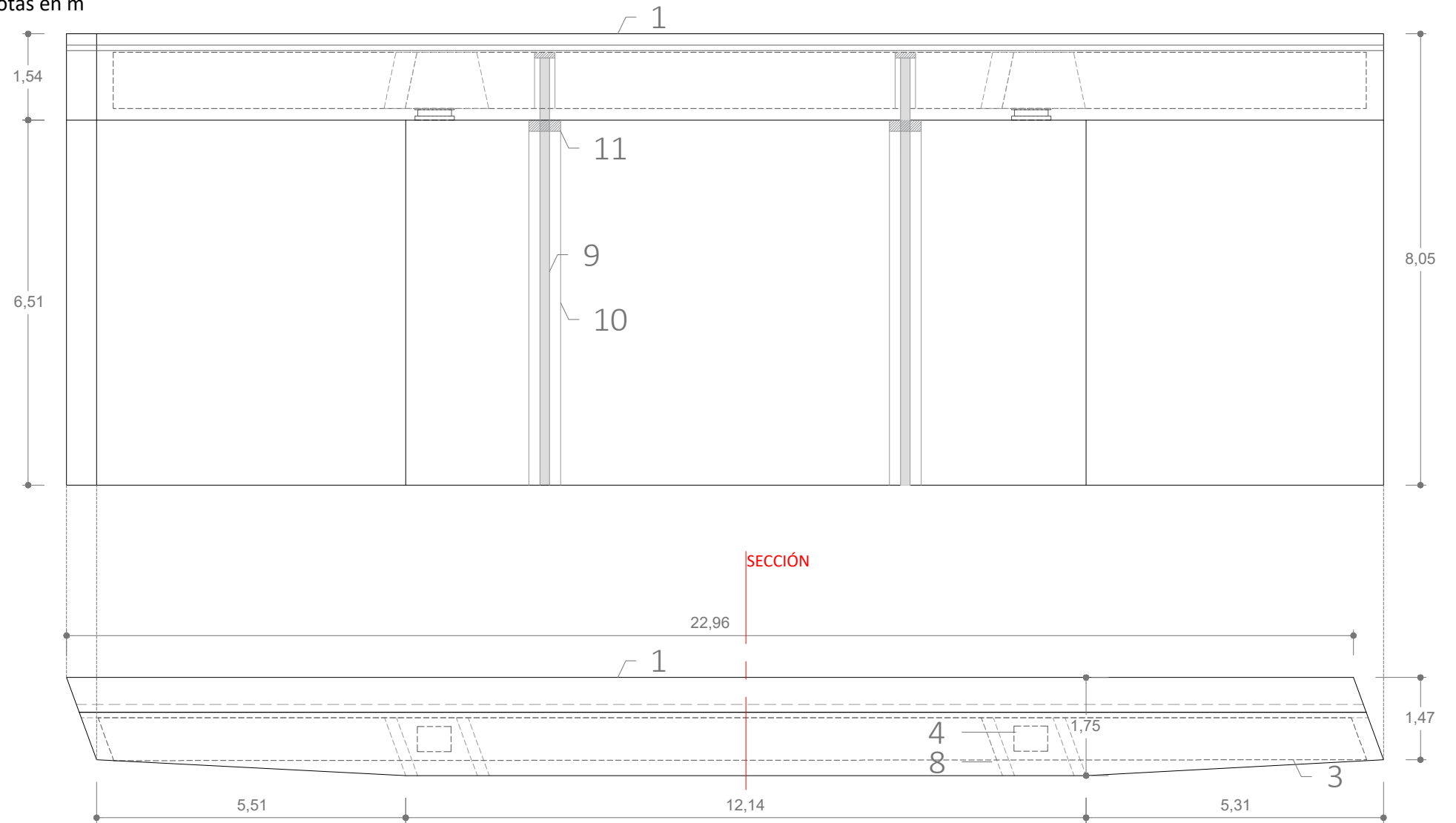
NOTAS

- Las pilas son idénticas en el lado tierra y en el lado isla.

SECCIÓN ESTRIBO ESCALA 1 : 50  
Cotas en m



ALZADO FRONTAL Y PLANTA DEL ESTRIBO ESCALA 1 : 100  
Cotas en m



LEYENDA

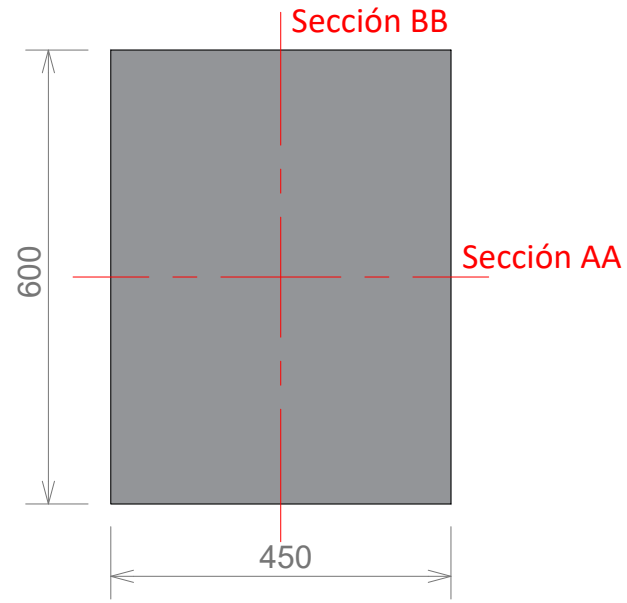
- |                               |                         |
|-------------------------------|-------------------------|
| 1. Estribo de hormigón armado | 7. Hormigón de limpieza |
| 2. Junta de dilatación        | 8. Viga longitudinal    |
| 3. Riostra                    | 9. Cables pretensados   |
| 4. Apoyo de neopreno zunchado | 10. Grasa               |
| 5. Terreno                    | 11. Tapón               |
| 6. Zapata                     |                         |

CUADRO DE MATERIALES

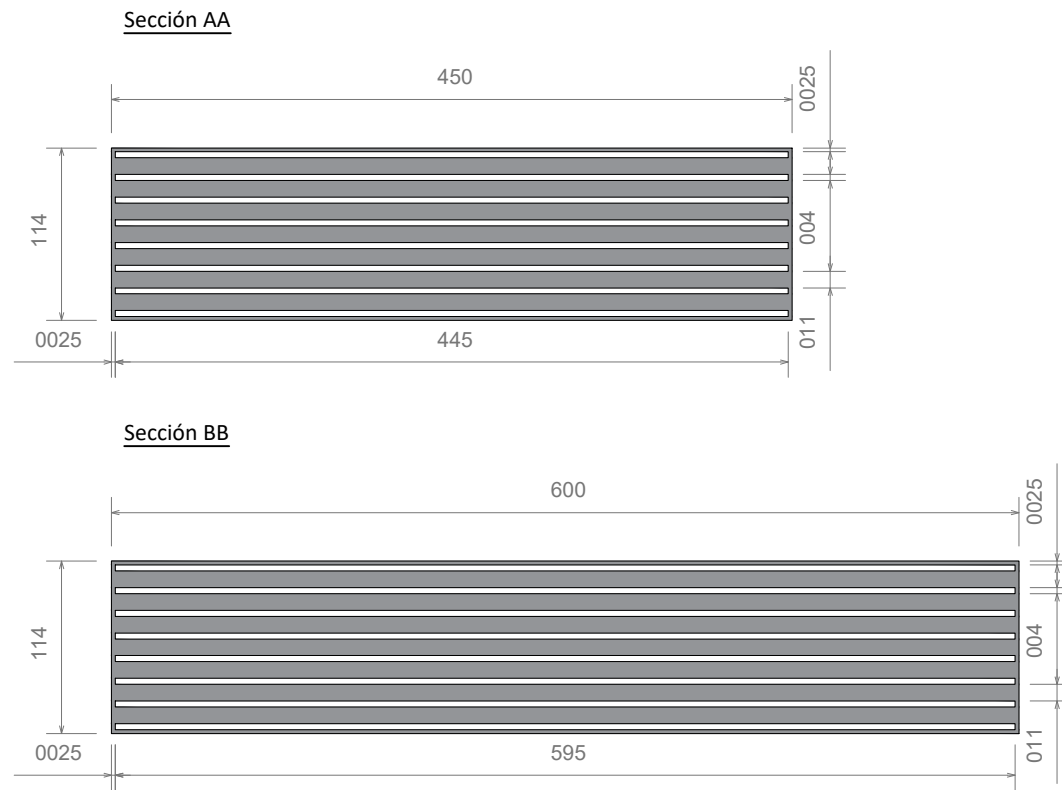
MATERIAL	ELEMENTO	CLASE	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	NIVEL DE CONTROL	RESISTENCIA CARACTERISTICA
Hormigón estructural	Estribo	C35/45 XC4 S4	1,5	Intenso	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Hormigón de limpieza	Capa de limpieza	-	-	Normal	-



