



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el
barranco de Santa Ana, T. M. de Benissa (Alicante)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Lluch Antón, Andrés Hibernón

Tutor/a: Garrido de la Torre, María Elvira

Cotutor/a: Monleón Cremades, Salvador

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023



Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Universidad Politécnica de Valencia

AUTOR: Andrés Hibernón Lluch Antón

Tutor: Salvador Monleón Cremades

Cotutora: María Elvira Garrido de la Torre

Curso Académico: 2022/2023



Documento nº1:
Memoria



Índice de la Memoria

- 1. MEMORIA DESCRIPTIVA3
- 1.1. ANTECEDENTES3
- 1.2. CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA.....3
- 1.3. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....4
- 1.4. GEOLOGÍA4
- 1.5. SISMOLOGÍA.....5
- 1.6. ESTUDIO DE SOLUCIONES6
- 1.7. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y COMPROBACIÓN EN ESTADOS LÍMITE7
- 1.8. EQUIPAMIENTOS8
- 1.9. ESTÉTICA, PAISAJE Y MEDIO AMBIENTE8
- 1.10. VALORACIÓN ECONÓMICA9

Índice de Figuras

- Figura 1. Puente del Quisi en 1915. Fuente: Fotografía Cayetano Cervera.....3
- Figura 2. Gráfico de temperatura promedio en Benissa. Fuente: weatherspark.com.....3
- Figura 3. Sección del estudio hidráulico del emplazamiento de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS).....3
- Figura 4. Topografía de la ubicación de la obra con curvas de nivel. Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)4
- Figura 5. Perfiles del terreno y elevación de la nueva pasarela (perfil superior) y del Puente del Quisi (perfil inferior). Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD).....4
- Figura 6. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME5
- Figura 7. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME5
- Figura 8. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional5
- Figura 9. Alzado para soluciones viga en cajón de canto constante y canto variable. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....6
- Figura 10. Alzado para solución arco de tablero superior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)6
- Figura 11. Alzado de pasarela atirantada (solución adoptada). Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD) .6
- Figura 12. Vista 3D de la pasarela en servicio con secciones de atirantamiento. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....6
- Figura 13. Vista 3D de la pasarela con los tirantes adoptados y el tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....7
- Figura 14. Definición de los elementos estructurales de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)7

- Figura 15. Condiciones de contorno de la estructura de pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 7
- Figura 16. Cálculo matricial para la obtención de la fuerza de tesado de los tirantes. Fuente: Elaboración Propia 8
- Figura 17. Módulo de filtrado de datos del modelo de cálculo (parte 1). Fuente: Elaboración Propia (Python)..... 8
- Figura 18. Resultado del contraste de materiales desde una vista 3D como usuario de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)..... 8
- Figura 19. Vista 3D del proyecto completo de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)..... 9

Índice de Tablas

- Tabla 1. Relación de los ODS con la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto..... 9

Índice de Gráficos

- Gráfica 1. Espectro último de respuesta. Fuente: Elaboración propia..... 5

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

El objeto del presente documento es el desarrollo y definición de los diferentes aspectos que conforman el proyecto de Diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante).

En esta memoria se describirán brevemente los anejo anexos al documento a modo introductorio para su posterior desarrollo.

Este proyecto se ha realizado a modo taller, siendo el complementario al presente documento el trabajo realizado por Francisco Javier San Lorenzo Molins "Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante)". Por ello, los estudio previos (Anejos 1 a 5 del presente documento) son comunes en ambos proyectos.

1.1. ANTECEDENTES

El proyecto que se va a desarrollar en este trabajo final de máster consiste en un diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal atirantada cuyo diseño geotécnico se ha presenta en un trabajo final de máster análogo a este, ambos trabajos se han desarrollado en modo taller conjunto. La mencionada pasarela se ha previsto construirla sobre el Barranco de Santa Ana, aguas arriba del Barranco del Quisi, entre las sendas de Molí del Quisi y Benissa-Ferrocarril en el término municipal de Benissa (Alicante).

En este proyecto se plantearán una serie de condicionantes técnicos, naturales y administrativos, que condicionarán el diseño de la pasarela cuyo objetivo es dar continuidad a una travesía rural inconexa. Se pretende fomentar el desarrollo de las vías verdes en consonancia con los objetivos de desarrollo sostenibles promovidos por la Unión Europea. Con este proyecto se consigue dotar a la zona de una mejora a nivel paisajístico ya que actuará como un elemento singular e integrado en el paisaje reconocible a nivel tanto estético como funcional.

Otra de las características es que el diseño se realizará consecuentemente para otorgar una visual limpia del actual viaducto ferroviario denominado Puente del Quisi, cuyo valor patrimonial es de notoria importancia. Además de visualizar el puente, se podrá contemplar una panorámica de la costa mediterránea.

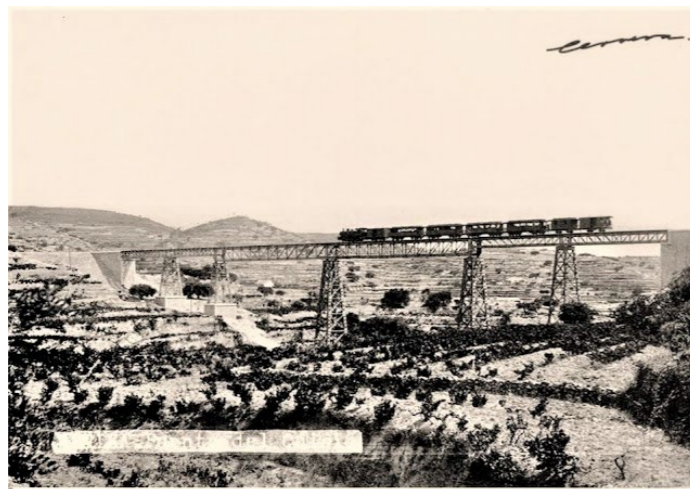


Figura 1. Puente del Quisi en 1915. Fuente: Fotografía Cayetano Cervera

Atendiendo al reclamo de los habitantes de la zona de mantener el Puente del Quisi original, ya que se planteaba una posible demolición o reemplazo del mismo, con esta pasarela se consigue mantener el viaducto original, proporcionando también un acceso inexistente hasta la fecha para contemplar uno de elementos emblemáticos de este municipio en particular y de la red ferroviaria española en general.

1.2. CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA

El objeto del estudio es determinar el comportamiento climatológico e hidráulico del cauce que transcurre por el barranco de Santa Ana.

Se analizarán las condiciones de temperatura y precipitaciones del entorno para valorar las posible soluciones en cuanto al diseño de secciones, pendientes, desagües y materiales empleados en la estructura.

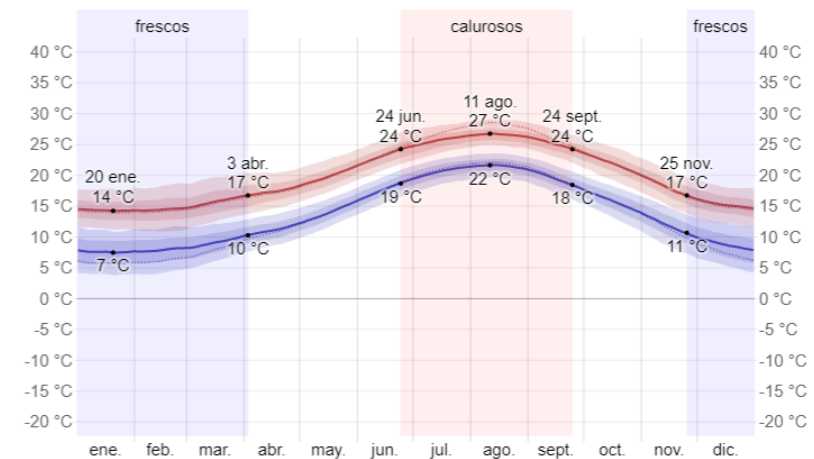


Figura 2. Gráfico de temperatura promedio en Benissa. Fuente: weatherspark.com

Para el análisis hidrológico se modelará mediante el software HEC-RAS el caudal que fluye por el cauce para distintos periodos de retorno lo que permitirá analizar la influencia de la ubicación de los elementos de la nueva pasarela y su posible afección aguas abajo.

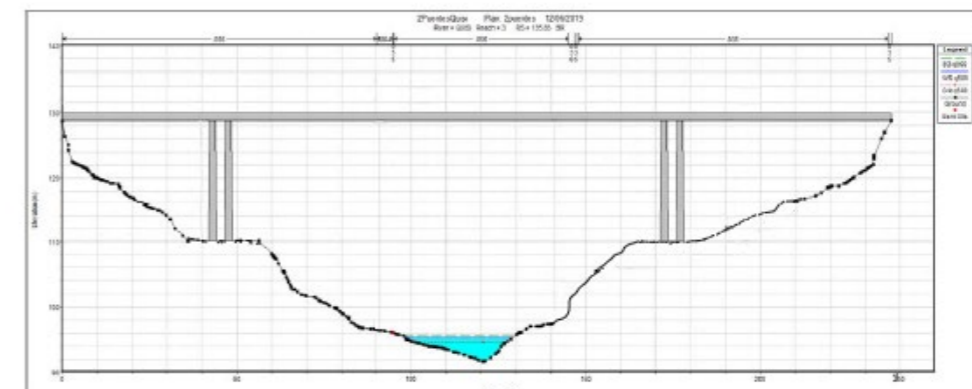


Figura 3. Sección del estudio hidráulico del emplazamiento de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS)

1.3. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

La finalidad de este apartado del documento (anexo nº3) es describir aquellos elementos topográficos y cartográficos que han sido necesarios para llevar a cabo el desarrollo del presente estudio. En particular y principalmente han resultado de ayuda para aquellos relacionados con el replanteo, conexiones entre los caminos existentes con la pasarela y ubicación de la cota de cimentación.

No se han desarrollado por razones obvias, levantamientos topográficos, implantación de bases de replanteo, estaquillado del eje u otros trabajos que puedan servir para complementar la topografía y detallar zonas especiales.

Para este estudio se han empleado la topografía del terreno en AutoCAD proporcionada por Salvador Monleón Cremades. Con este archivo se obtienen las curvas de nivel de la zona de obra, así como los perfiles del Puente de Quisi de ferrocarril y la nueva pasarela objeto de este proyecto. Con el IberPix, un visor web del Instituto Geográfico Nacional, se completa la cartografía del municipio de Benissa, las edificaciones próximas, los caminos y las pedanías.

Los planos detallados de la topografía y situación se adjuntan el Documento nº2: Planos.

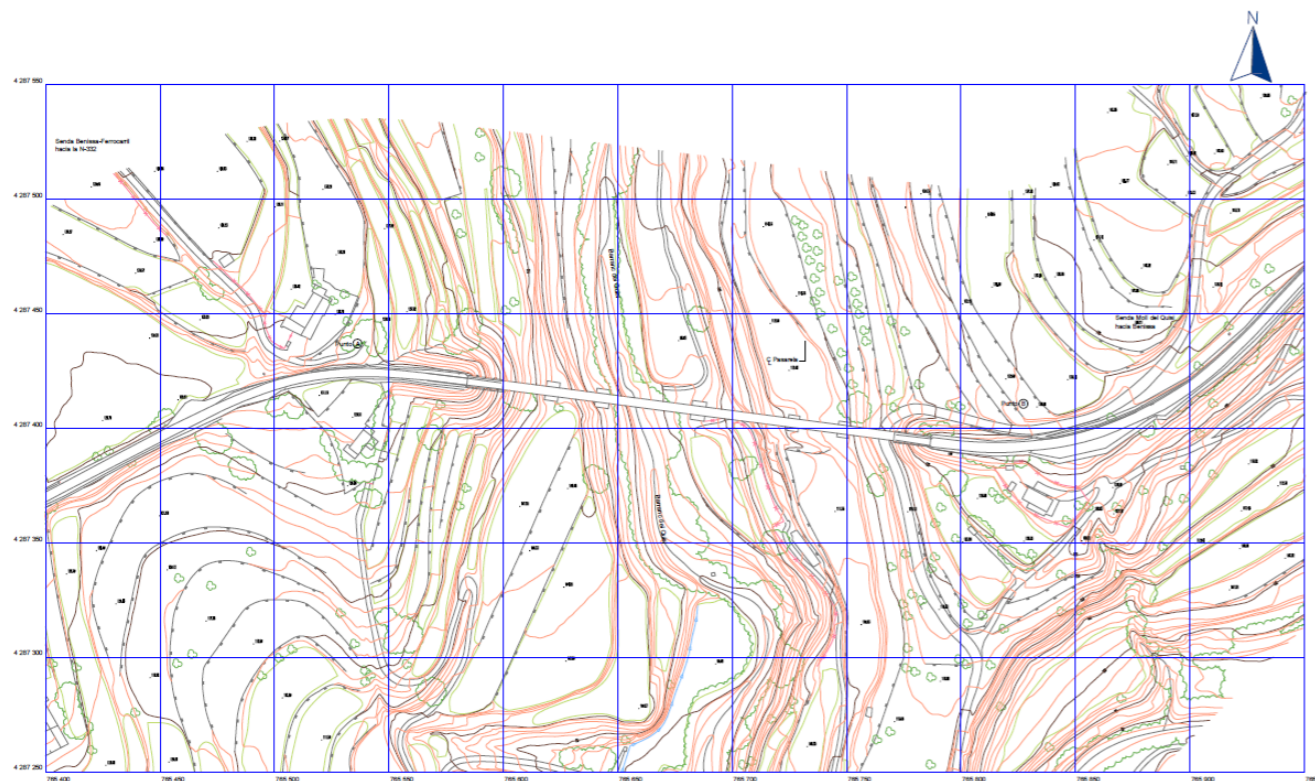


Figura 4. Topografía de la ubicación de la obra con curvas de nivel. Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)

La siguiente figura muestra el perfil del terreno existente en la zona de estudio, donde se observa la diferencia de cotas que deberá salvar la pasarela y aguas debajo de esta, el perfil que salva el puente metálico de ferrocarril. Esta figura proporciona la profundidad del barranco, estando el lecho del mismo a cota 94 m.s.n.m. y la cota de la rasante de la nueva pasarela a 130 m.s.n.m.

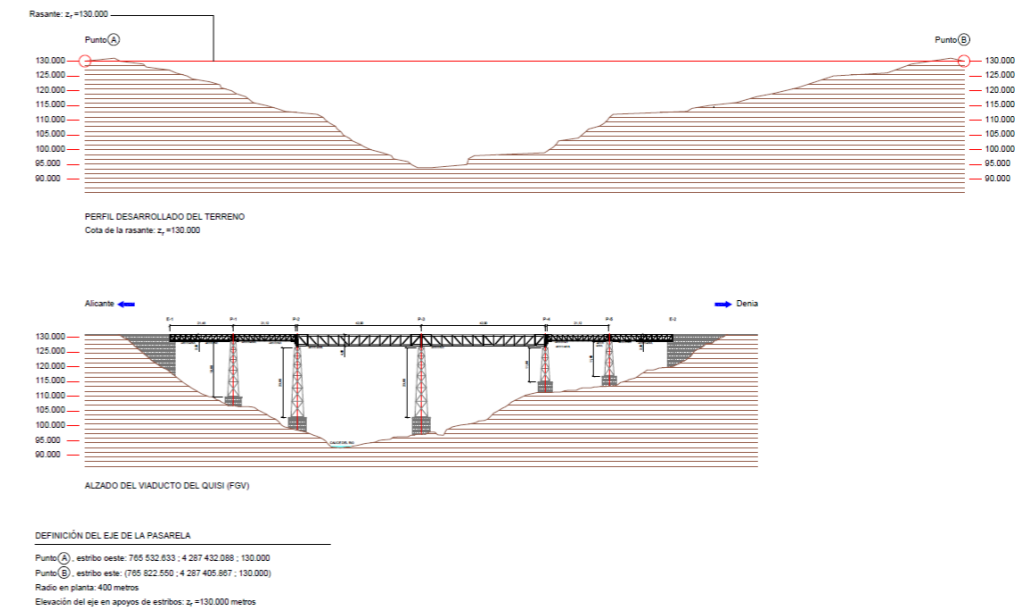


Figura 5. Perfiles del terreno y elevación de la nueva pasarela (perfil superior) y del Puente del Quisi (perfil inferior). Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)

1.4. GEOLOGÍA

El presente anexo nº4 tiene como finalidad la caracterización del terreno existente en el marco geológico. Con esto, podremos establecer unas características que permitirán posteriormente, comprobar y diseñar los elementos de la subestructura de la pasarela.

Los trabajos a realizar son los siguientes:

- Descripción del área de estudio y sus datos generales.
- Descripción de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio que se han considerado finalmente necesarios. Esta labor ha sido completada con el estudio de toda la documentación existente sobre las estructuras objeto de análisis.
- Caracterización geológica de los materiales presentes.
- Agresividad y alterabilidad de los materiales sobre las estructuras.
- Presencia de agua.
- Geomorfología, tectónica, hidrogeología.

A continuación, se observa la representación de la geología de la zona a partir del mapa que proporciona el IGME y la aplicación de Google Earth.