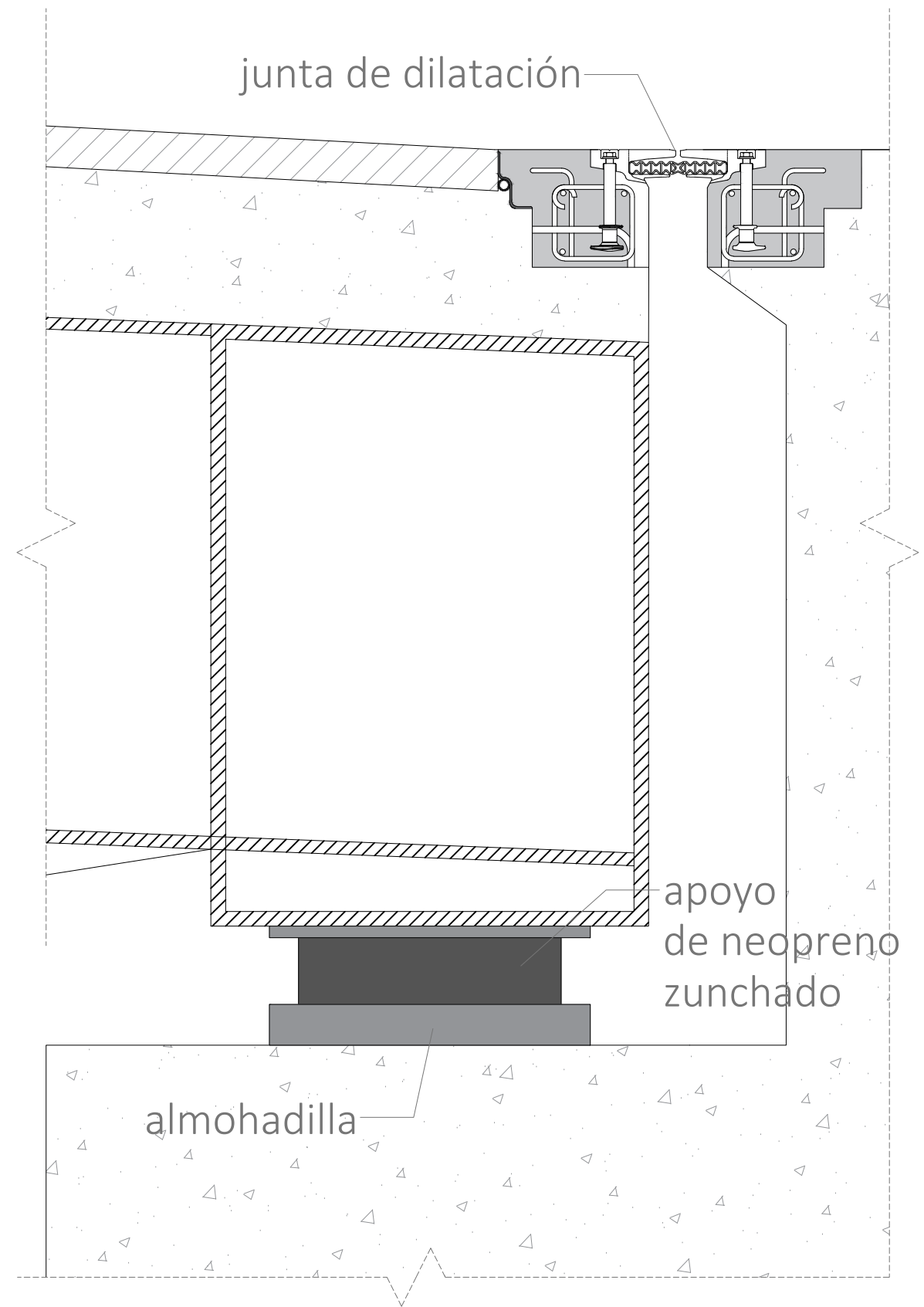
APOYO DE NEOPRENO ZUNCHADO ESCALA 1 : 5  
Cotas en mm



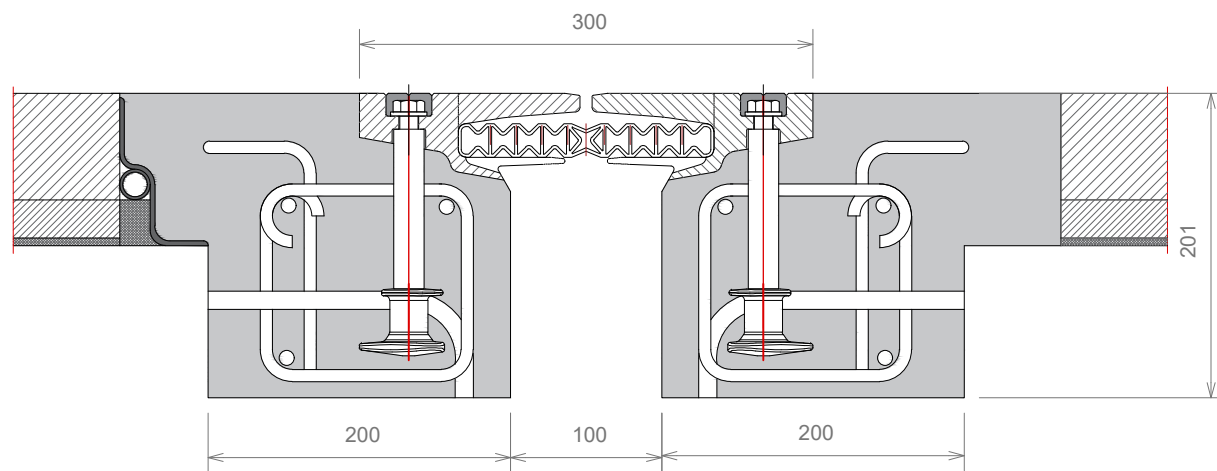
APOYO DE NEOPRENO ZUNCHADO - SECCIONES ESCALA 1 : 5  
Cotas en mm

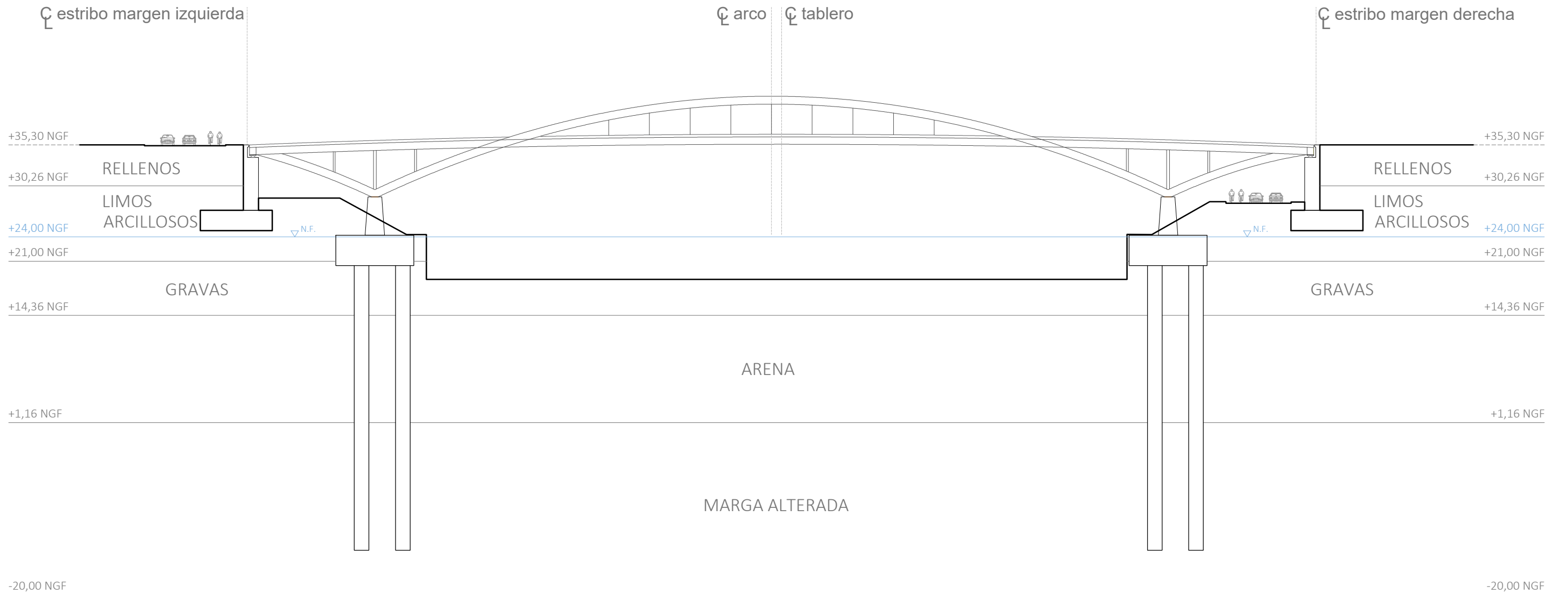


DETALLE ESTRIBO LADO TIERRA ESCALA 1 : 10  
Junta de dilatación y apoyo de neopreno zunchado



DETALLE JUNTA DE DILATACIÓN ESCALA 1 : 4  
Cotas en mm

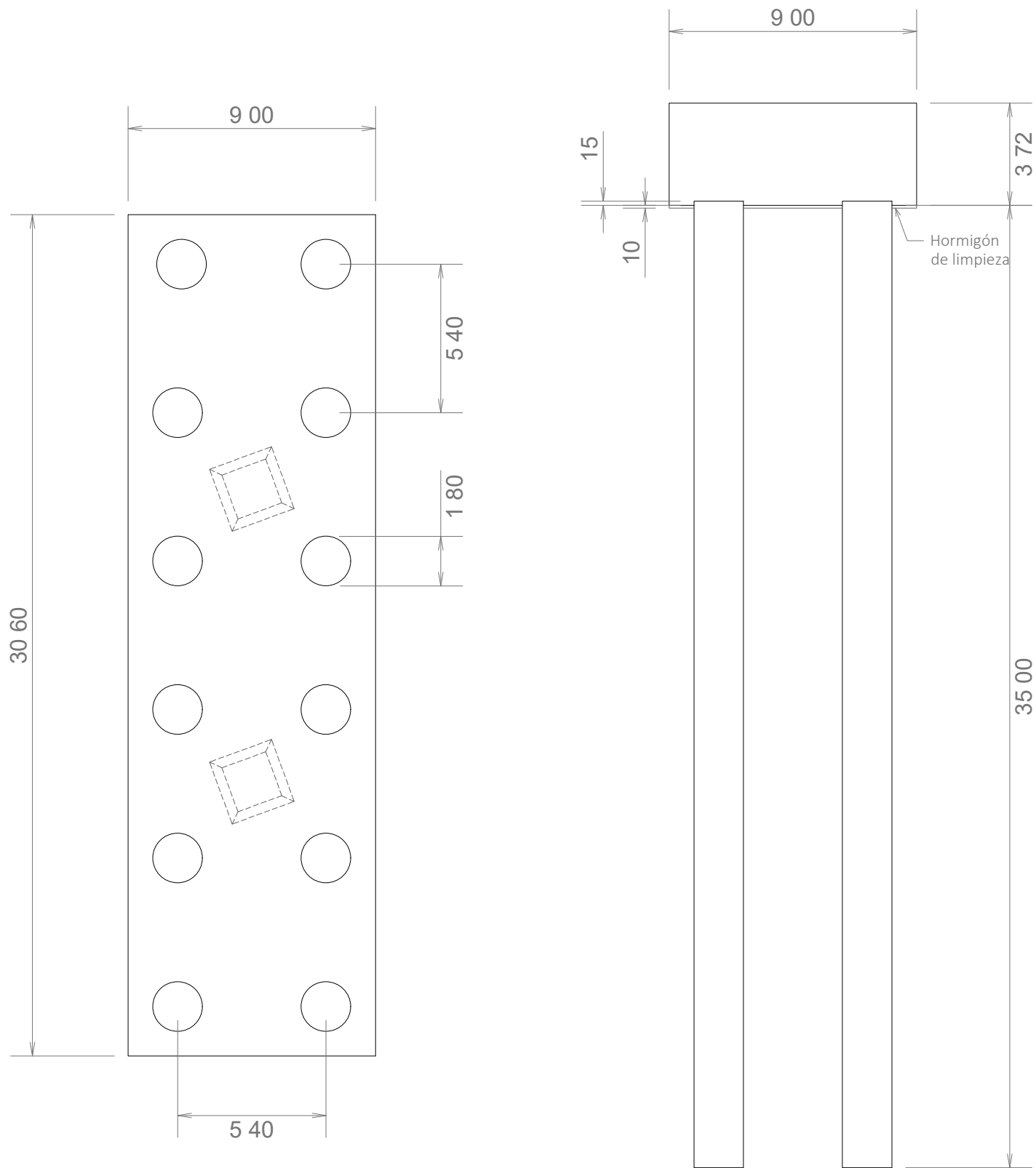




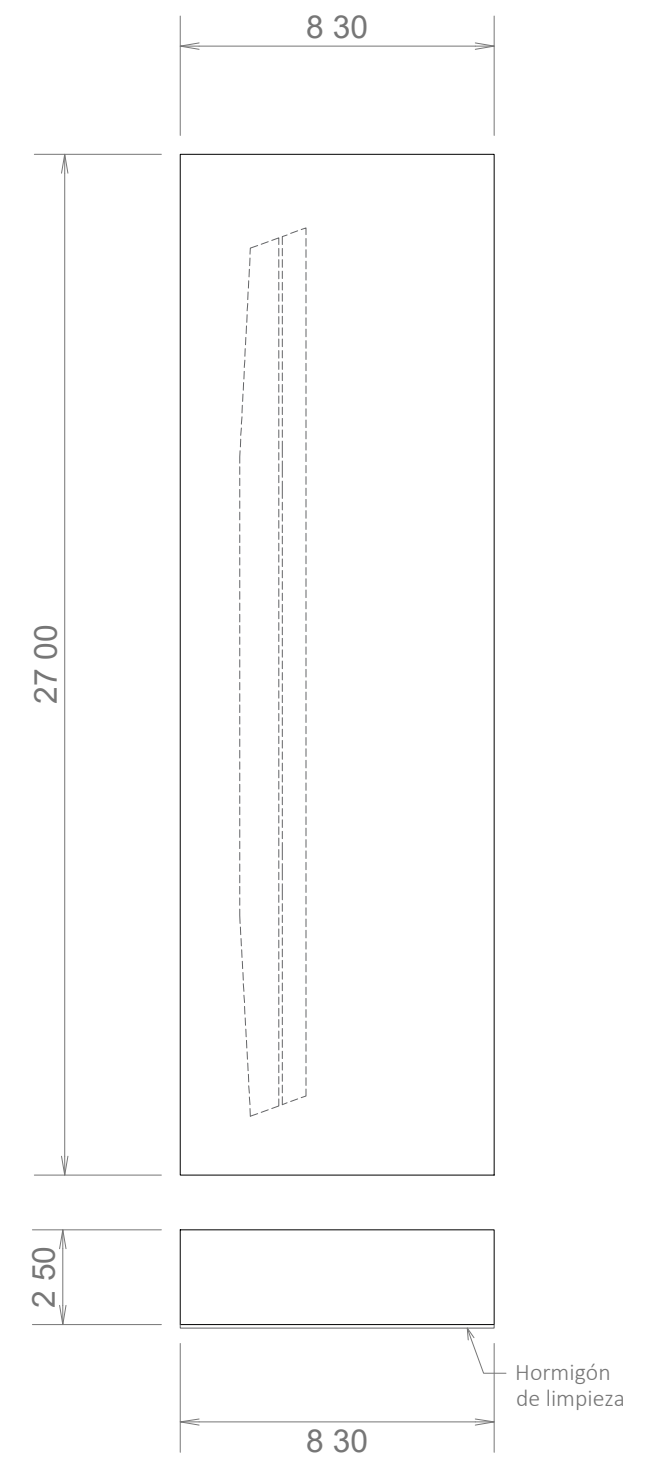
#### NOTAS

- En la vista longitudinal, las dimensiones de los elementos transversales (riostras, vigas transversales, cimentaciones) se representan oblicuos con respecto al eje longitudinal puesto que el puente es oblicuo.
- Las cotas de altimetría se refieren al sistema de referencia francés, cuyo 0 es el mareógrafo de Marsella.

**CIMENTACIONES DE LAS PILAS**  
Cotas en cm



**CIMENTACIONES DE LOS ESTRIBOS**  
Cotas en cm



CUADRO DE MATERIALES

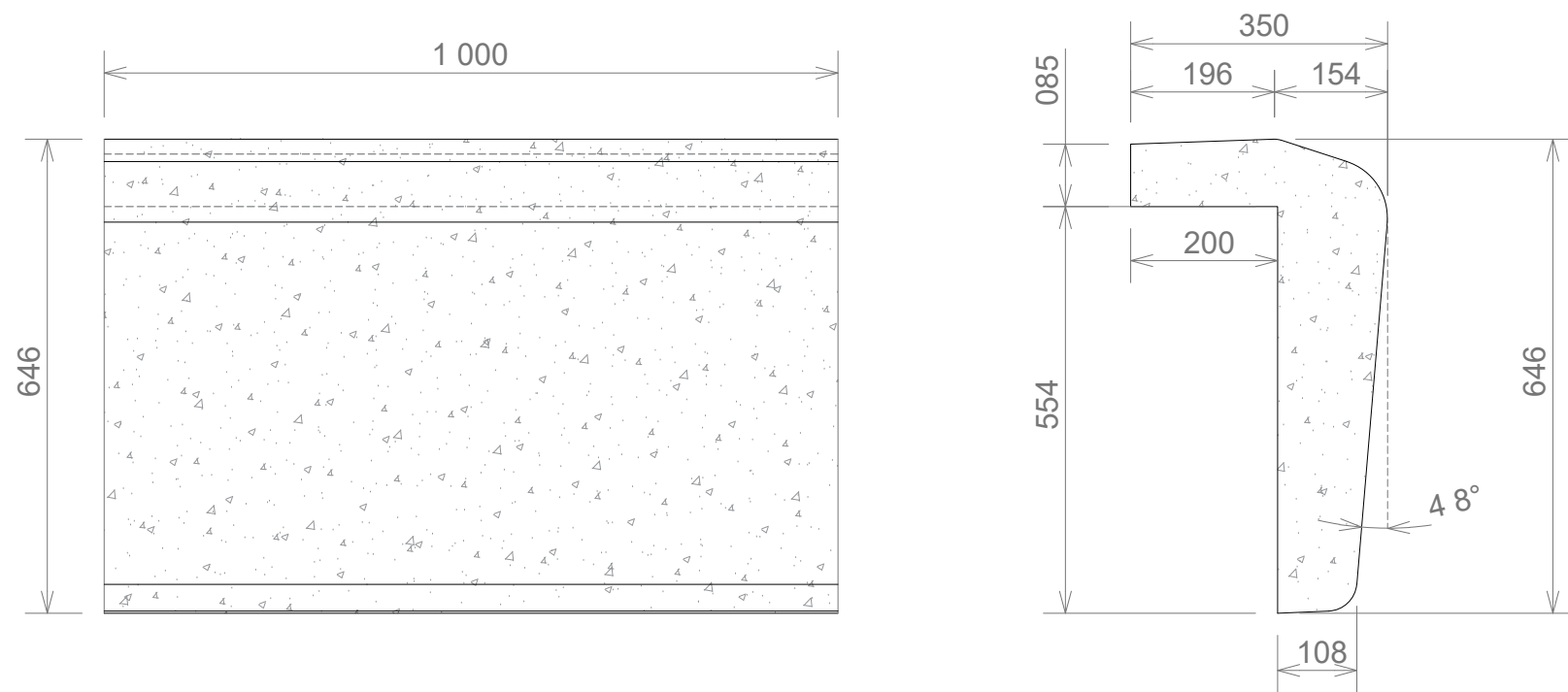
MATERIAL	ELEMENTO	CLASE	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	NIVEL DE CONTROL	RESISTENCIA CARACTERISTICA
Hormigón estructural	Cimentaciones	C35/45 XC4 S4	1,5	Intenso	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Hormigón de limpieza	Capa de limpieza	-	-	Normal	-