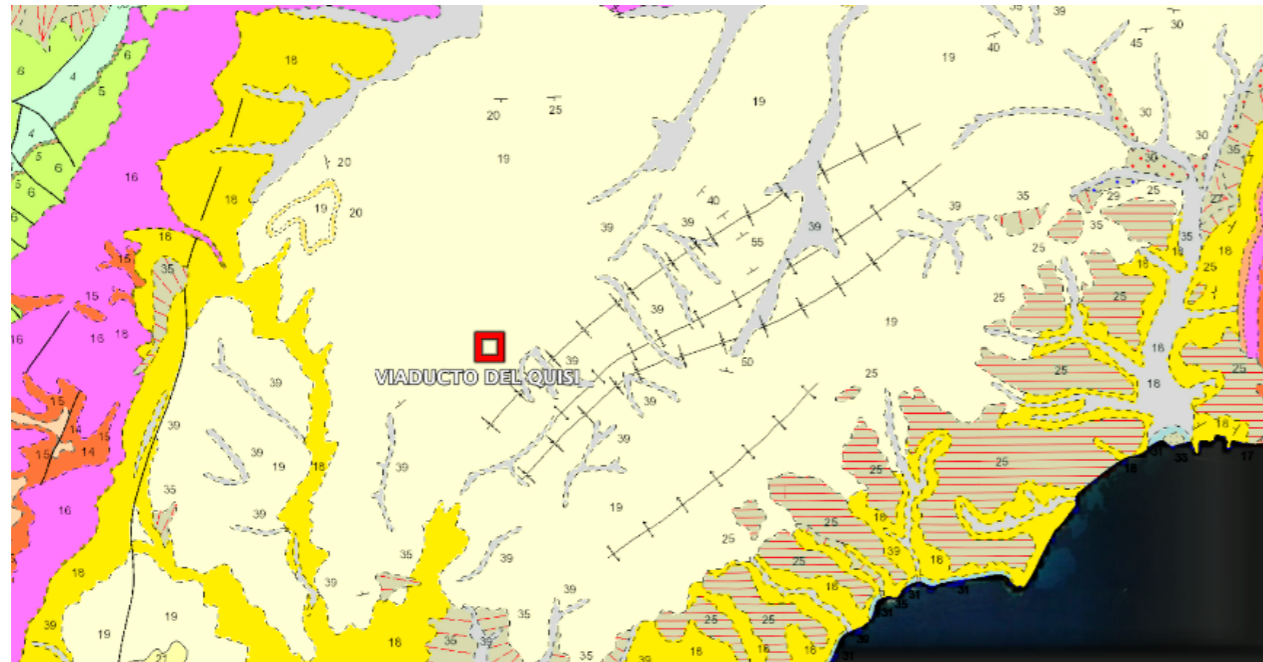


Figura 6. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME

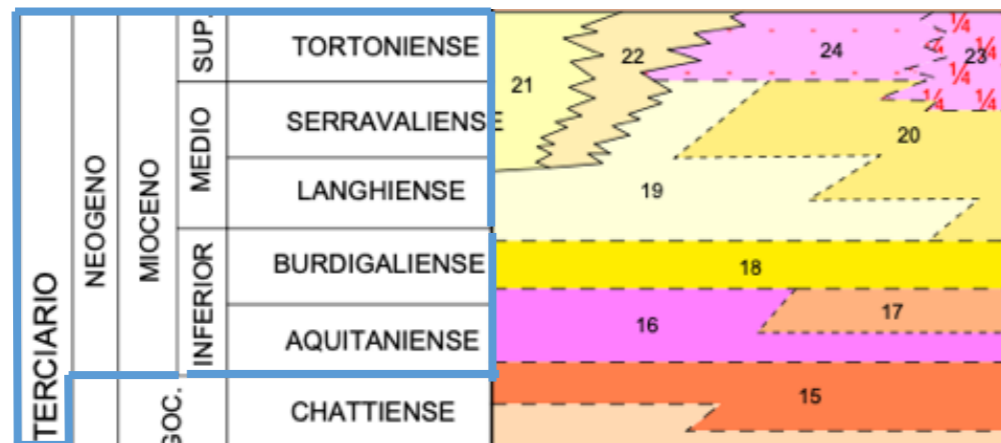


Figura 7. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME

1.5. SISMOLOGÍA

El objetivo del anejo nº5 es la caracterización del espectro de respuesta elástica del terreno frente a sismo, esta acción, dependiendo de la zona de territorio español, tendrá una mayor relevancia o no en las posteriores comprobaciones de cálculo y diseño de los diferente elementos de las estructuras. En este estudio, se caracteriza el sismo, más adelante, en el Anejo nº7: Modelización de la Estructura y Comprobación en Estados Límite se detallan los efectos derivados y la implementación en los diferentes modelos matemáticos.

La normativa vigente en lo que se refiere al diseño de puentes y pasarelas es la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

En caso de que la aceleración sísmica de cálculo sea inferior al umbral fijado por dicha norma, no se considera la acción sísmica en el proyecto. Para determinar este valor, se recurre al Mapa de Peligrosidad Sísmica de España para un periodo de retorno de 475 años.

En la siguiente figura (Figura 1) podemos comprobar que la zona de estudio está por encima del umbral (0.04·g), por lo que habrá que considerar el sismo.

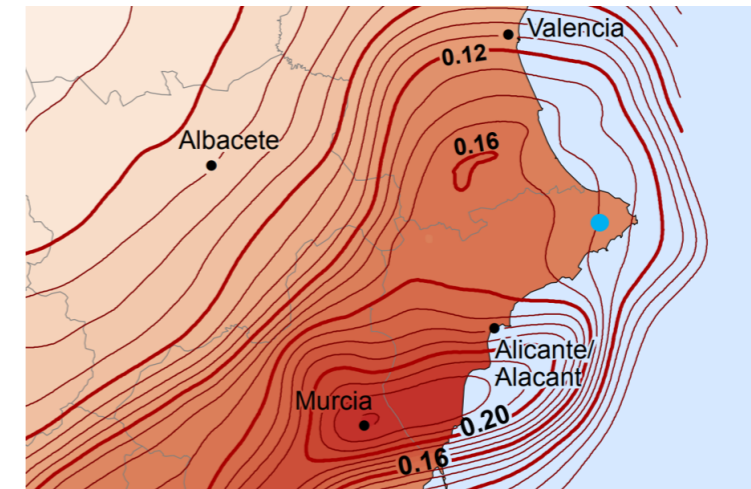
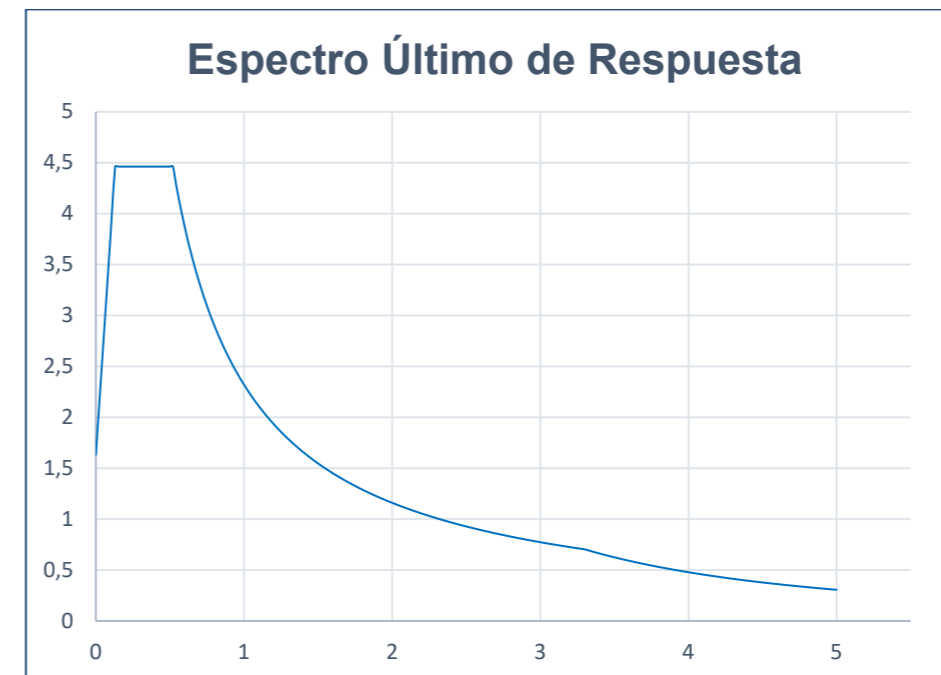


Figura 8. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional

A continuación, se muestra el espectro de respuesta del sismo último que se introducirá en el software de cálculo para comprobaciones en estados límite accidental.



Gráfica 1. Espectro último de respuesta. Fuente: Elaboración propia

1.6. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Para la realización de la presente pasarela se han estudiado las posibles alternativas para la resolución de la propuesta de conexión entre los caminos que bordean el Barranco de Santa Ana (próximos al Puente del Quisi). Se han valorado los condicionantes técnicos, geométricos, funcionales y estructurales que permitan obtener una solución viable en términos estructurales, ambientales e integrados en el entorno.

No se han valorado en profundidad criterios económicos y logísticos ya que el alcance de este proyecto dista de la realización completa de un proceso constructivo y económicamente viable, objeto de un proyecto completo. Se tendrán en cuenta dichos criterios y se comentarán cualitativamente, pudiendo afectar en la decisión final adoptada.

El anejo estará fundamentalmente dividido en dos bloques diferenciados, sumado a una propuesta de la alternativa seleccionada:

- **Condicionantes:** influirán en la elección de los diferentes elementos estructurales en cuanto a geometría, materiales y ubicación. Se podrían definir como las condiciones de contorno del proyecto.
- **Planteamiento de Soluciones:** en este apartado se han planteado las posibles tipologías estructurales de puentes, diferenciando principalmente entre tablero y elementos portantes del tablero. Se han escogido los materiales propicios para el desarrollo de dicha tipología.

Las posibles soluciones para salvar la luz del barranco son la solución viga, solución arco y solución atirantada (la solución colgante es inviable para esta situación). Se muestran los posibles alzados de las soluciones viables para este proyecto y finalmente se presenta la solución adoptada, para más detalle del estudio de alternativas, consultar Anejo nº6: Estudio de Soluciones

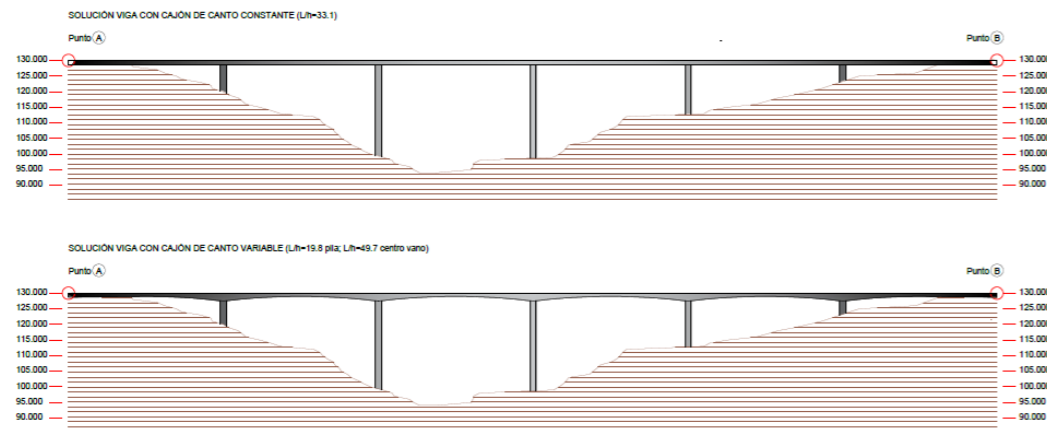


Figura 9. Alzado para soluciones viga en cajón de canto constante y canto variable. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

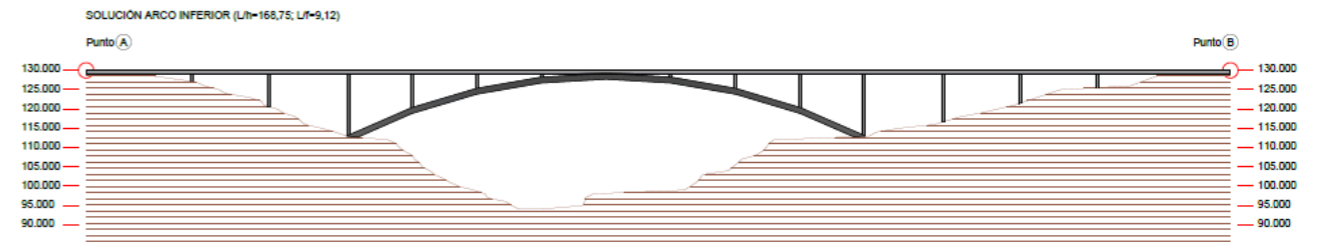


Figura 10. Alzado para solución arco de tablero superior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Tras el planteamiento de las diferentes tipologías estructurales, se opta por la solución atirantada que se muestra a continuación.

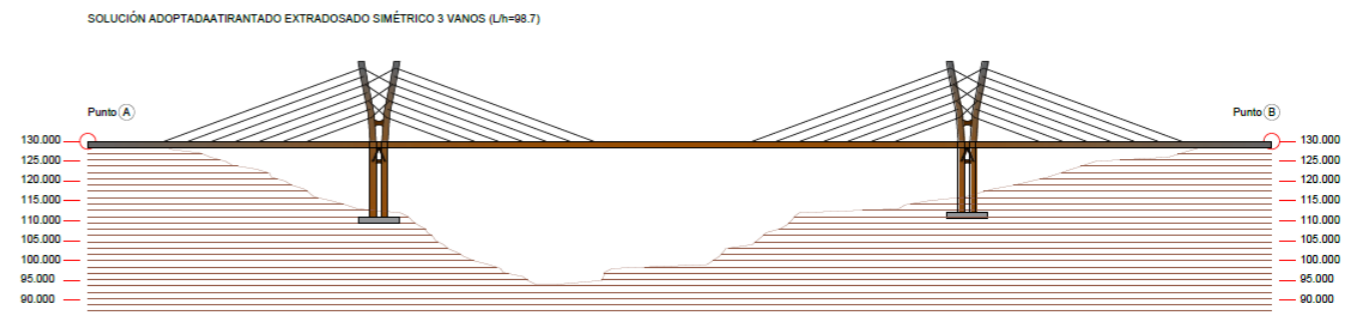


Figura 11. Alzado de pasarela atirantada (solución adoptada). Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

La sección de tablero adoptada está compuesta por una un cajón asimétrico formado por dos células, cuchillo lateral y diafragma cada 3 metros y una chapa para sección de anclaje de los tirantes. Los carriles de la pasarela están divididos en dos alturas, de hormigón armado.

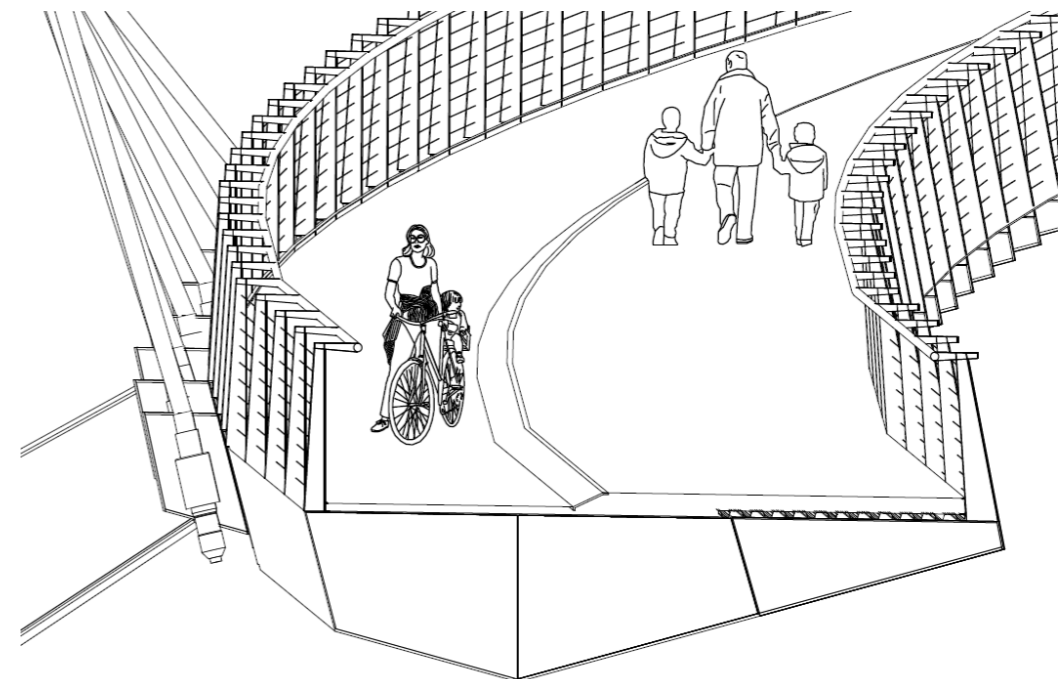


Figura 12. Vista 3D de la pasarela en servicio con secciones de atirantamiento. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

El modelo 3D estructural de la pasarela, incluyendo los materiales seleccionados para cada elemento es el siguiente.