**NOTAS**

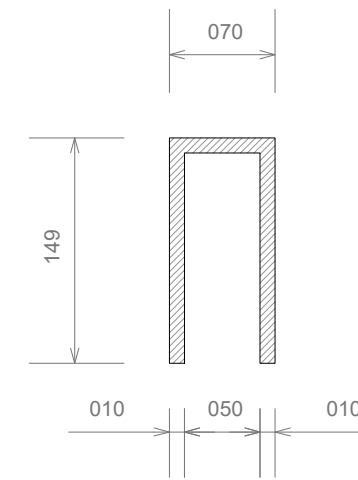
- Las cimentaciones de las pilas y de los estribos son idénticas en el lado tierra y en el lado isla.



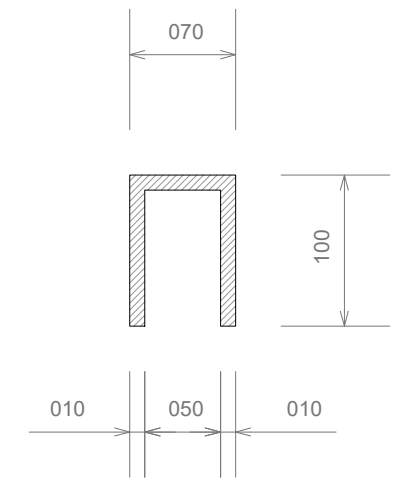
**DETALLE DE LA IMPOSTA - ALZADO Y PERFIL ESCALA 1 : 10**  
Cotas en mm



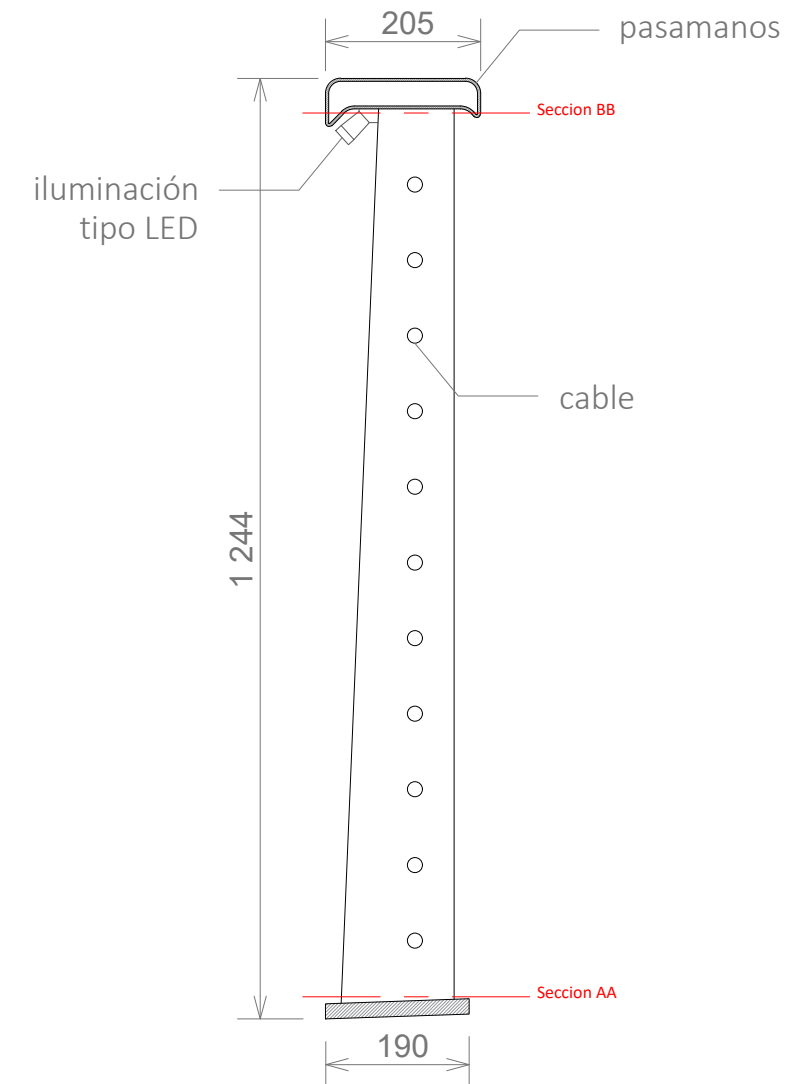
**SECCION AA ESCALA 1 : 5**  
Cotas en mm



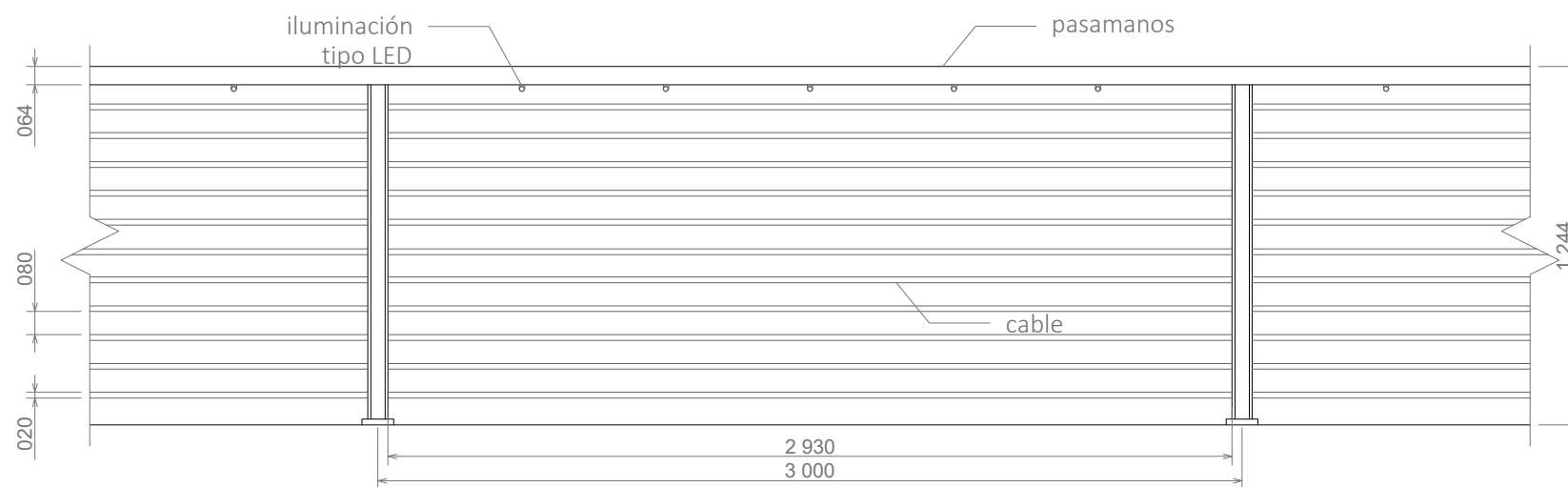
**SECCION BB ESCALA 1 : 5**  
Cotas en mm



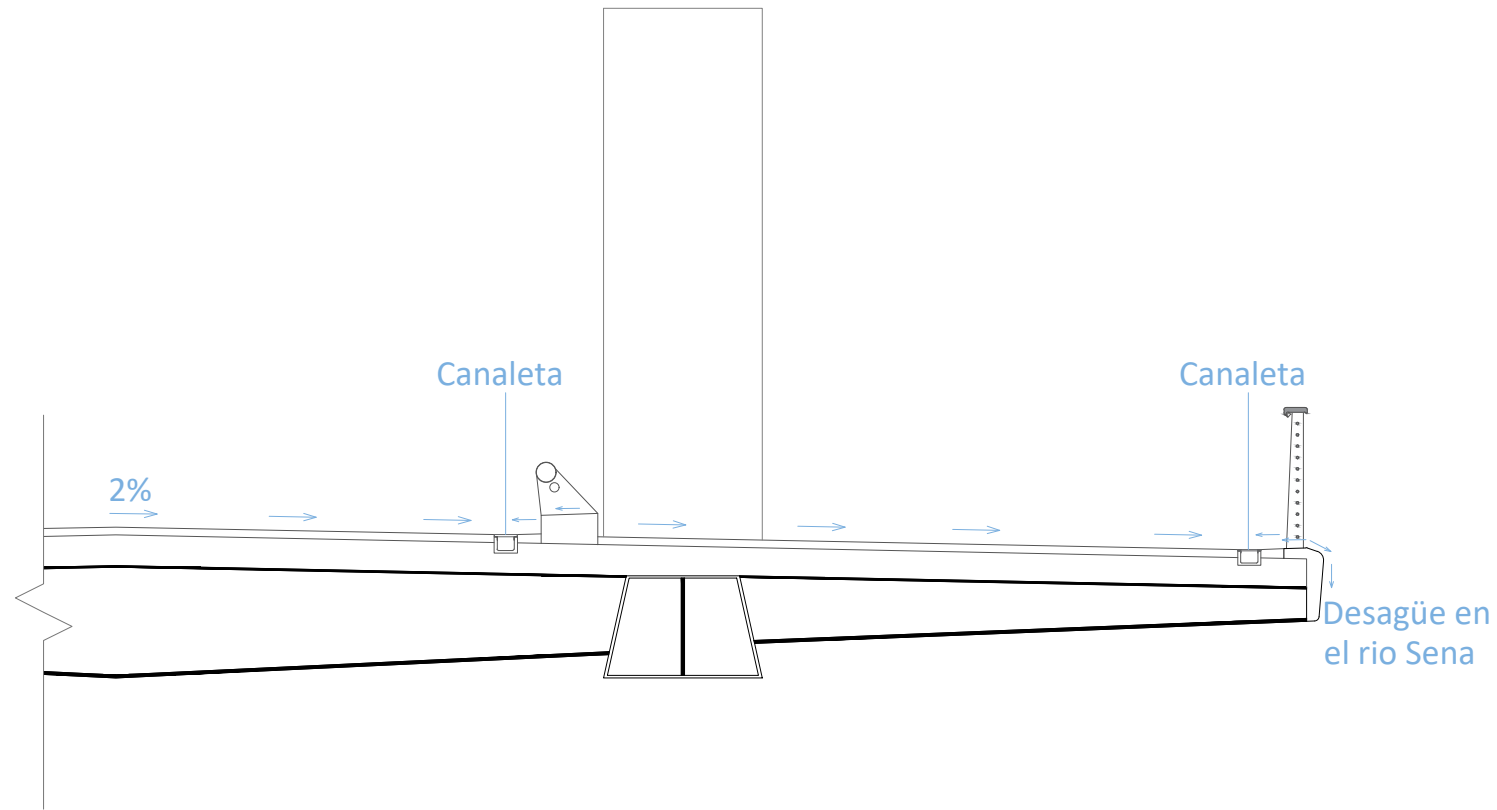
**BARANDILLA - PERFIL ESCALA 1 : 10**  
Cotas en mm



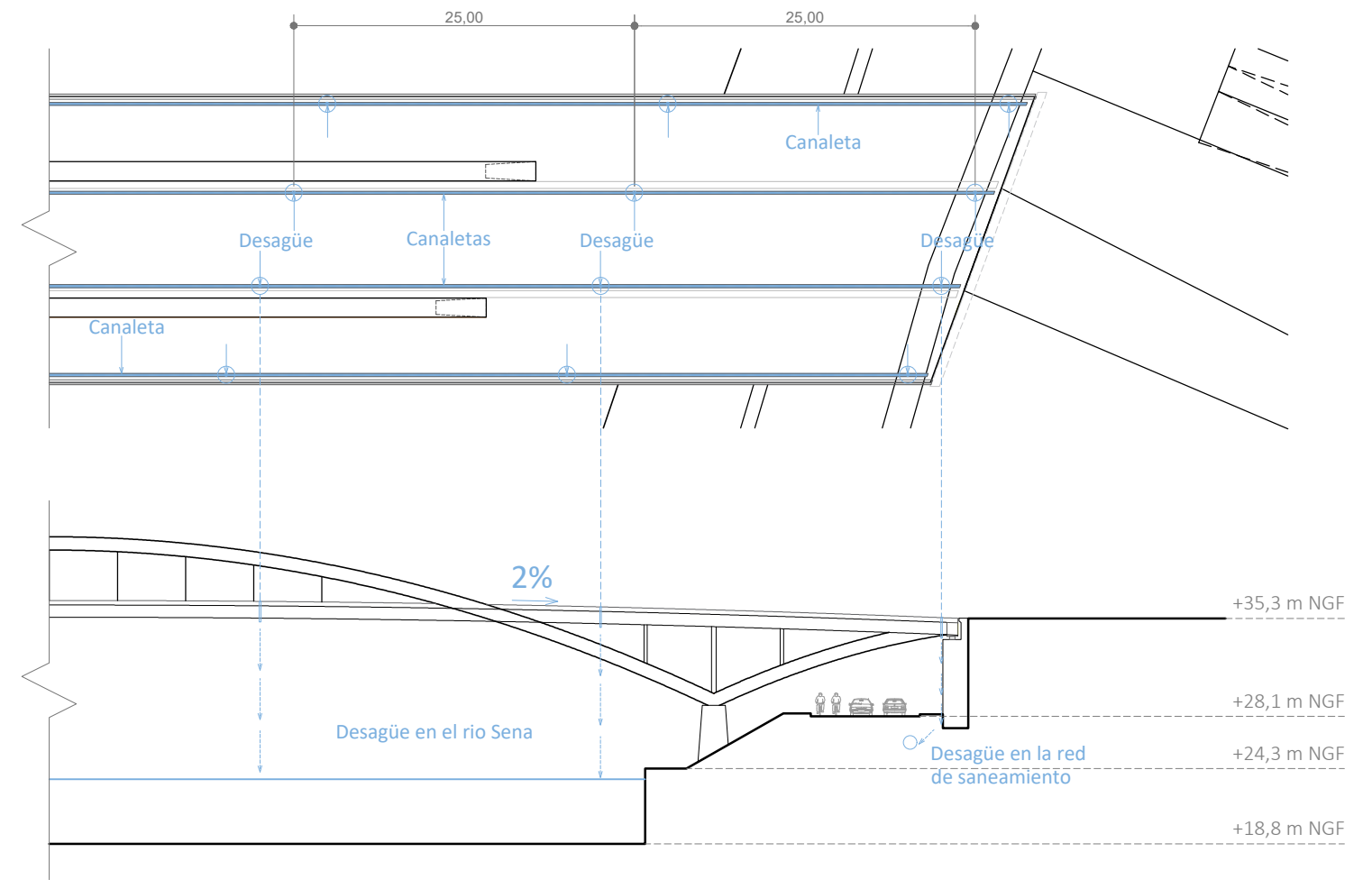
**BARANDILLA - ALZADO ESCALA 1 : 25**  
Cotas en mm



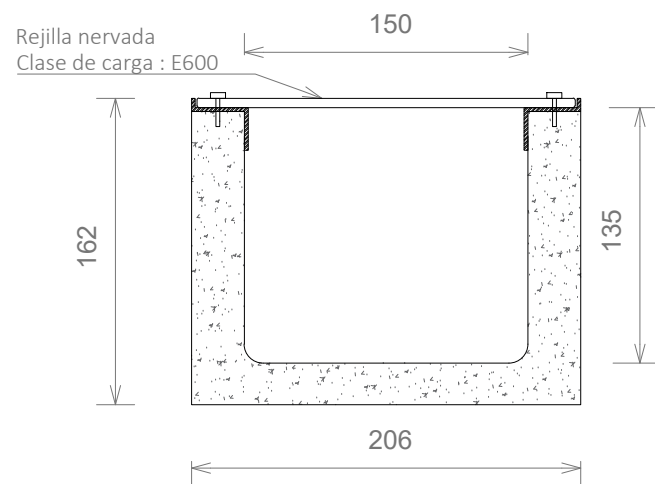
SECCIÓN TRANSVERSAL CON DETALLE DEL DRENAJE  
ESCALA 1 : 200



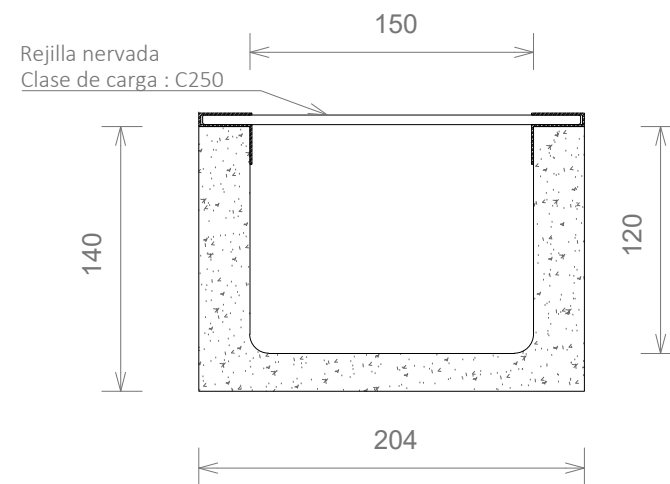
PLANTA Y ALZADO DEL DRENAJE ESCALA 1 : 500



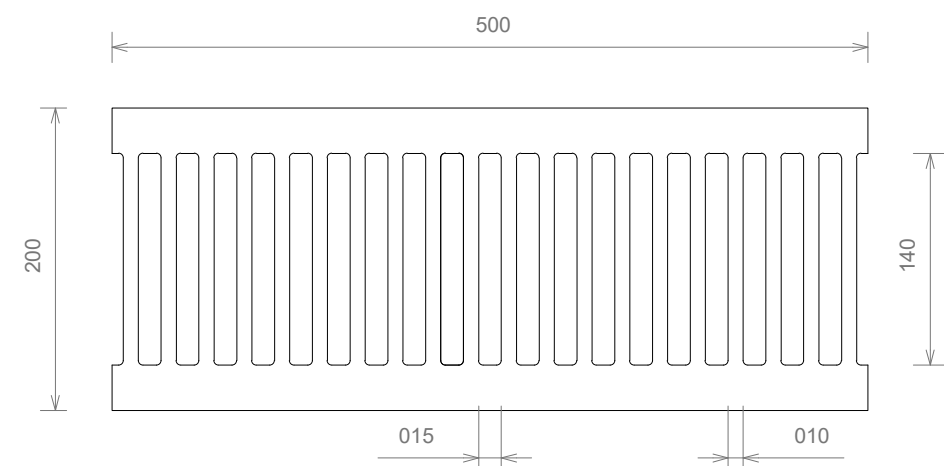
DETALLE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CANALETA  
Plataforma S200F  
ESCALA 1 : 4