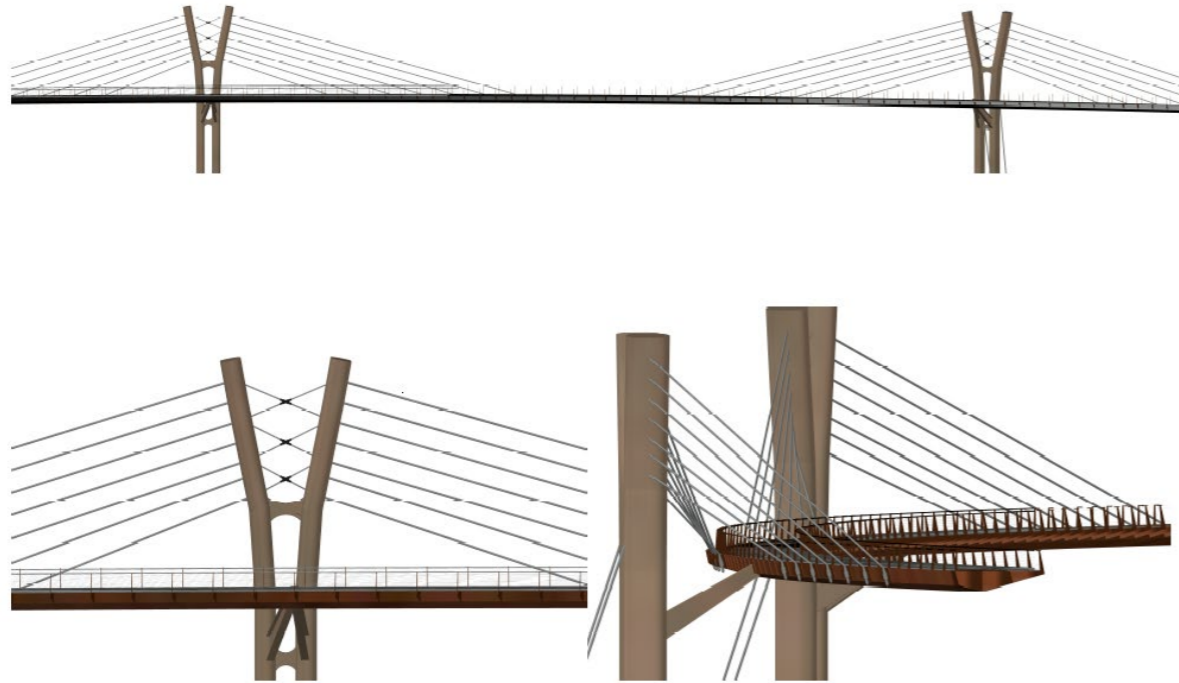


Figura 13. Vista 3D de la pasarela con los tirantes adoptados y el tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

1.7. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y COMPROBACIÓN EN ESTADOS LÍMITE

El objeto del presente anejo es la definición de los elementos estructural de la pasarela (dimensiones y características de los materiales) para su posterior modelización en un software de cálculo mediante elementos finitos.

El proceso principal que se abarca en este anejo es el modelado mediante barras de la pasarela del puente tras haber realizado los procesos necesarios para que los elementos barra introducidos en el modelo de cálculo se asemejen con el mayor rigor posible a la realidad. Posteriormente se ha realizado un análisis de pandeo para comprobar el factor de carga crítica de la estructura, cuyo resultado se encuentra entre los límites establecidos por la normativa pertinente que eluden la necesidad de realizar un cálculo no lineal. Por ello, se ha realizado un análisis P-Delta no lineal en el que se ha comprobado que la hipótesis lineal adoptada en el modelo inicial valida los resultados obtenidos en el análisis no lineal y por tanto se deduce que con el proceso adoptado es suficiente para la modelización y comprobación en estados límite de la estructura de la pasarela.

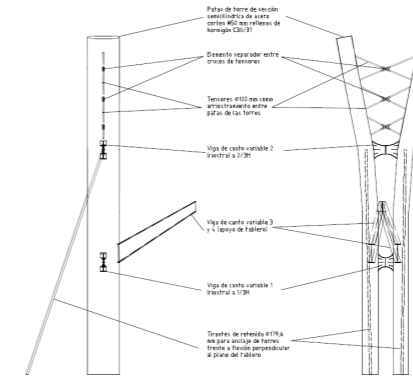


Figura 14. Definición de los elementos estructurales de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Antes de introducir los elementos en el software se definirán las acciones que intervienen en el proceso y las combinaciones de acciones que prescribe la normativa de puentes vigente, la IAP-11. Se comprobará tras la realización de un modelo estático lineal, si se requiere un posterior análisis no lineal y se realizará la comprobación resistente frente a sismo con los datos obtenidos en el Anejo 5: Sismología.

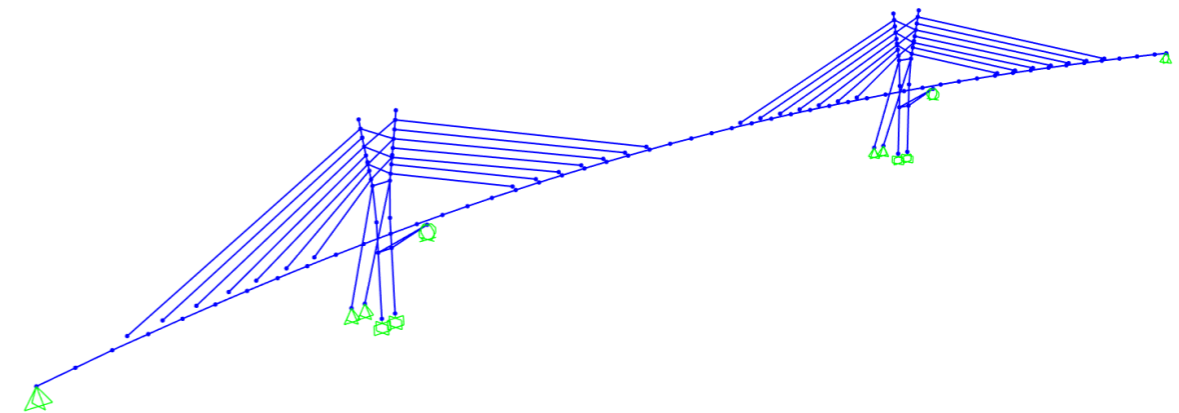


Figura 15. Condiciones de contorno de la estructura de pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

Una vez se ha realizado el proceso de cálculo se analizarán los resultados obtenidos con la finalidad de verificar la resistencia de la estructura y su adecuado funcionamiento en servicio, siendo este resultado positivo cumpliendo así el diseño adecuado de la pasarela ciclopeatonal.

Para la obtención de la fuerza de tesado en servicio se ha realizado un Excel en el que interviene la matriz de flexibilidad con los desplazamiento en nudos de anclaje en diferentes situaciones.

Wgi	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	U15	U16	Tesado	Desp final
-2.035	1	-2.187	-2.003	-1.828	-1.660	-1.470	-1.260	-0.102	-0.048	-0.009	0.021	0.047	0.068	0.081	-0.038	-0.006		0.001
-1.920	-2.273	1	-1.966	-1.805	-1.649	-1.468	-1.263	-0.104	-0.049	-0.009	0.023	0.050	0.072	0.085	-0.039	-0.008		0.001
-1.787	-2.226	-2.093	1	-1.786	-1.638	-1.462	-1.262	-0.106	-0.051	-0.011	0.022	0.049	0.071	0.085	-0.039	-0.009		0.001
-1.661	-2.218	-2.084	-1.928	1	-1.632	-1.458	-1.259	-0.106	-0.051	-0.010	0.023	0.050	0.073	0.086	-0.039	-0.009		0.001
-1.538	-2.229	-2.093	-1.935	-1.782	1	-1.458	-1.258	-0.104	-0.049	-0.008	0.026	0.053	0.075	0.089	-0.039	-0.008		0.001
-1.389	-2.234	-2.098	-1.939	-1.786	-1.638	1	-1.260	-0.103	-0.047	-0.006	0.027	0.055	0.077	0.090	-0.039	-0.008		0.001
-1.212	-2.239	-2.102	-1.943	-1.790	-1.641	-1.464	1	-0.102	-0.046	-0.004	0.029	0.057	0.079	0.092	-0.039	-0.008		0.001
-1.128	-2.351	-2.208	-2.040	-1.878	-1.719	-1.531	-1.317	1	0.008	0.058	0.096	0.123	0.139	0.140	-0.037	-0.003		0.001
-0.983	-2.286	-2.147	-1.984	-1.828	-1.675	-1.493	-1.287	-0.087	1	0.017	0.051	0.077	0.097	0.107	-0.038	-0.006		0.001
-0.954	-2.270	-2.131	-1.970	-1.815	-1.664	-1.484	-1.280	-0.093	-0.035	1	0.042	0.069	0.091	0.103	-0.039	-0.007		0.001
-0.833	-2.264	-2.127	-1.966	-1.812	-1.661	-1.482	-1.278	-0.095	-0.037	0.007	1	0.069	0.091	0.103	-0.039	-0.007		0.001
-0.715	-2.260	-2.123	-1.963	-1.809	-1.658	-1.479	-1.276	-0.096	-0.038	0.005	0.039	1	0.089	0.101	-0.039	-0.007		0.001
-0.602	-2.257	-2.120	-1.960	-1.806	-1.656	-1.478	-1.275	-0.097	-0.039	0.004	0.038	0.066	1	0.100	-0.039	-0.008		0.001
-0.518	-2.251	-2.116	-1.960	-1.809	-1.663	-1.489	-1.290	-0.122	-0.055	-0.003	0.038	0.070	0.093	1	-0.039	-0.005		0.001
-0.441	-2.359	-2.217	-2.049	-1.886	-1.724	-1.533	-1.317	-0.091	-0.035	0.005	0.036	0.051	0.081	0.092	1	-0.034		0.001
-0.007	-2.280	-2.141	-1.980	-1.823	-1.670	-1.488	-1.283	-0.120	-0.066	-0.026	0.007	0.035	0.058	0.073	-0.058	1		0.001

Figura 16. Cálculo matricial para la obtención de la fuerza de tesado de los tirantes. Fuente: Elaboración Propia

Para el filtrado de datos de los resultados del modelo numérico, se ha realizado un módulo en Python para facilitar la extracción de valores dado que se trata de una estructura de gran envergadura.

```

1 fichero_fuerzas = input("Fichero entrada: ")
2 P,V2,V3,T,M2,M3 = list(),list(),list(),list(),list(),list()
3
4 for line in open(fichero_fuerzas,"r"):
5     line = line.strip("\n")
6     if "Combination" in line:
7         valores_fuerzas = line.split(";")[5:]
8
9         P.append(float(valores_fuerzas[0].replace(",",".")))
10        V2.append(float(valores_fuerzas[1].replace(",",".")))
11        V3.append(float(valores_fuerzas[2].replace(",",".")))
12        T.append(float(valores_fuerzas[3].replace(",",".")))
13        M2.append(float(valores_fuerzas[4].replace(",",".")))
14        M3.append(float(valores_fuerzas[5].replace(",",".")))
15
16
17
18
19 P.sort(),V2.sort(),V3.sort(),T.sort(),M2.sort(),M3.sort()
20
21
22 max_P,min_P = P[-1],P[0]
23 max_V2,min_V2 = V2[-1],V2[0]
24 max_V3,min_V3 = V3[-1],V3[0]
25 max_T,min_T = T[-1],T[0]
26 max_M2,min_M2 = M2[-1],M2[0]
27 max_M3,min_M3 = M3[-1],M3[0]
28
29 resultados = list()
30 for line in open(fichero_fuerzas,"r"):
31     line = line.strip("\n")
32     if "Combination" in line:
33         fields = line.split(";")[5:]
34         if max_P == float(fields[0].replace(",",".")):
35             var = "Max P" + ";" + line
36             resultados.append(var)
37         if min_P == float(fields[0].replace(",",".")):
38             var = "Min P" + ";" + line
39             resultados.append(var)
40         if max_V2 == float(fields[1].replace(",",".")):
41             var = "Max V2" + ";" + line
42             resultados.append(var)
43         if min_V2 == float(fields[1].replace(",",".")):
44             var = "Min V2" + ";" + line
45             resultados.append(var)

```

Figura 17. Módulo de filtrado de datos del modelo de cálculo (parte 1). Fuente: Elaboración Propia (Python)

Para la verificación de *criterios funcionales debidos a la flecha* en ELS, se ha realizado dicha comprobación en el centro del vano principal de la pasarela obteniendo:

$$f_{max} = 0,123 > f_{centro\ luz} = 0,056\ m \rightarrow \text{Cumple}$$

1.8. EQUIPAMIENTOS

El objeto del anejo nº8 es la definición de los elementos necesarios para la puesta en servicio de la estructura. Dichos elementos abarcan requerimientos de seguridad del peatón y del ciclista, pavimentación y drenaje, entre otros.

Será necesarios que los elementos no estructurales cumplan los requisitos mínimos de confort, durabilidad y seguridad.

Se justificarán las dimensiones y los diseños para las diferentes condiciones que el elemento requiere, adjuntando los croquis y planos necesarios. Para más detalle en lo referente a planos, cotas y detalles, recurrir al Documento nº2: Planos.

1.9. ESTÉTICA, PAISAJE Y MEDIO AMBIENTE

El objeto del anejo nº9 es consolidar el diseño escogido para la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto, atendiendo a la estética, la funcionalidad, la integración en el paisaje y el medio ambiente.

Se valorará el aspecto estético en relación a la tipología estructural escogida, las justificación de las formas de los elementos estructurales y su integración conjunta en el entorno.

Para valorar dichos criterios, se ha recurrido a publicaciones y conferencias de profesionales en el entorno de los puentes.



Figura 18. Resultado del contraste de materiales desde una vista 3D como usuario de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)

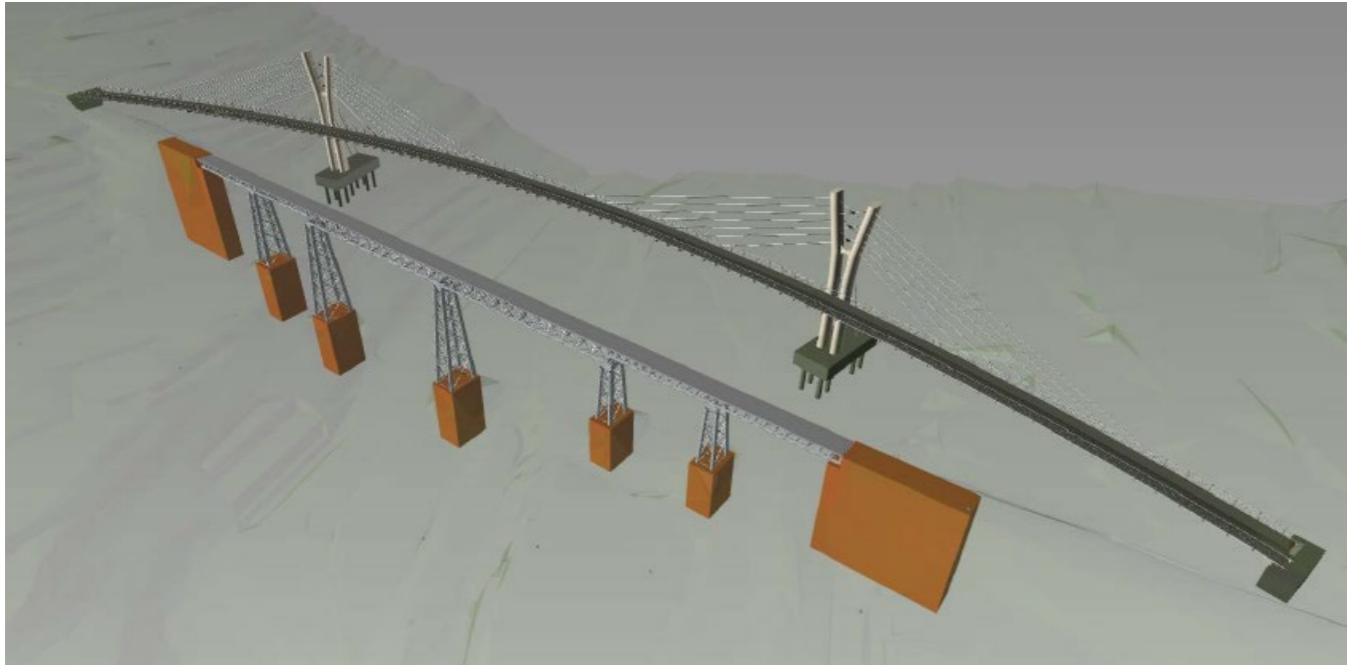


Figura 19. Vista 3D del proyecto completo de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)

Finalmente se valorará la relación del proyecto con los ODS.

Tabla 1. Relación de los ODS con la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.	X			
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.			X	
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.	X			
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.			X	
ODS 10. Reducción de las desigualdades.	X			
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.	X			
ODS 12. Producción y consumo responsables.				X
ODS 13. Acción por el clima.	X			
ODS 14. Vida submarina.				X
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.	X			
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.			X	

1.10. VALORACIÓN ECONÓMICA

En el presente anejo se plantea la estimación de los posibles costes de ejecución de la pasarela ciclopeatonal. Para ello se ha dividido la obra en diferentes capítulos y se ha valorado las posibles partidas que representen las diferentes actuaciones y elementos a tener en cuenta en el proyecto.