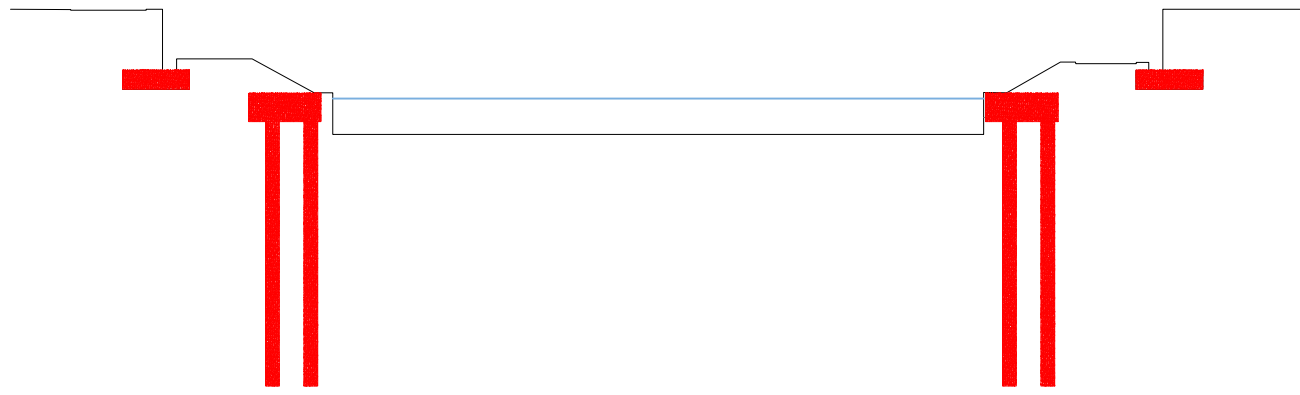
DETALLE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CANALETA  
Aceras SELF200  
ESCALA 1 : 4



DETALLE DE LA REJILLA NERVADA  
ESCALA 1 : 5

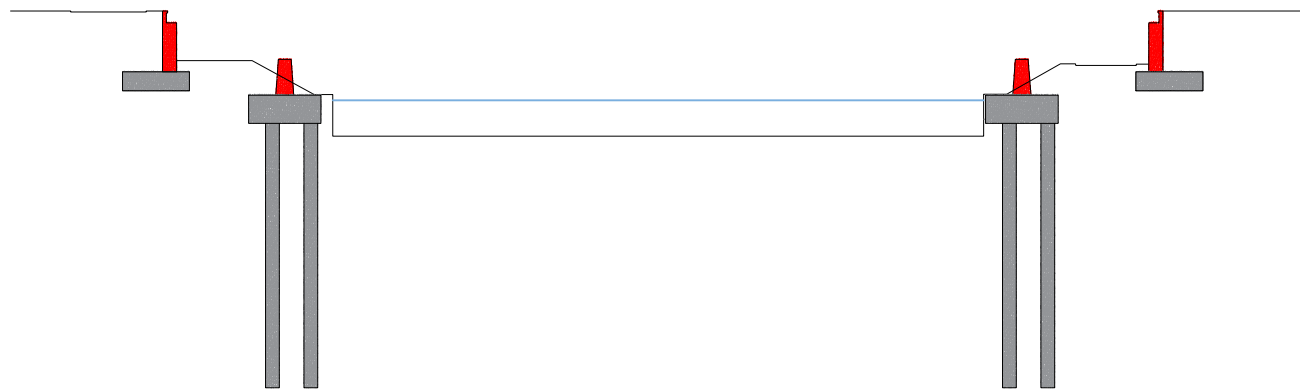


### 1. SUBESTRUCTURA (I)



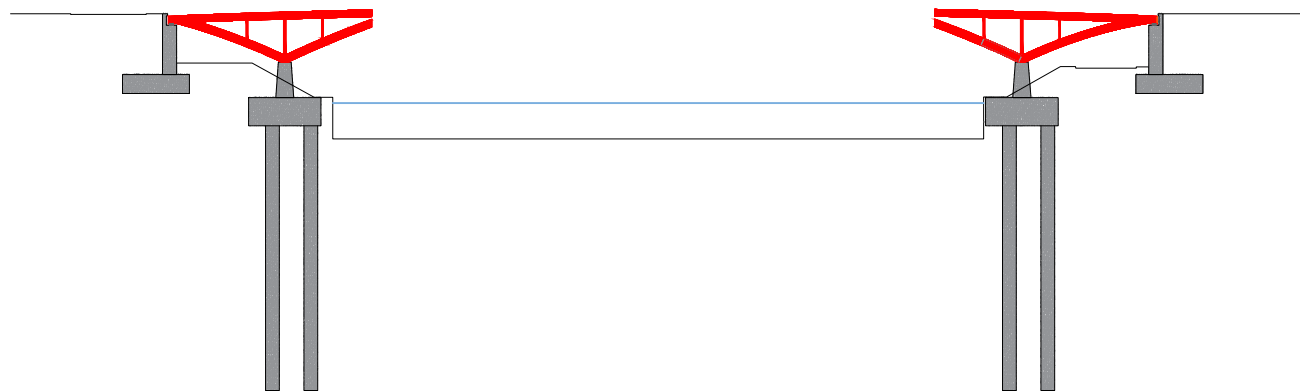
- Perforación y entubación, armado y hormigonado de los pilotes.
- Hormigón de limpieza para encepados y zapatas.
- Encofrado, armado y hormigonado de los encepados y zapatas.

### 2. SUBESTRUCTURA (II)



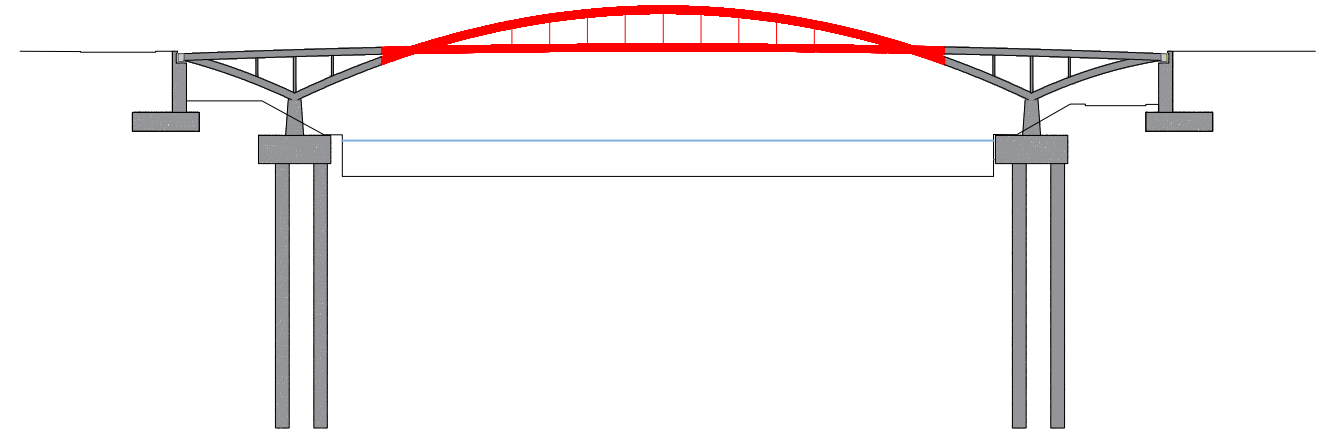
- Encofrado, armado y hormigonado de las pilas y estribos.
- Colocación en los estribos de los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

### 3. SUPERESTRUCTURA (I) - MÓDULOS 1 Y 3



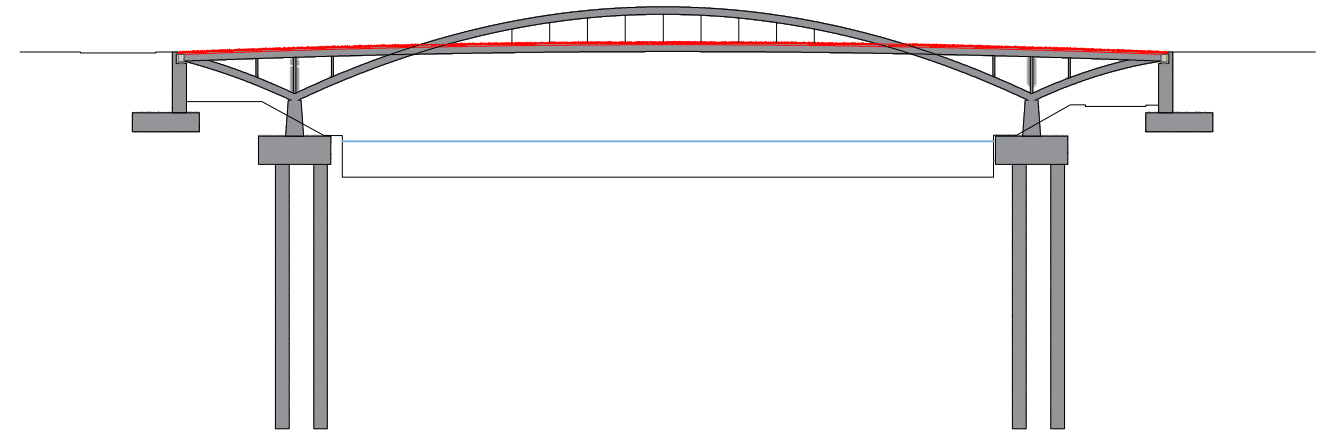
- Izado y colocación de los módulos 1 y 3 desde las barcasas.