Dado que el procedimiento constructivo y la planificación de la obra no son objeto de este proyecto, los costes estimados no tienen carácter contractual debido a las posibles reducciones en plazo dependiendo de las posibles decisiones adoptadas en la obra. Por ello, la gestión de residuos y el presupuesto de seguridad y salud no se han contemplado en este anejo.

Otra incógnita en esta valoración económica es el coste de los diferentes elementos que constituyen tanto las torres como el tablero, siendo elementos diseñados por el autor de este documento y, por tanto, no estandarizados en costes proporcionados por las diferentes empresas siderúrgicas.

Los trabajos previos, movimientos de tierras y subestructura quedan contemplados en el proyecto complementario a este (Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante)).

Por todo ello, se va a realizar una estimación aproximada de los costes de dicho proyecto de pasarela.

Los capítulos que conforman la valoración económica son los siguientes:

- **Capítulo 1:** Torres
- **Capítulo 2:** Tablero
- **Capítulo 3:** Atirantamiento
- **Capítulo 4:** Equipamientos y acabados

Capítulos	Total coste	% Coste total	Coste por m2
CAPÍTULO 1: Torres	3.246.684,96	€ 44,51	1815,82 €/m2
CAPÍTULO 2: Tablero	3.164.152,74	€ 43,38	1769,66 €/m2
CAPÍTULO 3: Atirantamiento	579.297,47	€ 7,94	323,99 €/m2
CAPÍTULO 4: Equipamientos y acabados	303.358,37	€ 4,16	169,66 €/m2
TOTAL PROYECTO	7.293.493,54	€ 100,00	4079,14 €/m2

Finalmente se adjunta el presupuesto estimado de la parte estructural de la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto.



Presupuesto de ejecución material (P.E.M.)	7.293.493,54	€
13% de gastos generales	948.154,16	€
6% de beneficio industrial	437.609,61	€
Suma (P.E.M.+GG+BI)	8.679.257,32	€
21% IVA	1.822.644,04	€
Presupuesto base de licitación	10.501.901,35	€

El presupuesto base de licitación de la parte estructural del proyecto asciende a DIEZ MILLONES QUINIENTOS UN MIL NOVECIENTOS UNO EUROS CON TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS.

El autor del proyecto:



Anejo nº1: **Antecedentes**



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	3
1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS	3
1.2. SITUACIÓN ACTUAL.....	4
1.3. DEFINICIÓN DEL PROYECTO.....	4
2. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO	4
3. ACCESOS.....	5
4. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA.....	6

Índice de Figuras

Figura 1.1. Mapa de la Línea del Ternet de la Marina en 1915. Fuente: Geografía de los Ferrocarriles Españoles	3
Figura 1.2. Puente del Quisi en 1915. Fuente: Fotografía Cayetano Cervera.....	3
Figura 2.1. Situación del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia sobre imagen satélite de Google Earth	4
Figura 2.2. Emplazamiento de la Nueva Pasarela. Fuente: Google Earth	5
Figura 3.1. Senda Molí del Quisi (el óvalo rojo representa el emplazamiento de la nueva pasarela). Fuente: Benissa.net	5
Figura 4.1. Vista general del puente del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia	6
Figura 4.2. Presencia de agua en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia.....	6
Figura 4.3. Vista del Viaducto del Quisi aguas abajo. Fuente: Elaboración propia.....	6
Figura 4.4. Situación de la zona de estudio aguas arriba del puente. Fuente: Elaboración propia.....	6
Figura 4.5. Vista de la parte derecha del Viaducto del Quisi desde aguas abajo. Fuente: Elaboración propia.....	7
Figura 4.6. Detalle de pilas con su cruz de San Andrés y del tablero con celosía tipo Pratt. Fuente: Elaboración propia	7
Figura 4.7. Entorno del emplazamiento de la obra. Fuente: Elaboración propia	7
Figura 4.8. Vista del puente desde aguas abajo, estribo este(derecha). Fuente: Elaboración propia	7
Figura 4.9. Vista del Viaducto del Quisi desde estribo este. Fuente: Elaboración propia	8
Figura 4.10 Vista general de la zona de estudio donde se observa el tipo de suelo de tonos grises típico de esta zona. Fuente: Elaboración propia	8
Figura 4.11 Continuación del trazado de ferrocarril con el puente. Fuente: Elaboración propia	8
Figura 4.12 Vista desde la entrada de la zona de trabajos del puente (estribo este), desde aguas arriba. Fuente: Elaboración propia	8

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto que se va a desarrollar en este trabajo final de máster consiste en un diseño estructural de la cimentación de las pilas y estribos de una pasarela ciclopeatonal atirantada cuyo diseño geotécnico se ha presenta en un trabajo final de máster análogo a este, ambos trabajos se han desarrollado en modo taller conjunto. La mencionada pasarela se ha previsto construirla sobre el Barranco de Santa Ana, aguas arriba del Barranco del Quisi, entre las sendas de Molí del Quisi y Benissa-Ferrocarril en el término municipal de Benissa (Alicante).

En este proyecto se plantearán una serie de condicionantes técnicos, naturales y administrativos, que condicionarán el diseño de la pasarela cuyo objetivo es dar continuidad a una travesía rural inconexa. Se pretende fomentar el desarrollo de las vías verdes en consonancia con los objetivos de desarrollo sostenibles promovidos por la Unión Europea. Con este proyecto se consigue dotar a la zona de una mejora a nivel paisajístico ya que actuará como un elemento singular e integrado en el paisaje reconocible a nivel tanto estético como funcional.

Otra de las características es que el diseño se realizará consecuentemente para otorgar una visual limpia del actual viaducto ferroviario denominado Puente del Quisi, cuyo valor patrimonial es de notoria importancia. Además de visualizar el puente, se podrá contemplar una panorámica de la costa mediterránea.

Atendiendo al reclamo de los habitantes de la zona de mantener el Puente del Quisi original, ya que se planteaba una posible demolición o reemplazo del mismo, con esta pasarela se consigue mantener el viaducto original, proporcionando también un acceso inexistente hasta la fecha para contemplar uno de elementos emblemáticos de este municipio en particular y de la red ferroviaria española en general.

1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El Puente del Quisi (o Viaducto de Santa Ana) es un viaducto cuya importancia histórica se perpetuó siendo considerado por el Comité Internacional de Patrimonio Industrial como uno de los “100 elementos de patrimonio industrial de España”. Este puente tiene una longitud de 162 metros y forma parte de la red de ferrocarril de ancho métrico que conecta Alicante con Denia denominada “Trenet de la Marina” formada por 92 km de longitud. En la Figura 1.1 se puede observar el Mapa de la Línea del Trenet de la Marina mencionada anteriormente.

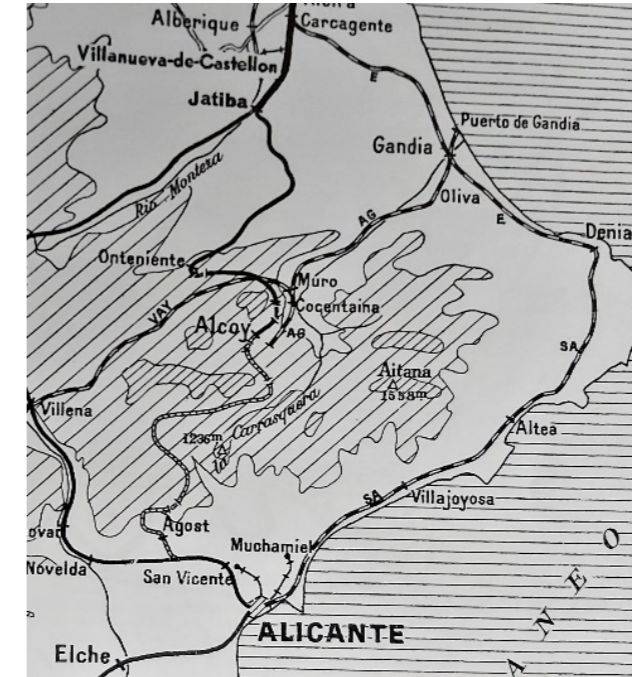


Figura 1.1. Mapa de la Línea del Trenet de la Marina en 1915. Fuente: Geografía de los Ferrocarriles Españoles

Esta red se construyó en dos tramos (Alicante-Altea y Altea-Denia) para inaugurarse finalmente en 1915. La Compañía de los Caminos de Hierro Estratégicos y Secundarios de Alicante (E.S.A.) fue la sociedad encargada de dicha obra.

El Puente del Quisi, como se muestra a continuación en la Figura 1.2 consta de 6 vanos, dos centrales con un canto mayor al de los otros cuatro vanos. El tablero está formado por una celosía tipo “Pratt”. Las pilas son de ancho variable, decrecientes en sentido ascendente, estando las cuatro vigas exteriores que le dan la forma rectangular unidas mediante cruces de San Andrés.

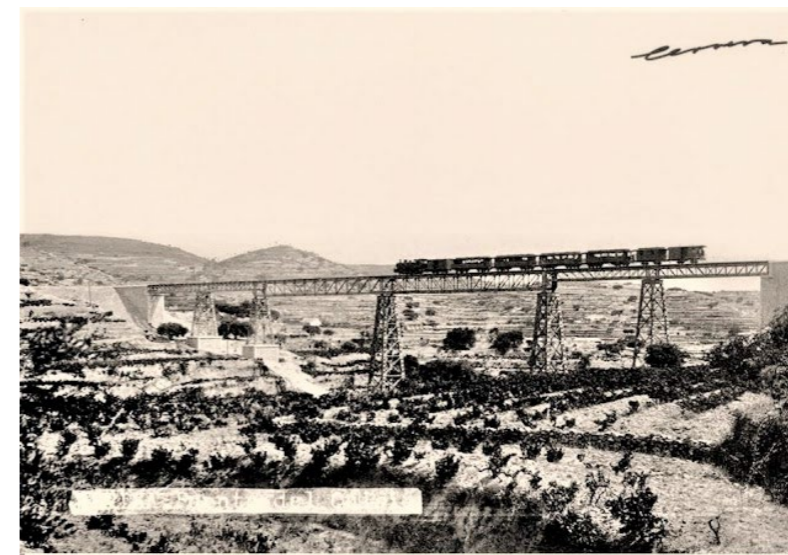


Figura 1.2. Puente del Quisi en 1915. Fuente: Fotografía Cayetano Cervera

Se trata de una de las pocas infraestructuras ferroviaria (el Puente del Ferrandet presentaba una tipología similar, pero tuvo que ser reemplazado) en la Comunidad Valenciana con tablero y pilas metálicas que se conservan y continúan en uso. Las dimensiones del viaducto tanto en longitud como en altura, el empleo de los materiales y su integración en el entorno, así como la historia del lugar hace de este puente una de las obras de la época industrial más importante de la comunidad. Todo esto ha sido reconocido por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte, pasando a formar parte Patrimonio industrial y ferroviario valenciano y Patrimonio histórico en el campo de la Ingeniería Civil (este último mérito fue otorgado por el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Comunidad Valenciana).

1.2. SITUACIÓN ACTUAL

El entorno en el que se ubica la pasarela objeto de este proyecto presenta unas características singulares dentro del paisaje mediterráneo. La posible realización de dicho proyecto ensalza la belleza paisajística y fomenta la realización de actividades lúdicas.

Además, enlaza una ruta de senderismo del municipio de Benissa en una tramo intermedio entre la población de Benissa y el final de la ruta.

Actualmente existe un proyecto en el Barranco de Santa Ana de un nuevo puente ferroviario para el tranvía (Línea 9 TRAM) situado aguas abajo del actual Puente del Quisi dado que dicha estructura está próxima a fallos derivados de la fatiga estructural y no es adecuado para la circulación del tranvía.

La realización de esta pasarela parte de un supuesto en el que no se realiza dicho proyecto y se mantiene la circulación por el actual Puente del Quisi, dotando a la zona de un mayor valor visual y estético, tanto como usuario de la pasarela, como usuario del tranvía.

1.3. DEFINICIÓN DEL PROYECTO

El objetivo general del trabajo en taller es realizar un diseño estructural y geotécnico adecuado a los condicionantes mencionados anteriormente. Se plantearán diversas tipologías estructurales tanto de la subestructura como de la infraestructura y se optará por aquella que cumpla con el carácter funcional y estético que reclama el entorno.

En cuanto al diseño de la pasarela, se desarrollarán diferentes alternativas, ya sea un puente viga o atirantado (con las variaciones pertinentes) y se escogerá la solución que cumpla los objetivos que se plantean alcanzar en este proyecto, es decir, que cumpla los estándares de economía, eficiencia y elegancia, sumado a una aceptación social importante.

El objetivo específico de este trabajo final de máster es el diseño geotécnico relacionado con la pasarela. Dependiendo de la solución conceptual y estructural adoptada y atendiendo a las características del terreno, se desarrollarán alternativas de cimentación (superficiales o profundas) que se adapten mejor a las solicitaciones del proyecto. Los estribos se plantearán de la forma que mejor se adapte a la estratificación del barranco evitando posibles deslizamientos o problemáticas de estabilidad, sin perder de vista el aspecto estético y de integración con la estructura y con el entorno.

2. SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

Como se ha descrito anteriormente, el emplazamiento de la obra será en el Barranco de Santa Ana, dentro del término municipal de Benissa, en la provincia de Alicante. Se puede observar en la Figura 3 una vista general de la zona de estudio, el Barranc del Quisi y las zonas cercanas, como: Benissa, la Senda Benissa-Ferrocarril y la Senda Molí del Quisi.



Figura 2.1. Situación del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia sobre imagen satélite de Google Earth

La pasarela se situará aguas arriba del mencionado Puente del Quisi, puente de ferrocarril de FGV y dispondrá de un trazado en planta curvo de un radio aproximado de 400 metros entre el estribo oeste (Punto A de la Figura 4) localizado en las coordenadas geográficas X=765 532.63; Y=4 287 432.09) y el estribo este (punto B de la figura 4) localizado en las coordenadas geográficas X=765 822.63; Y=4 287 405.87. La distancia entre estribos será de 298 metros. En la Figura 4 se observa el detalle de la localización del emplazamiento.



Figura 2.2. Emplazamiento de la Nueva Pasarela. Fuente: Google Earth

En cuanto al trazado en alzado, la estructura se tiene una rasante en ambos estribos de +130.00 m.s.n.m.

3. ACCESOS

Para acceder a la zona de realización del proyecto existen dos posibles caminos que desembocan en el barranco de Santa Ana.

En el estribo oeste (punto A), se encuentra la Senda Benissa-Ferrocarril que sigue un trazado paralelo al antiguo Trenet de la Marina y termina conectando la zona donde se realizaría la obra con la población costera de Calpe.

En el estribo este (punto B) la Senda Molí del Quisi, cuyo recorrido bordea el barranco de Santa Ana y llega hasta Benissa. Esta ruta, se puede apreciar en la siguiente figura (trazado naranja de la Figura 5). Hay que destacar que se caracteriza por un elevado interés cultural y natural de carácter Mediterráneo.

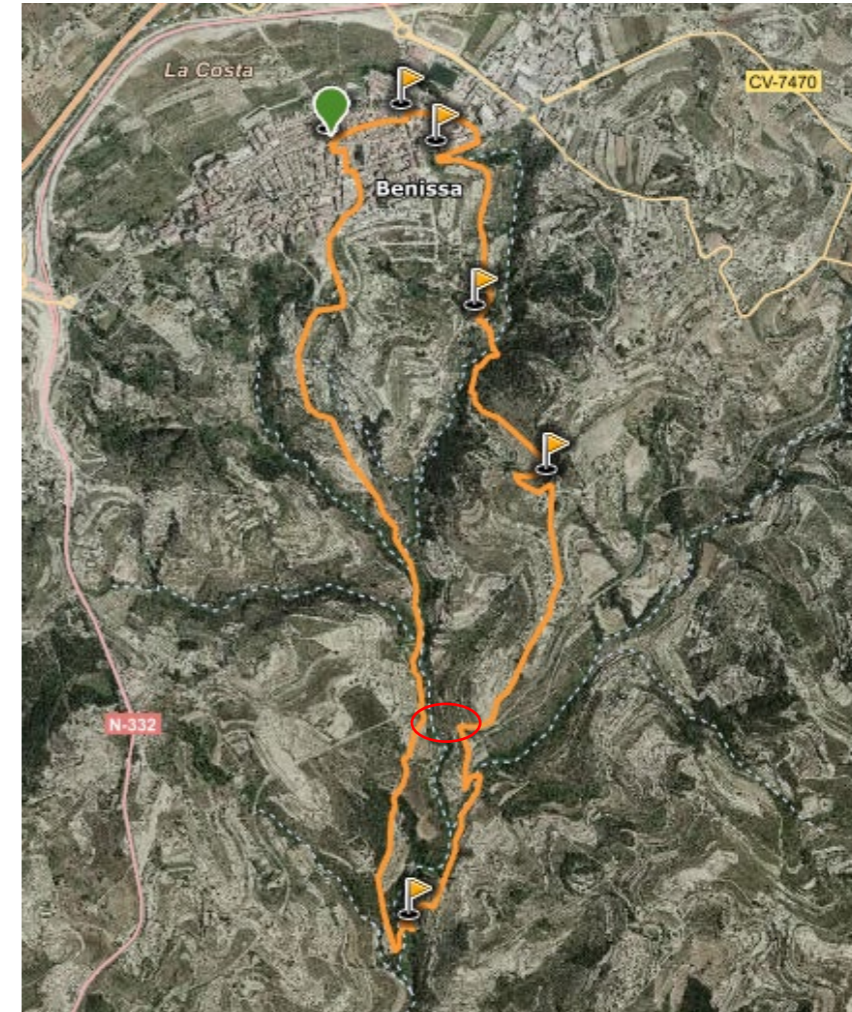


Figura 3.1. Senda Molí del Quisi (el óvalo rojo representa el emplazamiento de la nueva pasarela). Fuente: Benissa.net

4. DOCUMENTACIÓN GRÁFICA

Se muestran las fotografías de la zona de estudio del emplazamiento realizadas en las visitas de campo para observar el entorno en el que se ubica el proyecto y así poder valorar las alternativas de diseño más adecuadas que se adapten con los requerimientos funcionales y paisajísticos.