### 4. SUPERESTRUCTURA (II) - MÓDULO 2



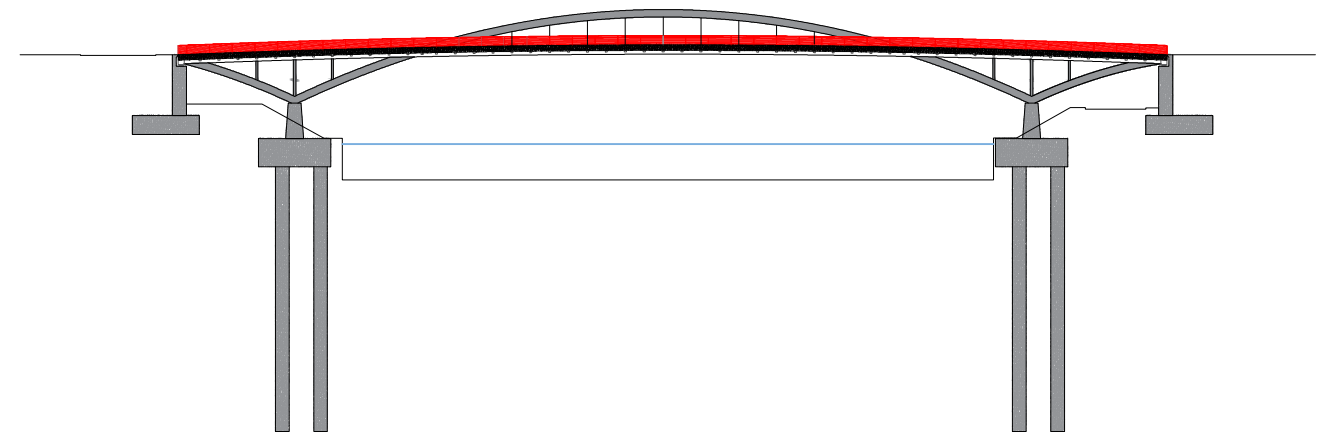
- Izado y colocación del módulo 2 desde la barcaza.
- Soldadura de los módulos.

### 5. SUPERESTRUCTURA (III) - TABLERO



- Colocación de prelasas prefabricadas de hormigón armado.
- Ferrallado y hormigonado de la losa in situ.
- Disposición de las canaletas, impostas y pavimentación del tablero.

### 6. EQUIPAMIENTOS



- Colocación de las barandillas y pretilos.
- Instalación de las iluminaciones.
- Prueba de carga.
- Limpieza de la obra.



## DOCUMENTO N°3 : VALORACIÓN ECONÓMICA

---

Diseño estructural de un puente sobre el rio Sena  
entre L'Île-Saint-Denis y Saint-Denis (Seine-Saint-Denis, Francia)

Presentado por

COJOCARIU, Alexandru

Para la obtención del

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso : 2021-2022

Fecha : 13/02/22

Tutor : Carlos Manuel Lázaro Fernández

## ÍNDICE

1	OBJETO DEL DOCUMENTO .....	3
2	DEFINICIÓN DE LAS CATEGORÍAS DE PRECIOS.....	3
3	PRESUPUESTO .....	7
4	RESUMEN DEL PRESUPUESTO .....	9
5	CONCLUSIONES.....	9
6	BIBLIOGRAFIA .....	10

## 1 Objeto del documento

---

El presente documento tiene por objetivo de realizar un presupuesto de la solución propuesta. Se trata de una estimación realizada a partir de distintas bases de precio.

En primer lugar, se presentarán los distintos precios estudiados. En una segunda parte, se definirán las cantidades correspondiente a cada categoría de precio, para obtener el precio total.

## 2 Definición de las categorías de precios

---

Se definen a continuación los distintos precios utilizados.



Código	Tipo	Descripción	Unidad	Precio (€)
U01	Valla perimetral	Vallado de parcela formado por malla de simple torsión, de 8 mm de paso de malla y 1,1 mm de diámetro, acabado galvanizado y postes de acero galvanizado de 48 mm de diámetro y 2 m de altura, empotrados en dados de hormigón, en pozos excavados en el terreno. Incluso accesorios para la fijación de la malla de simple torsión a los postes metálicos.	m	20,26
U02	Senalización fluvial	Senalización para asegurar la seguridad en el río con la obra	m <sup>2</sup>	6,30 €
U03	Protección del canal y de las riberas	Protección para asegurar la seguridad en el río con la obra	m <sup>2</sup>	7,50 €
U07	Transporte fluvial de la estructura metálica	El transporte de la estructura metálica se realiza por barcazas.	t	67,50 €
U08	Montaje e instalación de la estructura metálica	Dispositivos de levantamiento, y soldaduras a realizar de los distintos módulos	t	460,00 €
U09	Hormigón de limpieza	Hormigón C12/15 (X0(F); D10; S4; CI 1,0), fabricado en central y vertido mediante cubilote, para formación de capa de hormigón de limpieza de 10 cm de espesor y nivelado de fondos de cimentación, en el fondo de la excavación previamente realizada	m <sup>2</sup>	14,07 €
U10	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo de perforación, para la realización de pilotes de extracción con entubación recuperable, CPI-4, a una distancia de hasta 50 km. El precio incluye el desplazamiento a la obra del personal especializado	Ud	9 463,10 €
U11	Pilote de extracción con entubación recuperable	Pilote de cimentación de hormigón armado de 180 cm de diámetro, para grupo de pilotes. Ejecutado por extracción de tierras mediante sistema mecánico que se desplaza por el interior de una entubación recuperable y posterior hormigonado continuo sumergido del pilote. Realizado con hormigón C35/45 (XC4(F); D10; S4; CI 0,2) fabricado en central, y vertido desde camión a través de tubo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 6,85 kg/m. Incluso alambre de atar y separadores. El precio incluye el transporte, la instalación, el montaje y el desmontaje del equipo mecánico, la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra	m	928,45 €
U12	Encepado de grupo de pilotes	Encepado de hormigón armado, agrupando cabezas de pilotes descabezados, realizado con hormigón C35/45 (XC4(F); D10; S4; CI 0,2) fabricado en central, y vertido con bomba, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 80 kg/m <sup>3</sup> , correspondiente al conjunto de armaduras propias, de espera de los elementos de atado y centrado de cargas a que haya lugar, y de espera del pilar al que sirve de base para transmitir las cargas al pilotaje. Incluso alambre de atar y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado	m <sup>3</sup>	433,77 €

Figura 1 - Definición de las categorías de precios, parte 1 (fuente: elaboración propia)



U13	Sistema de encofrado para encepado de grupo de pilotes	Montaje de sistema de encofrado recuperable de madera, para encepado de grupo de pilotes, formado por tablonces de madera, amortizables en 2 usos, y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado	m <sup>2</sup>	37,22 €
U14	Zapata corrida de cimentación de hormigón armado	Zapata corrida de cimentación, de hormigón armado, realizada en excavación previa, con hormigón C35/45 (XC4(F); D10; S4; CI 0,2) fabricado en central, y vertido desde camión a través de tupo Tremie, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 100 kg/m <sup>3</sup> . Incluso armaduras de espera de los pilares u otros elementos, alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado	m <sup>3</sup>	477,97 €
U15	Sistema de encofrado para zapata corrida de cimentación	Montaje de sistema de encofrado recuperable de madera, para zapata corrida de cimentación de sección rectangular, formado por tablonces de madera, amortizables en 2 usos, y posterior desmontaje del sistema de encofrado. Incluso elementos de sustentación, fijación y acodamientos necesarios para su estabilidad y líquido desencofrante, para evitar la adherencia del hormigón al encofrado	m <sup>2</sup>	32,39 €
U16	Hormigón C35/45 (XC4(F); D20; S4; CI 0,2)	C35/45 (XC4(F); D20; S4; CI 0,2) de resistencia característica 35 MPa, con un tamaño máximo de arido de 20 mm. Incluye el precio del suministro, el bombeo y la puesta en obra	m <sup>3</sup>	193,79 €
U17	Armaduras de acero B 500 S	Acero en barras corrugadas B 500 S para armar los estribos, las pilas y la losa de hormigón	kg	2,66 €
U18	Acero S 355 J2	Acero S 355 J2 en perfiles armados mediante soldadura de chapas laminadas en caliente, acabado galvanizado en caliente. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.	kg	4,06 €
U19	Acero S 520	Acero S 520 para las péndolas flexibles. Incluye la colocación en obra, soldadura, transporte, y tratamiento para la corrosión	kg	80,20 €
U20	Canaletas	Canaleta de hormigón polímero, modelo ULMA, de 1 m de longitud. Incluye el suministro, el transporte y la colocación en obra	m	76,20 €
U21	Impostas	Imposta de hormigón prefabricado de 1 m de longitud, incluyendo el suministro, el transporte y la colocación en obra	m	43,00 €
U22	Pavimento	Base para pavimento, de 7 cm de espesor, de hormigón ligero, de resistencia a compresión 2,0 MPa y 690 kg/m <sup>3</sup> de densidad, confeccionado en obra con arcilla expandida y cemento gris, acabado con capa de regularización de mortero de cemento, industrial, M-5 de 2 cm de espesor, fratasada y limpia. Incluso banda de panel rígido de poliestireno expandido para la preparación de	m <sup>2</sup>	24,67 €

Figura 2 - Definición de las categorías de precios, parte 2 (fuente: elaboración propia)

U23	Acero S275 J2	Acero UNE-EN 10025 S275J2, en vigas formadas por piezas compuestas de perfiles laminados en caliente de las series L, LD, T, redondo, cuadrado, rectangular o pletina, acabado galvanizado en caliente, con uniones soldadas. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje	kg	3,68 €
U24	Cable inoxidable	Cable que se colocan al nivel de las barandillas. Incluye el suministro y la colocación en obra	m	4,00 €
U25	Hormigón prefabricado	Bloque de hormigón dispuesto en la base de los pretiles. Incluye el suministro y la colocación en obra	m	300,00 €
U26	Iluminación puntual	LED dispuestos cada 50 cm debajo del pasamanos de las barandillas. Incluye el suministro, y la colocación en obra	Ud	224,00 €
U27	Iluminación lineal	LED lineal en los pretiles. Incluye el suministro, y la colocación en obra	m	317,00 €
U28	Apoyo de neopreno zunchado	Apoyo elastomérico armado, rectangular, sobre base de nivelación, compuesto por láminas de neopreno con al menos dos placas de acero intercaladas, de 450x600 mm de sección y 114 mm de espesor, tipo B, según UNE-EN 1337-3, para apoyos estructurales elásticos. El precio no incluye la base de nivelación pero incluye el transporte, el suministro, y la colocación en obra	Ud	480,54 €
U29	Juntas de dilatación	Juntas de dilatación 210x1835x34, incluye el suministro, y transporte y colocación en obra	Ud	464,54 €
U30	Limpieza y restitución	Limpieza a reaizar durante todo el tiempo de obra, y antes de la restitución de la obra	mes	1 920,00 €
U31	Equipo de concepción del proyecto	Se suelen considerar en Francia como 18% de los gastos de obra	Ud	1 365 233,09 €
U32	Estudios empresas encargadas de la obra	Empresas contratadas para la realización de la obra. Se suelen considerar en Francia como el 18% de los gastos de obra	Ud	1 365 233,09 €

Figura 3 - Definición de las categorías de precios, parte 3 (fuente: elaboración propia)



### 3 Presupuesto

Repartimos los precios en distintos capítulos, que se definen a continuación. No se consideran los movimientos de tierras puesto que la mayor parte de esta categoría se deben al terreno adicional necesario por la nueva topografía de la zona. Sin embargo, se considera que dicha topografía forma parte del proyecto urbano de los Juegos Olímpicos, y no únicamente al puente. Por eso, no se ha calculado en el siguiente presupuesto.

Capítulo	ID capítulo
Estudios	1
Tareas previas	2
Subestructura	3
Superestructura	4
Equipamientos	5
Tareas finales	6

Figura 4 - Definición de los capítulos (fuente: elaboración propia)

Se muestran a continuación las mediciones realizadas, y los precios obtenidos.

Capítulo	ID capítulo	Comentario	Código	Tipo	Unidad	Precio unitario (€)	Cantidad	Precio total	Precio total/capítulo (€)
Estudios	1	-	U31	Equipo de concepción del proyecto	Ud	1 365 233,09 €	1	1 365 233,09 €	2 730 466,19 €
Estudios	1	-	U32	Estudios empresas encargadas de la obra	Ud	1 365 233,09 €	1	1 365 233,09 €	2 730 466,19 €
Tareas previas	2	-	U01	Valla perimetral	m	20,26 €	413,80	8 383,59 €	158 878,59 €
Tareas previas	2	-	U02	Senalización fluvial	m²	6,30 €	15000,00	94 500,00 €	158 878,59 €
Tareas previas	2	-	U03	Protección del canal y de las riberas	m²	7,50 €	7466,00	55 995,00 €	158 878,59 €
Subestructura	3	Zapatas	U09	Hormigón de limpieza	m²	14,07 €	448,20	6 306,17 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Encepados	U09	Hormigón de limpieza	m²	14,07 €	550,80	7 749,76 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Zapatas	U15	Sistema de encofrado para zapata corrida de cimentación	m²	32,39 €	353,00	11 433,67 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Encepados	U13	Sistema de encofrado para encepado de grupo de pilotes	m²	37,22 €	589,25	21 931,81 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Zapatas	U14	Zapata corrida de cimentación de hormigón armado	m³	477,97 €	1120,50	535 565,39 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Encepados	U10	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes	Ud	9 463,10 €	1,00	9 463,10 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Encepados	U12	Encepado de grupo de pilotes	m³	433,77 €	2048,98	888 784,32 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Encepados	U11	Pilote de extracción con entubación recuperable	m	928,45 €	840,00	779 902,08 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Estribos	U16	Hormigón C35/45 (XC4(F); D20; S4; Cl 0,2)	m³	193,79 €	538,42	104 339,85 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Pilas	U16	Hormigón C35/45 (XC4(F); D20; S4; Cl 0,2)	m³	193,79 €	79,01	15 310,77 €	2 418 021,87 €
Subestructura	3	Pilas	U17	Armaduras de acero B 500 S	kg	2,66 €	13998,10	37 234,96 €	2 418 021,87 €
Superestructura	4	Estructura metálica	U18	Acero S 355 J2	kg	4,06 €	849104,52	3 447 364,35 €	4 531 164,13 €
Superestructura	4	Estructura metálica	U07	Transporte fluvial de la estructura metálica	t	67,50 €	852,23	57 525,79 €	4 531 164,13 €
Superestructura	4	Estructura metálica	U08	Montaje e instalación de la estructura metálica	t	460,00 €	852,23	392 027,58 €	4 531 164,13 €
Superestructura	4	Losa de hormigón armado	U16	Hormigón C35/45 (XC4(F); D20; S4; Cl 0,2)	m³	193,79 €	714,16	138 396,60 €	4 531 164,13 €
Superestructura	4	Losa de hormigón armado	U17	Armaduras de acero B 500 S	kg	2,66 €	92058,69	244 876,11 €	4 531 164,13 €
Superestructura	4	Péndolas	U19	Acero S 520	kg	80,20 €	3129,35	250 973,69 €	4 531 164,13 €
Equipamientos	5	-	U20	Canaletas	m	76,20 €	520	39 624,00 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	-	U21	Impostas	m	43,00 €	260	11 180,00 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	-	U22	Pavimento	m²	24,67 €	2747	67 768,49 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	Barandillas	U23	Acero S275 J2	kg	3,68 €	6622,33	24 370,16 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	Pretilos	U23	Acero S275 J2	kg	3,68 €	8322,12	30 625,40 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	Barandillas	U24	Cable inoxidable	m	4,00 €	260	1 040,00 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	Pretilos	U25	Hormigón prefabricado	m	300,00 €	260	78 000,00 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	Barandillas	U26	Iluminación puntual	Ud	224,00 €	520	116 480,00 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	Barandillas	U27	Iluminación lineal	m	317,00 €	260	82 420,00 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	-	U28	Apoyo de neopreno zunchado	Ud	480,54 €	4	1 922,16 €	465 043,72 €
Equipamientos	5	-	U29	Juntas de dilatación	Ud	464,54 €	25	11 613,50 €	465 043,72 €
Tareas finales	6	-	U30	Limpieza y restitución	mes	1 920,00 €	6	11 520,00 €	11 520,00 €

Figura 5 - Presupuesto (fuente: elaboración propia)

## 4 Resumen del presupuesto

Se muestra a continuación una tabla resumen del presupuesto realizado así que el precio final considerando el I.V.A.

Capítulo	ID capítulo	Precio total/capítulo (€)	Porcentaje (%)
Estudios	1	2 730 466,19 €	0,265
Tareas previas	2	158 878,59 €	0,015
Subestructura	3	2 418 021,87 €	0,234
Superestructura	4	4 531 164,13 €	0,439
Equipamientos	5	465 043,72 €	0,045
Tareas finales	6	11 520,00 €	0,001
		<b>Precio total (€)</b>	<b>Porcentaje total (%)</b>
		10 315 094,49 €	100

Presupuesto total sin I.V.A	10 315 094,49 €
20 % del total por I.V.A	2 063 018,90 €
Presupuesto total con I.V.A	12 378 113,39 €

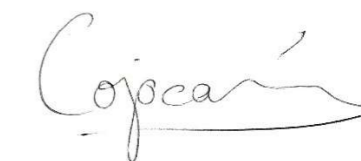
Figura 6 – Presupuesto total considerando el I.V.A (fuente: elaboración propia)

## 5 Conclusiones

La valoración económica asciende a la cantidad de DOCE MILLONES TRES CIENTOS SETENTA Y OCHO MIL CIENTO TRECE EUROS CON TREINTA Y NUEVE CÉNTIMOS.

Paris, febrero de 2022

Fdo: Alexandru Cojocariu





## 6 Bibliografía

---

- CYPE Ingenieros, S. (s.d.). *Générateur de prix de la construction, France*. Récupéré sur <http://www.prix-construction.info/>