También se consigue con ello obtener una perspectiva global del área de influencia del proyecto.



Figura 4.1. Vista general del puente del Barranco del Quisi. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.2. Presencia de agua en el emplazamiento. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.3. Vista del Viaducto del Quisi aguas abajo. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.4. Situación de la zona de estudio aguas arriba del puente. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.5. Vista de la parte derecha del Viaducto del Quisi desde aguas abajo. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.7. Entorno del emplazamiento de la obra. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.6. Detalle de pilas con su cruz de San Andrés y del tablero con celosía tipo Pratt. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.8. Vista del puente desde aguas abajo, estribo este(derecha). Fuente: Elaboración propia



Figura 4.9. Vista del Viaducto del Quisi desde estribo este. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.11 Continuación del trazado de ferrocarril con el puente. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.10 Vista general de la zona de estudio donde se observa el tipo de suelo de tonos grises típico de esta zona. Fuente: Elaboración propia



Figura 4.12 Vista desde la entrada de la zona de trabajos del puente (estribo este), desde aguas arriba. Fuente: Elaboración propia



Anejo nº2:
Climatología e Hidrología



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ESTUDIO	3
2. ESTUDIO DE INUNDABILIDAD	3
3. CLIMATOLOGÍA	3
3.1. TEMPERATURAS	4
3.2. PLUVIOMETRÍA	4
3.3. ESTIMACIÓN DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS	5
3.3.1. P _{MAX} DIARIA MEDIANTE DISTRIBUCIÓN TIPO GUMBEL	5
3.3.2. P _{MAX} DIARIA MEDIANTE EL MÉTODO ESTADÍSTICO SQRT-ET _{máx}	6
4. HIDROLOGÍA	7
4.1. CUENCAS VERTIENTES	7
4.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE AVENIDA	7
4.2.1. OBTENCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA	7
4.2.2. DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN	7
4.2.3. DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA	8
4.2.4. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE REFERENCIA	9
4.3. ESTUDIO HIDRAÚLICO	9

Índice de Figuras

Figura 2.1. Cartografía de Inundaciones. La zona de estudio se marca mediante un óvalo rojo. Fuente: Gobierno de España (GeoPortal)	3
Figura 2.2. Cartografía de inundaciones según PATRICOVA. Fuente: Institut Cartogràfic Valencià	3
Figura 3.1. Gráfico de temperatura promedio en Benissa. Fuente: weatherspark.com	4
Figura 3.2. Insolación media anual y temperatura media anual en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana	4
Figura 3.3. Temperaturas máximas y mínimas absolutas en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana	4
Figura 3.4. Precipitación media y máxima absoluta anual en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana	5
Figura 3.5. Mapa de isóneas para la obtención de P _m y C _v (región 4-4). Fuente: Dirección General de Carreteras	6
Figura 4.1. Cuencas vertientes en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia	7
Figura 4.2. Mapa peninsular para la obtención de I ₁ /I _d . Fuente: CAUMAX	8
Figura 4.3. Mapa para obtención del coeficiente " β ", corrector del umbral de escorrentía P ₀ . Fuente: CEDEX	8

Figura 4.4. Usos del suelo para las cuencas de estudio. Fuente: CORINE Land Cover	9
Figura 4.5. Sección del estudio hidráulico del emplazamiento de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS)	10
Figura 4.6. Modelo de HEC-RAS del cauce a estudiar. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS)	10

Índice de Tablas

Tabla 1. Estación seleccionada para estimar la precipitación máxima diaria.	5
Tabla 2. Registro de precipitaciones máximas diarias (en mm) en estación Benissa-Convento, indicativo 8043.	5
Tabla 3. Valores de precipitación máxima diaria mediante Gumbel.	6
Tabla 4. Valores de precipitación máxima diaria mediante SQRT-ET _{max}	6
Tabla 5. Comparativa entre valores de precipitación máxima diaria asociada a distintos periodos de retorno mediante funciones Gumbel y SQRT-ET _{max}	7
Tabla 6. Precipitación máxima diaria escogida para periodo de retorno de 500 años.	7
Tabla 7. Parámetros geométricos de las cuencas.	8
Tabla 8. Intensidad media de precipitación para un periodo de retorno de 500 años.	8
Tabla 9. Cálculo del coeficiente de escorrentía para las cuencas de estudio.	9
Tabla 10. Tabla resumen para la obtención del caudal de avenida total.	9

1. OBJETO DEL ESTUDIO

El objeto del presente anejo es determinar el comportamiento climatológico e hidráulico del cauce que transcurre por el barranco de Santa Ana.

Se analizarán las condiciones de temperatura y precipitaciones del entorno para valorar las posibles soluciones en cuanto al diseño de secciones, pendientes, desagües y materiales empleados en la estructura.

Para el análisis hidrológico se modelará mediante el software HEC-RAS el caudal que fluye por el cauce para distintos periodos de retorno lo que permitirá analizar la influencia de la ubicación de los elementos de la nueva pasarela y su posible afección aguas abajo.

2. ESTUDIO DE INUNDABILIDAD

Antes de realizar la caracterización climática e hidrológica, se analiza la cartografía de riesgo por inundación del entorno de la obra empleando dos visores web públicos.

- **Cartografía de Zonas Inundables del Ministerio (GeoPortal)**

Este visor web proporcionado por los Ministerios de Agricultura, Pesca y Alimentación y por el de Transición Ecológica y el Reto Demográfico muestra la cartografía de Benissa y alrededores.

Se puede comprobar, tal y como se observa en la Figura 2.1 que, para un periodo de retorno de 500 años, no existe riesgo alguno de inundación (lo mismo para 100 y 10 años).

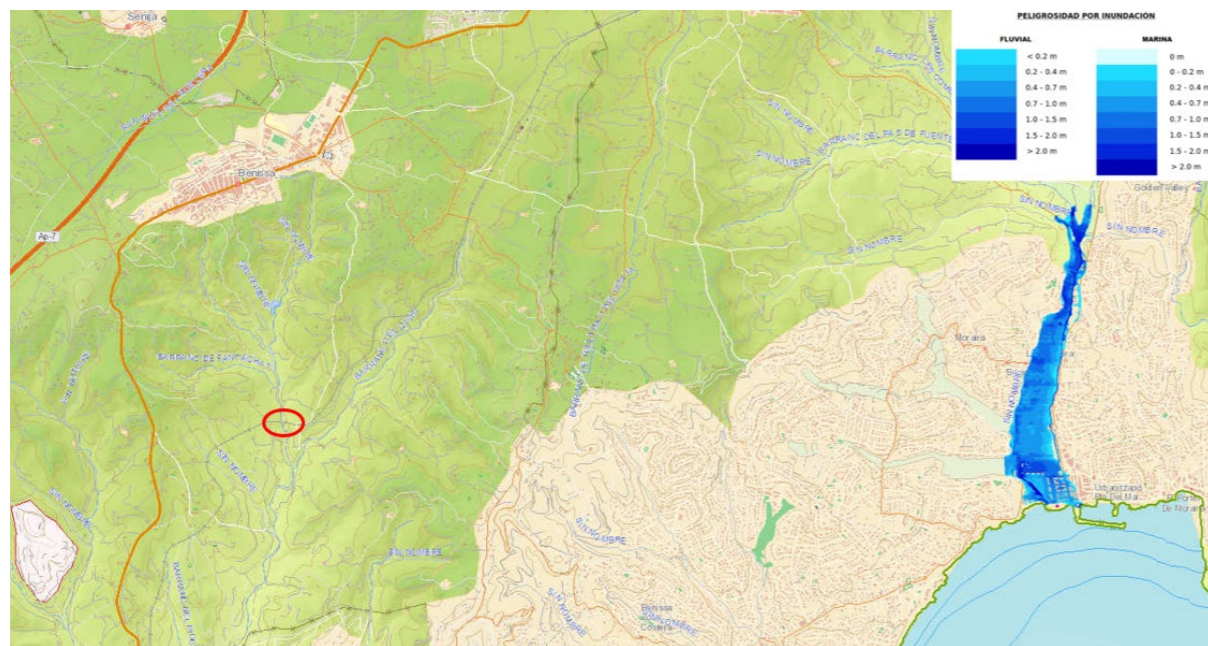


Figura 2.1. Cartografía de Inundaciones. La zona de estudio se marca mediante un óvalo rojo. Fuente: Gobierno de España (GeoPortal)

- **Institut Cartogràfic Valencià (PATRICOVA)**

Este visor facilitado por la Conselleria de Política Territorial, Obras Públicas y Movilidad proporciona la peligrosidad de la comarca de la Marina Alta en Alicante, zona donde se encuentra situado el emplazamiento de la obra.

En el visor se ha seleccionado la peligrosidad asociada a distintos periodos de retorno (25, 100 y 500 años) y con ello se ha comprobado que no existe riesgo alguno de inundación en el municipio de Benissa, al igual que en el visor anterior. Solo existe agua debajo de la zona en estudio, como se puede ver en la figura adjunta (marcada con un punto rojo), la peligrosidad geomorfológica, la cual va haciéndose más notable según el cauce se va acercando a la desembocadura. Esto indica que sí que va a existir una erosión producida por el caudal (estacional) circulante por el cauce.



Figura 2.2. Cartografía de inundaciones según PATRICOVA. Fuente: Institut Cartogràfic Valencià

3. CLIMATOLOGÍA

En el municipio de Benissa existen diferentes condicionantes que afectan al clima de la zona. La situación geográfica de la población con 250 m.s.n.m., mientras que en la zona de estudio se encuentra oscilando los 130 m.s.n.m., esto sitúa el emplazamiento de la pasarela en la zona de confluencia de todos los cauces que componen la cuenca de estudio.

Dada su proximidad al Mar Mediterráneo, tiene asociado un clima que se caracteriza por veranos cálidos, bochornosos, secos y con escasas precipitaciones. Mientras que los inviernos se caracterizan por ser fríos, parcialmente nublados, ventosos y, cada vez más frecuentes, las precipitaciones extremas.

3.1. TEMPERATURAS

Debido a la situación geográfica del municipio, las temperatura no alcanzan valores excesivamente extremos, teniendo una media de 27°C en el mes más caluroso y de 7°C en el mes más frío. En la Figura 3.1 se adjunta una gráfica de temperatura media en el municipio de Benissa en el que se puede observar las fechas de cambios de temporada fresca, calurosa y templada.

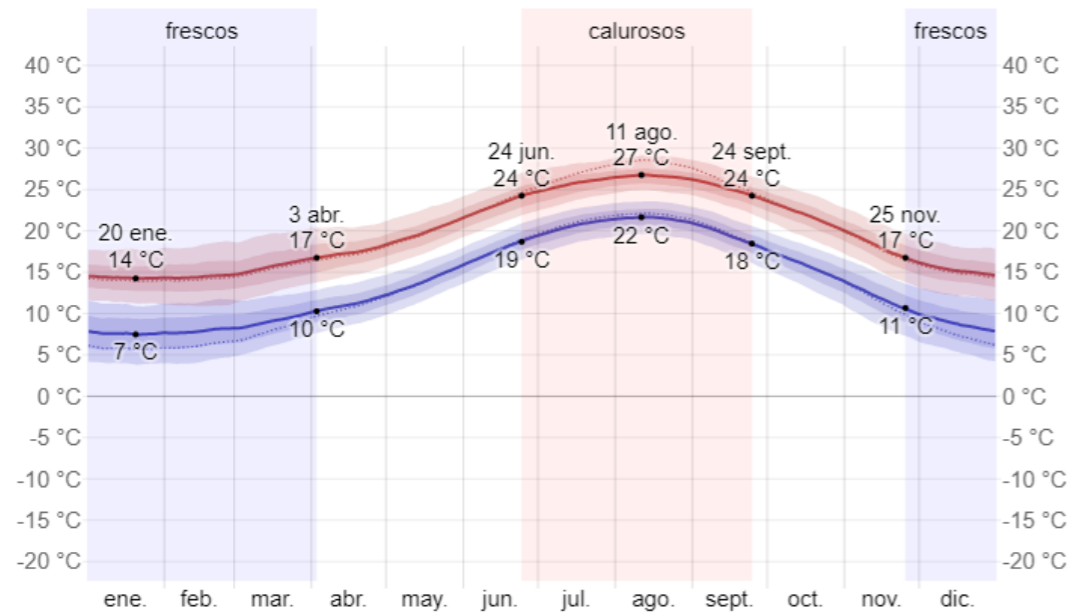


Figura 3.1. Gráfico de temperatura promedio en Benissa. Fuente: weatherspark.com

En esta zona una de las características más destacada es la insolación, es sabido que la provincia de Alicante una de las provincias españolas con mayor grado de insolación media anual. Por ello, Benissa, al encontrarse en el segundo mayor intervalo de insolación (ver Figura 4), cuenta con una insolación media anual oscilante entre 2900 y 3000 horas. Este factor es uno de los condicionantes que proporcionan a Benissa el régimen de temperaturas que se puede observar en la Figura 3.2.

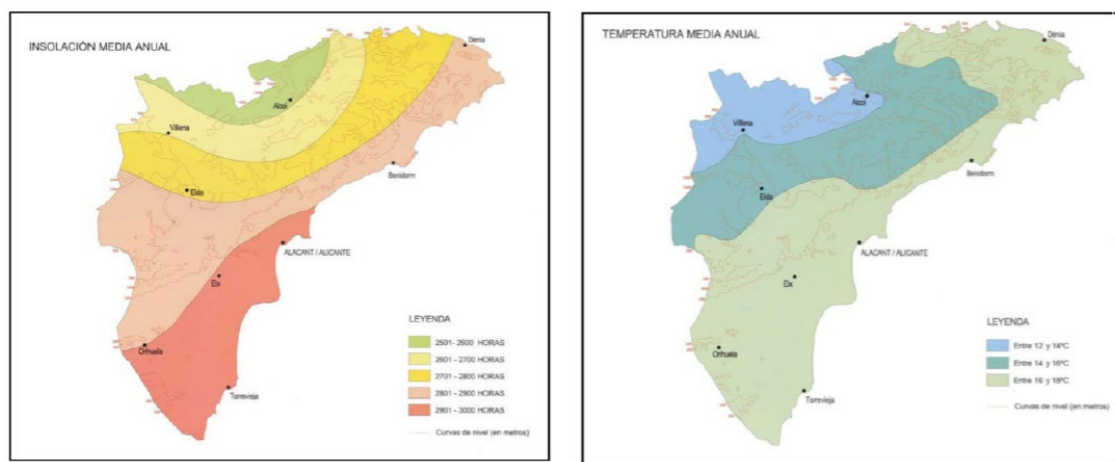


Figura 3.2. Insolación media anual y temperatura media anual en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana

En cuanto a las temperaturas máximas absolutas históricas, tomando como fuente el Atlas climático de la Comunidad Valenciana, se comprueba que la zona ha presentado unos valores extremos de 41°C el día más caluroso y de -6°C el día más frío, esto se observa en la Figura 3.3. Estos valores se deben tener en cuenta en el cálculo estructural tal y como contempla la normativa vigente para las comprobaciones de ELU y ELS.

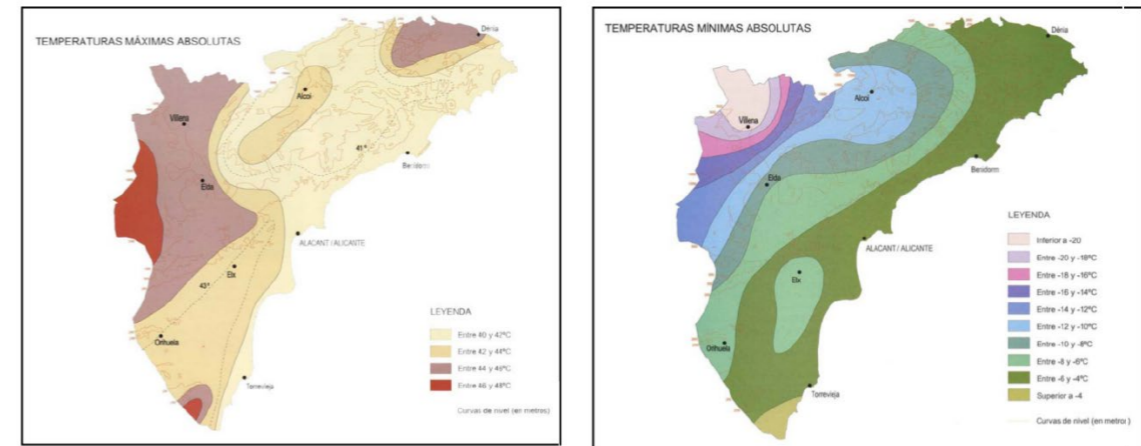


Figura 3.3. Temperaturas máximas y mínimas absolutas en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana

3.2. PLUVIOMETRÍA

Respecto a la tipología y al régimen de precipitaciones, Benissa forma parte del sector meridional de la provincia de Alicante, caracterizado por una notable escasez de lluvias. Los valores anuales medios de precipitación oscilan entre los 300 y 350 mm. Son muy poco frecuentes las precipitaciones en forma de granizo, siendo menos comunes que las anteriores las precipitaciones en forma de nieve. Las precipitaciones máximas anuales se concentran en las estaciones de primavera y otoño, mientras que los mínimos se producen en invierno y verano.

Teniendo en cuenta la estacionalidad sumada a una intensidad no muy alta de lluvia, es importante disponer de un diseño adecuado de las infraestructuras para que no sean afectadas por el agua.

Por otro lado, el fenómeno denominado DANA (Depresión Atmosférica aislada en Niveles Altos) comúnmente conocido en la zona como "gota fría" es un evento meteorológico en el que se concentra una elevada cantidad de precipitación en un periodo muy corto de tiempo (24 horas). Estos episodios se han visto incrementados en la última década con el cambio climático y suponen una problemática adicional a tener en cuenta en el diseño de las infraestructuras. En la Figura 3.4 se indican las precipitaciones medias y máximas anuales en la provincia de Alicante relativas a este fenómeno.

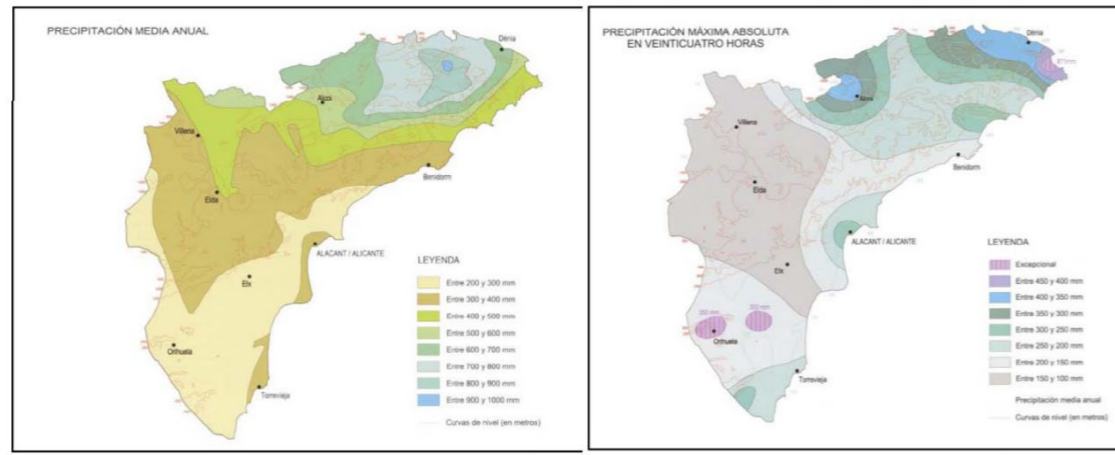


Figura 3.4. Precipitación media y máxima absoluta anual en Alicante. Fuente: Atlas climático de la Comunidad Valenciana

Se observa una precipitación media anual entre 500 y 600 mm, la precipitación máxima absoluta asociada a la “gota fría” oscila entre 250 y 200 mm en 24 horas.

3.3. ESTIMACIÓN DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS

Para el desarrollo de este anejo se procede a obtener las precipitaciones máximas diarias en las cuencas estudiadas para posteriormente implementarlo en el modelo hidrológico de cálculo de afecciones de la pasarela al cauce existente del barranco. Se analiza con diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 años), siendo estos los normalizados para este tipo de estudios.

La estación pluviométrica de la cual se han extraído los datos para la estimación de las precipitaciones ha sido la de Benissa-Convento (indicativo 8043) que se muestra a continuación.

Tabla 1. Estación seleccionada para estimar la precipitación máxima diaria.

Indicativo	Nombre de la estación	Longitud	Latitud	Altitud (m.s.n.m)	Coordenada "X"	Coordenada "Y"
8043	Benissa-Convento	00° 02' 32" E	38° 43' 09"	210	758157	4877864

Los registros que proporciona la estación Benissa-Convento datan de 1943 hasta 1999 con una casi total continuidad. Las precipitaciones diarias máximas que se indican en la Tabla 2 tienen como unidades mm/día, computando un día como 24 horas. Esto no quiere representar que las precipitaciones máximas diarias que se hayan dado en un año correspondan a las 24 horas del día, sino a un intervalo de tiempo comprendido en ese día.

Tabla 2. Registro de precipitaciones máximas diarias (en mm) en estación Benissa-Convento, indicativo 8043.

Año	Pd. Max	Año	Pd. Max
1943	146.0	1983	65.0
1944	116.0	1984	55.0
1949	84.0	1985	107.0
1955	99.0	1986	176.0
1969	123.0	1987	120.0
1970	36.2	1988	200.0
1971	249.0	1989	88.0
1972	52.0	1990	69.4
1973	146.0	1991	64.2
1974	46.0	1992	134.0
1975	64.0	1993	103.0
1976	47.0	1994	82.0
1977	61.0	1995	73.4
1978	85.0	1996	85.0
1979	43.0	1997	120.5
1980	95.0	1998	76.1
1981	49.0	1999	71.8
1982	55.0		

Se emplearán los dos ajustes de las series pluviométricas más empleados en la península, la función de distribución tipo Gumbel y la SQRT-ETmáx.

3.3.1. P_{MAX} DIARIA MEDIANTE DISTRIBUCIÓN TIPO GUMBEL

Los periodos de retorno contemplados son 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años y la función de distribución de probabilidad Gumbel se define de la siguiente forma.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde “α” y “β” son parámetros que, según las indicaciones de Aparicio Mijares (1989) se definen de la siguiente manera para muestras relativamente pequeñas (100 registros o menos).

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{s}; \beta = s - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Se obtienen a continuación los valores de las expresiones anteriores. Para las expresiones σ_y y μ_y se recurrirá al libro “Cálculo de caudales en las redes de saneamiento” de Fernando Catalá Moreno (1990) en el cual se muestra una tabla que, dependiendo del número de registros, asigna valores a las expresiones necesarias para obtener “α” y “β”. En este caso concreto los valores son:

$$N = 35; \sigma_y = 1.1285; \mu_y = 0.5403$$

La desviación típica se obtiene mediante una hoja de cálculo usando la función DESVEST.M para toda la muestra.

$$s = 47.05$$

Finalmente se calculan los valores “ α ” y “ β ” con los parámetros obtenidos.

$$\alpha = \frac{1.1285}{47.05} = 0.0239 ; \beta = 47.05 - \frac{0.5403}{0.0239} = 24.4433$$

Para finalizar, se calcula la precipitación máxima diaria mediante la función de distribución Gumbel que responde a la siguiente expresión.

$$P_{m\acute{a}x}(T) = \beta - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Tabla 3. Valores de precipitación máxima diaria mediante Gumbel.

Periodo de retorno (T)	Pmax (Gumbel)	Prob max de excedencia
2	39.7	0.5
5	87.0	0.8
10	118.3	0.9
25	157.8	0.96
50	187.1	0.98
100	216.2	0.99
500	283.5	0.998

3.3.2. P_{MAX} DIARIA MEDIANTE EL MÉTODO ESTADÍSTICO SQRT-ET_{máx}

Contemplando los mismos periodos de retorno para el ajuste Gumbel, se procede a realizar el ajuste por el método estadístico más extendido en la península (SQRT-ETmax). Para ello se emplea la publicación de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular” (1999).

En este documento se proporcionan mapas zonales de España del que se puede obtener los dos parámetros necesarios para la obtención de la precipitación máxima diaria en la zona de estos (el coeficiente de variación “Cv” y Precipitación media “Pm”). En este caso concreto estos parámetros toman los siguientes valores:

$$Pm \approx 90 ; C_v = 0.51$$

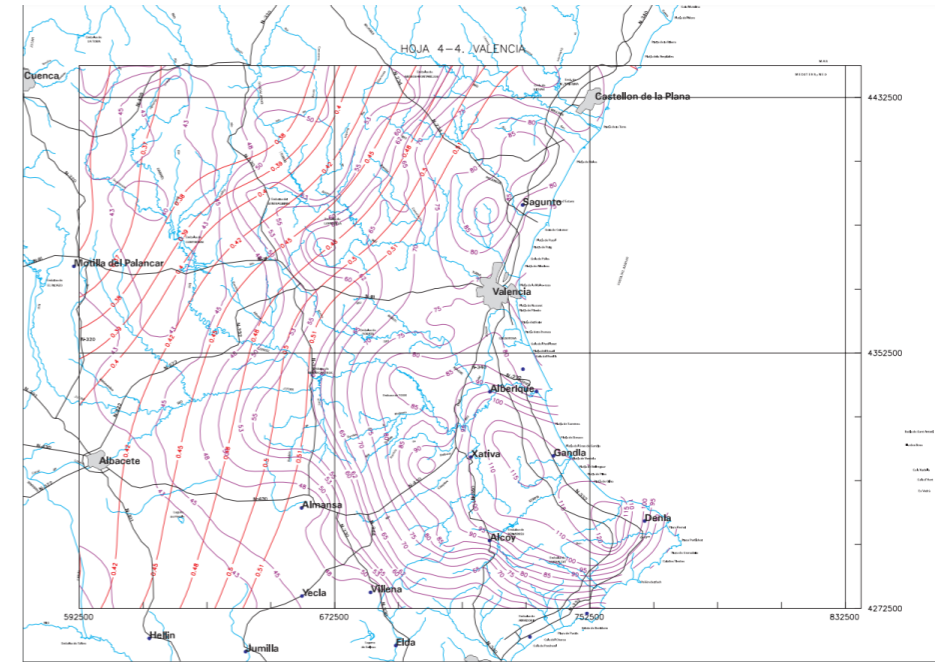


Figura 3.5. Mapa de isolíneas para la obtención de Pm y Cv (región 4-4). Fuente: Dirección General de Carreteras

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (en adelante CEDEX) desarrolló una aplicación haciendo uso de la publicación citada anteriormente para calcular en una localización cualquiera la precipitación máxima diaria a partir de las coordenadas UTM, y el periodo de retorno (además del “Cv” y “Pm”, de sencilla obtención en la publicación de la DGC).

Los valores de precipitación máxima diaria mediante un ajuste SQRT-ETmax se han obtenido a partir de la herramienta STORM (esta herramienta deriva de MAXPLU, la aplicación desarrollada a partir de la publicación de “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”).

Las coordenadas UTM serán las coincidentes con la estación Benissa-Convento para analizar posteriormente en conjunto los valores obtenidos mediante el ajuste Gumbel y SQRT-ETmax.

El valor de precipitación media obtenido según la publicación “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular” dista del valor empleado para el ajuste mediante SQRT-ETmax, siendo el valor seleccionado el actualizado de 2022 (existen más de 20 años de diferencia entre los valores).

Tabla 4. Valores de precipitación máxima diaria mediante SQRT-ETmax.

UTMx	UTMy	T.Coord	T	Pmedia	Cv	Pmax(SQRT-Etmax)
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	2	112	0.518	98.3
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	5	112	0.518	146.4
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	10	112	0.518	182.7
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	25	112	0.518	233.6
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	50	112	0.518	274.9
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	100	112	0.518	319.0
00° 02' 32" E	38° 43' 09" N	GMS	500	112	0.518	432.2

Los valores obtenidos mediante este método estadístico son muy superiores al obtenido mediante el ajuste Gumbel, por tanto, se emplearán los resultados de precipitación máxima diaria en la zona de

estudio obtenidos mediante el método SQRT-ETmax para el modelo hidrológico de las afecciones del proyecto al cauce existente.

Tabla 5. Comparativa entre valores de precipitación máxima diaria asociada a distintos periodos de retorno mediante funciones Gumbel y SQRT-ETmax.

T (años)	Pmax (Gumbel)	Pmax(SQRT-ETmax)
2	39.7	98.3
5	87.0	146.4
10	118.3	182.7
25	157.8	233.6
50	187.1	274.9
100	216.2	319.0
500	283.5	432.2

4. HIDROLOGÍA

En este apartado se establecerán las cuencas vertientes en la zona de estudio para posteriormente obtener el caudal y los parámetros necesarios para la implementación en el modelado de las cuencas en el software HECRAS. Este modelo permitirá analizar la afección de las estructuras derivadas del proyecto a realizar al cauce natural del Barranco de Santa Ana.

4.1. CUENCAS VERTIENTES

Para la delimitación de las cuencas se ha empleado el modelo digital de elevaciones LIDAR del Instituto Geográfico Nacional adoptando una resolución de 5 m. La delineación se ha realizado mediante la herramienta ArcGIS (ArchHidro Tools). Las cuencas obtenidas se muestran en la Figura 4.1.

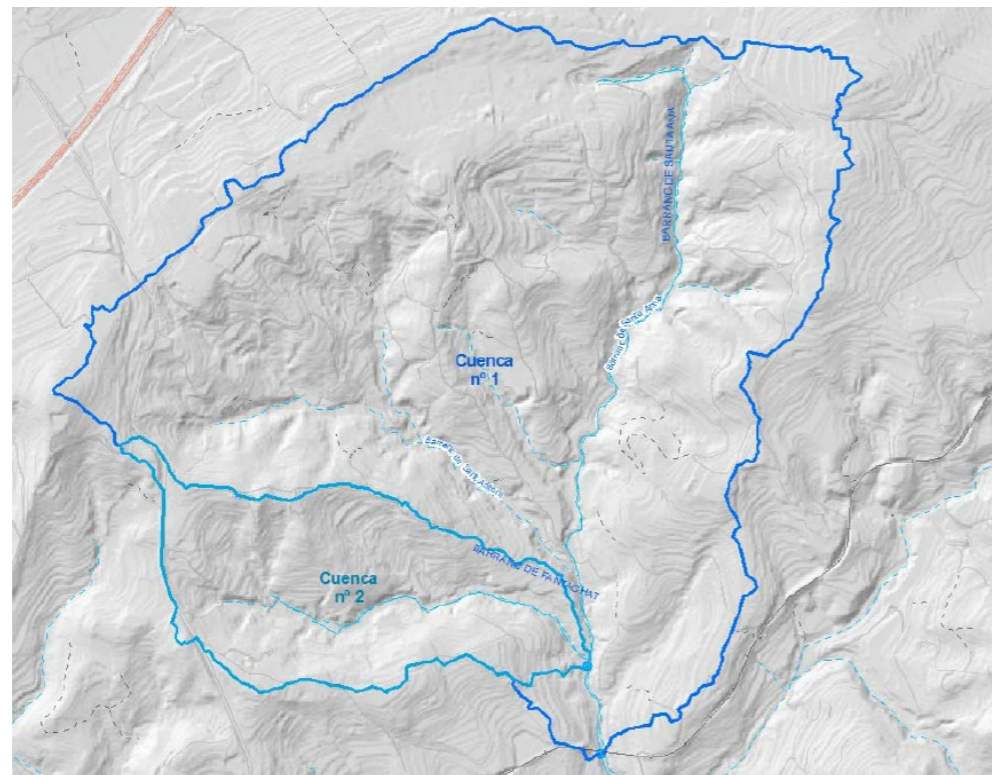


Figura 4.1. Cuencas vertientes en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia

La cuenca 1 corresponde a la principal, es decir, la del Barranco de Santa Ana. La cuenca 2 corresponde al Barranco de Fantachat, cuyo punto de desagüe está situado aguas arriba de la localización del proyecto.

4.2. CÁLCULO DEL CAUDAL DE AVENIDA

Se calcula en este apartado los parámetros necesarios para modelar posteriormente las posibles afecciones del cauce para un periodo de retorno de 500 años. Se empleará el Método Racional, en concreto la modificación de Témez (Modelo de Témez, 1991) cuyo rango de aplicación son cuencas de superficie inferior a 3000 km².

Este modelo supone que el caudal máximo de salida es el que se genera por la precipitación con una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, siendo T_c el tiempo que tarda el agua en llegar desde donde precipita a la sección de salida de la cuenca por escorrentía directa.

El esquema a seguir en este apartado del Método Racional es el siguiente:

- Obtención de la precipitación máxima diaria
- Determinación de la intensidad media de precipitación “I_t”
- Determinación de los coeficientes de escorrentía
- Obtención de los caudales de referencia

4.2.1. OBTENCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA

Este parámetro ya se ha obtenido en el apartado 3.3.2 del presente anejo a partir de diferentes series y métodos estadísticos. Se ha optado por escoger los valores máximos asociados a cada periodo de retorno, coincidiendo todos con los obtenidos mediante el ajuste SQRT-ETmax. El valor necesario para los posteriores cálculo es la precipitación diaria máxima para un periodo de retorno de 500 años.

Tabla 6. Precipitación máxima diaria escogida para periodo de retorno de 500 años.

T (años)	Pmax(mm/día)
500	432.2

4.2.2. DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD MEDIA DE PRECIPITACIÓN

Las fórmulas necesarias para determinar la intensidad media de precipitación (I_t) y el tiempo de concentración (T_c) se muestra a continuación.

$$\frac{I_t}{I_c} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1}-t^{0.1}}{28^{0.1}-1}}$$

Se obtiene las expresiones necesarias para poder obtener “I_t”.

$$I_c = \frac{Pd}{24}$$

La incógnita I_1 se calcula de la relación entre I_d/I_1 que se presenta en el mapa de isolíneas de la Figura 4.2, realizado por la aplicación Mapa de Caudales Máximos. De ahí se obtiene:

$$\frac{I_1}{I_d} = 11$$

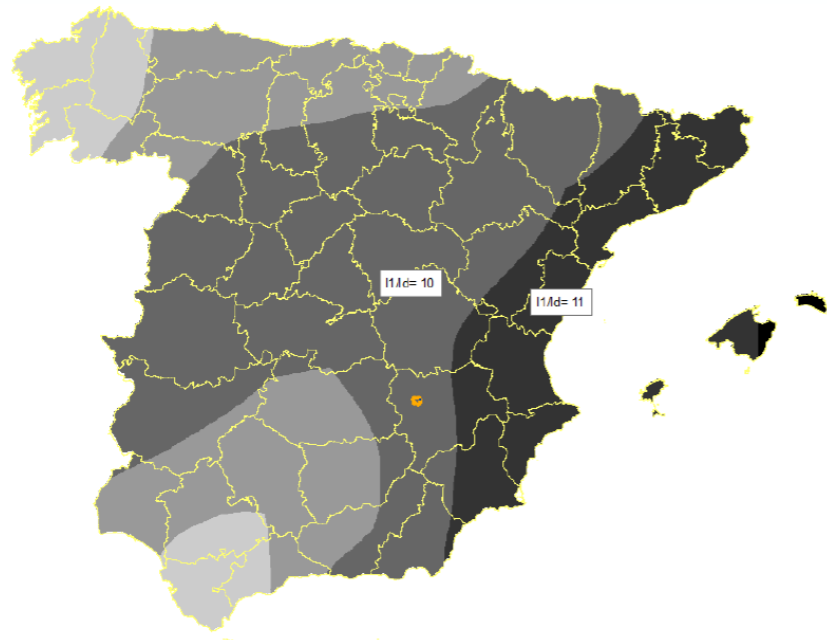


Figura 4.2. Mapa peninsular para la obtención de I_1/I_d . Fuente: CAUMAX

El último parámetro a obtener es el tiempo de concentración de la cuenca, que se define según la siguiente fórmula:

$$t = 0.3 \cdot \left[\left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \right]$$

Siendo "L" la longitud lineal de la cuenca y "J" la longitud lineal de la cuenca dividido por la diferencia de altura.

$$J = \frac{L_R}{\Delta H}$$

Las tablas 7 y 8 presentan los valores definitivos calculados con la formulación anteriormente mostrada.

Tabla 7. Parámetros geométricos de las cuencas.

	Hmax (m)	Hmin (m)	ΔH (m)	Lc (km)	J (m/m)
Cuenca 1	223	94.10	129	2.75	0.047
Cuenca 2	241	97.95	143	1.47	0.097

Tabla 8. Intensidad media de precipitación para un periodo de retorno de 500 años.

	Pd (mm)	Ic (mm/h)	I1/I_d	tc (h)	It (mm/h)
Cuenca 1	432.2	18.0	11	1.16	154.71
Cuenca 2				0.63	224.82

4.2.3. DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

La fórmula que define el coeficiente de escorrentía es la siguiente.

$$C = \frac{\left(\frac{P_d}{P_0} - 1 \right) \cdot \left(\frac{P_d}{P_0} + 23 \right)}{\left(\frac{P_d}{P_0} + 11 \right)}$$

Primeramente, se obtiene el coeficiente corrector del umbral de escorrentía "β" que ha sido definido por el CEDEX (Figura 10). El rango que proporciona el mapa para el coeficiente es de 2 a 2.519, para este trabajo se adopta 2.5 al ser más desfavorable.

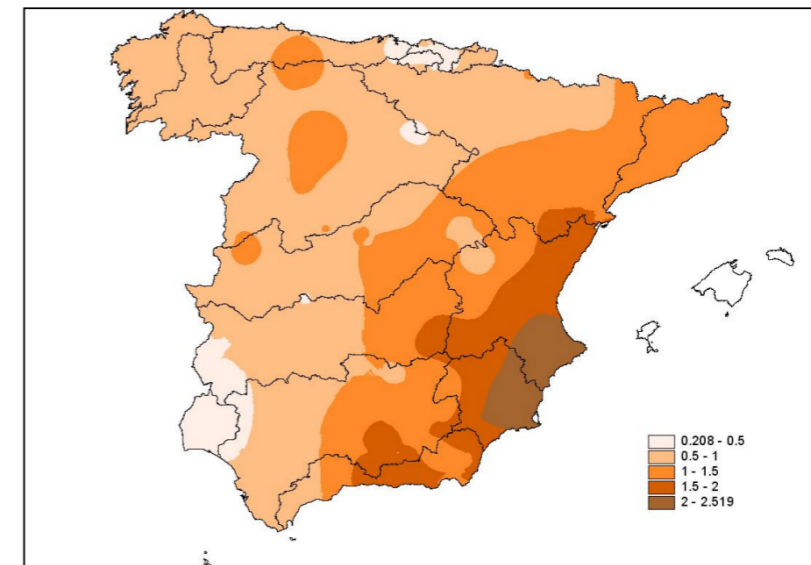


Figura 4.3. Mapa para obtención del coeficiente "β", corrector del umbral de escorrentía P_0 . Fuente: CEDEX

Los valores de los umbrales de escorrentía P_0 vienen dado por el "CORINE Land Cover", que es una base de datos de la Unión Europea donde se definen los usos del suelo de cada región. Empleando ArcGIS con el modelado digital de la cuencas de estudio se ha superpuesto el mapa de usos del suelo del CORINE (CLC2000) para obtener la Figura 4.4.

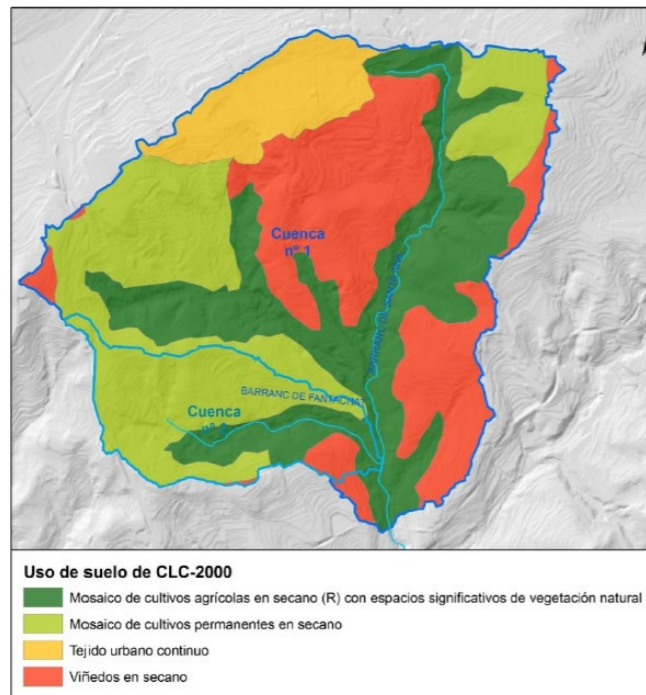


Figura 4.4. Usos del suelo para las cuencas de estudio. Fuente: CORINE Land Cover

La litología de la zona de estudio presenta una presencia homogénea de margas, calizas y margocalizas. Según la 5.2-IC (Instrucción de carreteras nacional de drenaje superficial) este tipo de terreno corresponde al grupo C, considerando su drenaje “imperfecto” (tabla 2.4 de la 5.2-IC).

La tabla 9 resume los valores que se han determinado, diferenciando usos del suelo, superficie del mismo y umbrales de escorrentía, para finalmente obtener los coeficientes de escorrentía de cada cuenca.

Tabla 9. Cálculo del coeficiente de escorrentía para las cuencas de estudio.

Código	Cuenca 1	Superficie (Has)	Po	Po corr	C (T=500 años)
24212	Mosaico de cultivos permanentes en secano >3%	78.8	15	37.5	0.669
22110	Viñedos en secano >3%	109.4	15	37.5	0.669
11100	Tejido urbano continuo	37.5	1	2.5	0.994
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano con espacios significativos de vegetación natural >3%	109.7	9	22.5	0.809
Promedio					0.785

*Siendo Po corr= Po · β

Código	Cuenca 2	Superficie (Has)	Po	Po corr	C (T=500 años)
24212	Mosaico de cultivos permanentes en secano >3%	47.2	15	37.5	0.669
22110	Viñedos en secano >3%	4.4	15	37.5	0.669
24310	Mosaico de cultivos agrícolas en secano con espacios significativos de vegetación natural >3%	17.79	9	22.5	0.809
Promedio					0.716

4.2.4. OBTENCIÓN DE LOS CAUDALES DE REFERENCIA

Una vez calculadas las expresiones que intervienen en la formulación del caudal de avenida para ambas cuencas, se procede a aplicar la siguiente expresión.

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{3.60} \cdot K$$

El coeficiente corrector “K” de Témez se obtiene a partir del tiempo de concentración, anteriormente determinado.

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

La tabla 10 muestra un resumen final con todos los parámetros que intervienen en el cálculo del caudal de avenida total de referencia.

Tabla 10. Tabla resumen para la obtención del caudal de avenida total.

	A (km2)	Lc (km)	ΔH (m)	J(m/m)	Pd (mm)	It (mm/h)	C500	K	Q500 (m3/s)
Cuenca 1	3.3	2.75	129	0.047	432.2	154.71	0.785	1.08	120.27
Cuenca 2	0.69	1.47	143	0.097	432.2	224.82	0.716	1.04	32.07
TOTAL									152.34

4.3. ESTUDIO HIDRAÚLICO

Se ha realizado un modelo sencillo en el software HEC-RAS 6.3.1 desarrollado por el cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos. Este programa permite simular como puede afectar el agua a estribos, pilas o torres de puentes (entre otras funcionalidades).

En este caso se ha simulado el cauce con los parámetros obtenidos en este Anejo, y se ha ubicado la sección del Pont del Quisi. Posteriormente se ha definido la sección donde se ubica la pasarela y se ha obtenido la cota de la avenida con periodo de retorno de 500 años.

La obtención del Q₅₀₀ en caso de superar los puntos donde se desea ubicar una pila, se deberá diseñar en consecuencia para evitar socavación o en colapso total del puente.

Se muestra a continuación la sección con la cota de la avenida de 500 años y el modelo competo de secciones transversales con el cauce del barranco.

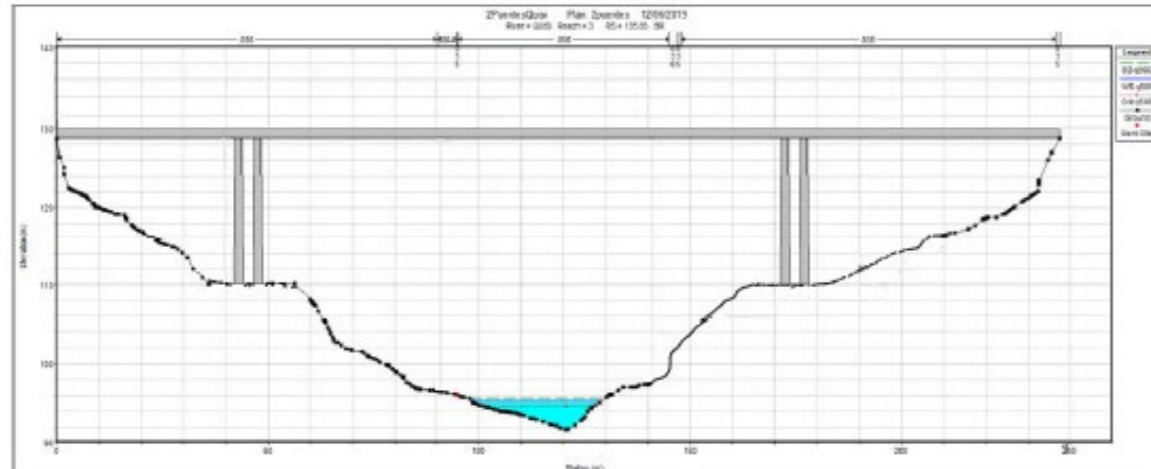


Figura 4.5. Sección del estudio hidráulico del emplazamiento de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS)

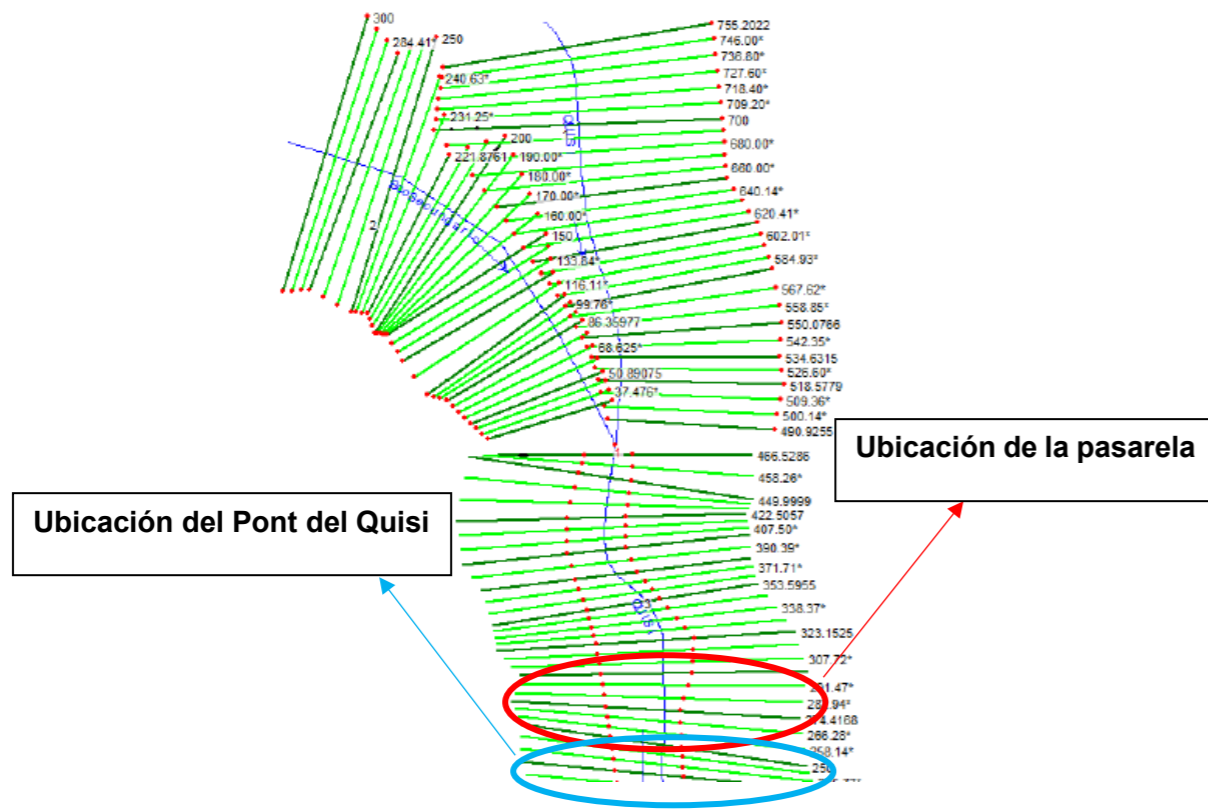


Figura 4.6. Modelo de HEC-RAS del cauce a estudiar. Fuente: Elaboración Propia (HEC-RAS)



Anejo nº3:
Cartografía y Topografía



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ESTUDIO	3
2. SITUACIÓN DE LA OBRA	3
3. PLANOS DEL EMPLAZAMIENTO	3

Índice de Figuras

Figura 2.1. Mapa de España, situación de la obra. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)	3
Figura 3.1. Cartografía de Benissa. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)	3
Figura 3.2. Cartografía de Barranco de Santa Ana (ubicación de la obra). Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix).....	3
Figura 3.3. Topografía de la ubicación de la obra con curvas de nivel. Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD).....	4
Figura 3.4. Perfiles del terreno y elevación de la nueva pasarela (perfil superior) y del Puente del Quisi (perfil inferior). Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD).....	4

1. OBJETO DEL ESTUDIO

La finalidad del presente anejo es describir aquellos elementos topográficos y cartográficos que han sido necesarios para llevar a cabo el desarrollo del presente estudio. En particular y principalmente han resultado de ayuda para aquellos relacionados con el replanteo, conexiones entre los caminos existentes con la pasarela y ubicación de la cota de cimentación.

No se han desarrollado por razones obvias, levantamientos topográficos, implantación de bases de replanteo, estaquillado del eje u otros trabajos que puedan servir para complementar la topografía y detallar zonas especiales.

Para este estudio se han empleado la topografía del terreno en AutoCAD proporcionada por Salvador Monleón Cremades. Con este archivo se obtienen las curvas de nivel de la zona de obra, así como los perfiles del Puente de Quisi de ferrocarril y la nueva pasarela objeto de este proyecto. Con el IberPix, un visor web del Instituto Geográfico Nacional, se completa la cartografía del municipio de Benissa, las edificaciones próximas, los caminos y las pedanías.

Los planos detallados de la topografía y situación se adjuntan el Documento nº2: Planos.

2. SITUACIÓN DE LA OBRA

La obra se ubicará en el Barranco de Santa Ana, en el municipio de Benissa (Alicante, Comunidad Valenciana) la siguiente figura(Figura 2.1) muestra la situación general del emplazamiento (círculo rojo).



Figura 2.1. Mapa de España, situación de la obra. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)

3. PLANOS DEL EMPLAZAMIENTO

En las tres siguientes figuras, (Figura 3.1, 3.2 y 3.3) se puede observar la cartografía de la zona de estudio. En la primera de ellas se representa una cartografía general de la zona, con una mayor área, donde se puede ver desde la ubicación del emplazamiento y al norte la ciudad de Benissa. Todo el territorio tiene una orografía homogénea, siendo escasas las zonas llanas y predominando las pendientes, barrancos y zonas geológicamente accidentadas. En cuanto a la segunda y tercera figura, hace referencia a la zona de estudio, se observa que se cumplen las características mencionadas anteriormente. Los óvalos rojos corresponden al Puente del Quisi y el entorno en el que se ubica.

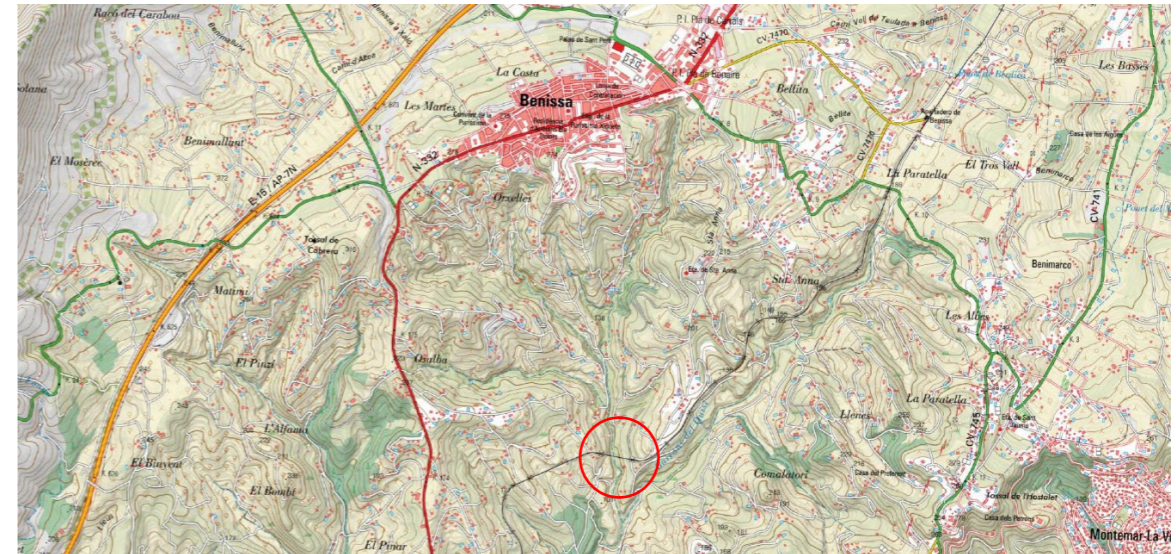


Figura 3.1. Cartografía de Benissa. Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)

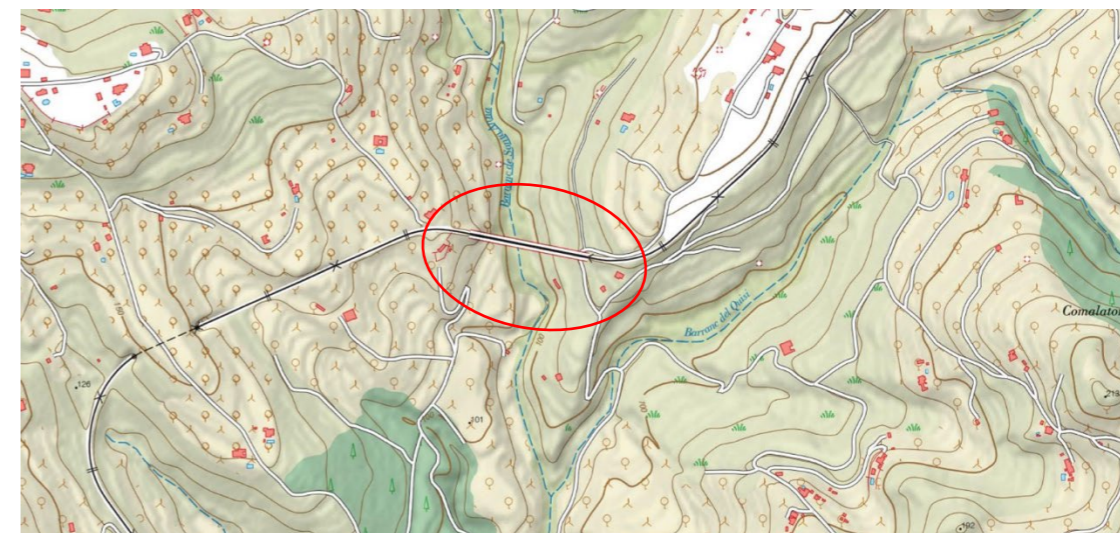


Figura 3.2. Cartografía de Barranco de Santa Ana (ubicación de la obra). Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IberPix)

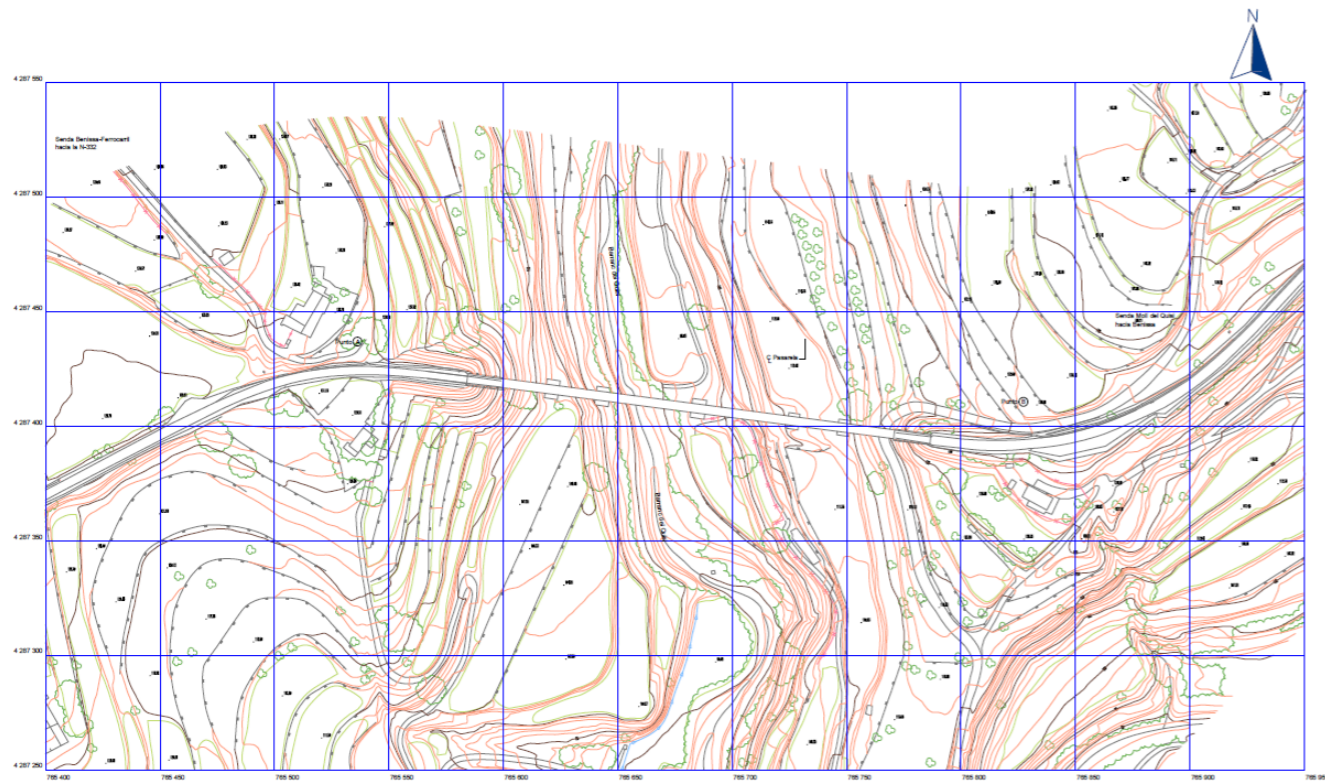


Figura 3.3. Topografía de la ubicación de la obra con curvas de nivel. Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)

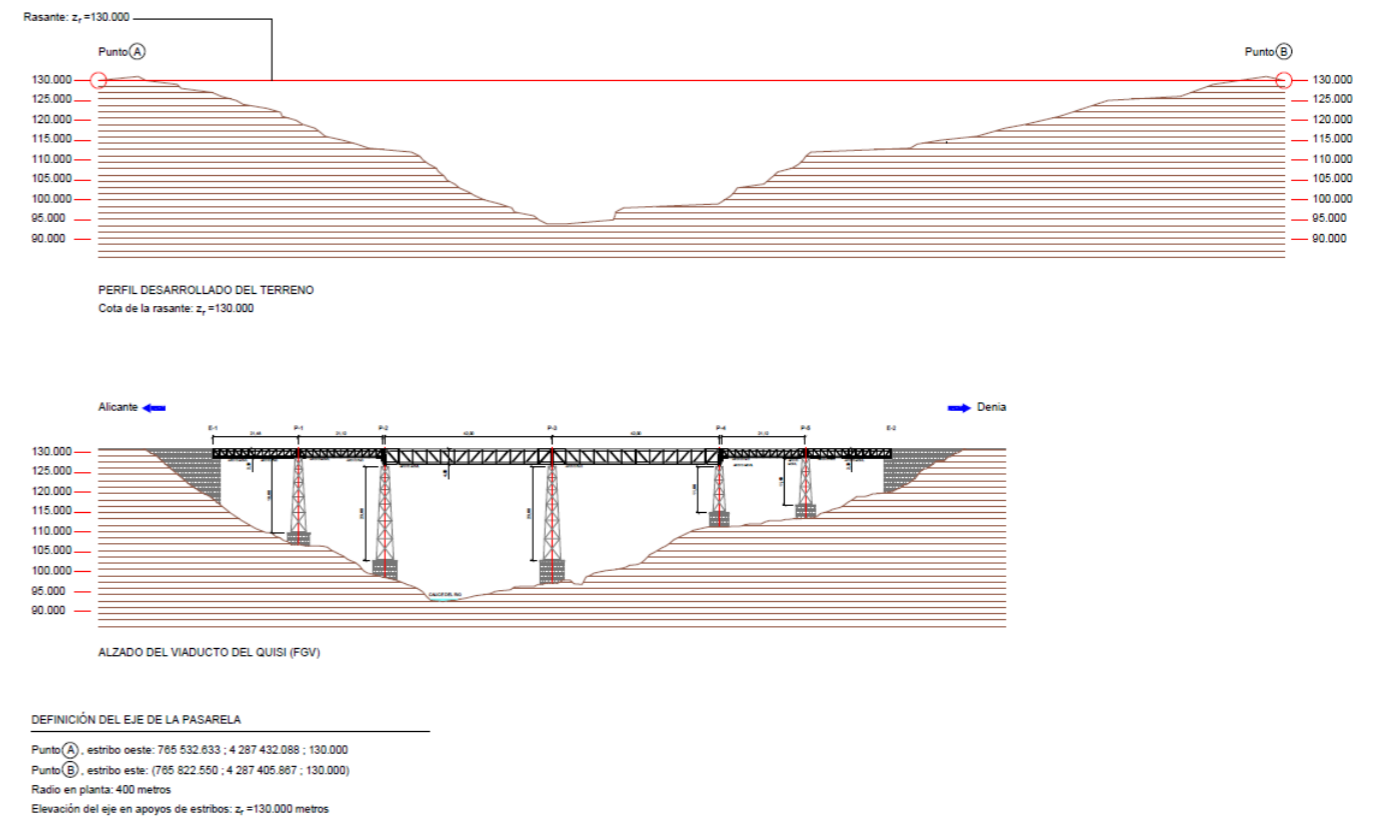


Figura 3.4. Perfiles del terreno y elevación de la nueva pasarela (perfil superior) y del Puente del Quisi (perfil inferior). Fuente: Salvador Monleón (AutoCAD)

La siguiente figura (Figura 3.4) muestra el perfil del terreno existente en la zona de estudio, donde se observa la diferencia de cotas que deberá salvar la pasarela y aguas debajo de esta, el perfil que salva el puente metálico de ferrocarril. Esta figura proporciona la profundidad del barranco, estando el lecho del mismo a cota 94 m.s.n.m. y la cota de la rasante de la nueva pasarela a 130 m.s.n.m.



Anejo 4: **Geología**



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ANEJO	3
2. METODOLOGÍA DE TRABAJO	3
3. MARCO GEOLÓGICO	3
4. TECTÓNICA	5
5. GEOMORFOLOGÍA	5

Índice de Figuras

Figura 3.1. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME	4
Figura 3.2. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME	5
Figura 5.1. Vista actual de la zona de estudio. Fuente: Google Earth.....	6



1. OBJETO DEL ANEJO

El presente anejo tiene como finalidad la caracterización del terreno existente en el marco geológico. Con esto, podremos establecer unas características que permitirán posteriormente, comprobar y diseñar los elementos de la subestructura de la pasarela.

Los trabajos a realizar son los siguientes:

- Descripción del área de estudio y sus datos generales.
- Descripción de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio que se han considerado finalmente necesarios. Esta labor ha sido completada con el estudio de toda la documentación existente sobre las estructuras objeto de análisis.
- Caracterización geológica de los materiales presentes.
- Agresividad y alterabilidad de los materiales sobre las estructuras.
- Presencia de agua.
- Geomorfología, tectónica, hidrogeología.

2. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para la realización del presente anejo, se va a seguir la siguiente metodología de trabajo que se expone a continuación. Hay que destacar que se dispone del estudio geotécnico que se ha utilizado para realizar el *Proyecto básico de construcción del viaducto del Quisi en el tramo Calp-Teulada de la línea 9 de la Red de Tram de Alicante*. Se ha tomado esta decisión, en base a que al tratarse de un Trabajo de Fin de Máster, no se disponen de los recursos necesarios para poder llevar a cabo la realización de una campaña geotécnica. Por lo tanto, se escogen los parámetros obtenidos en el Proyecto mencionado anteriormente, resultando ser estos valores muy similares a los que nos encontraríamos en nuestra zona de estudio, por ser muy muy próxima a nuestro emplazamiento. A pesar de disponer de dicha información, se han verificado todos los datos de los que se disponía. Finalmente se exponen las distintas tareas realizadas en el presente anejo.

- Estudio de la situación geológica de la zona, mediante la información que se proporciona en el Instituto Geológico Minero Español, a partir de ahora en este anejo IGME.
- Geomorfología y usos del suelo de la zona.
- Visita de campo, para familiarizarse con el entorno, la orografía que presenta la zona, la presencia de agua en la superficie, la geomorfología de la zona, así como para ver la geología superficial de la zona.

3. MARCO GEOLÓGICO

La zona de estudio se encuentra en el borde extremo del Prebético en la provincia de Alicante, formando parte del sector autóctono de la Zona Externa de la Cordillera Bética. Mayoritariamente los materiales que afloran en superficie son de edad terciaria.

Para realizar el estudio de la geología que caracteriza a la zona de estudio, se recurre al IGME, concretamente a la Hoja 822-Magna de Benissa con una escala de 1/50.000. En este mapa se comprueba que alrededor del barranco se pueden identificar materiales pertenecientes al Mioceno medio-superior. Además, aunque de una forma más localizada, existen materiales más antiguos, aunque también de edad terciaria, correspondientes a formaciones del Paleógeno.

Uno de los recursos que proporciona el IGME consiste en superponer la hoja geológica, elaborada por este organismo, sobre la herramienta Google Earth Pro, consiguiendo así la ubicación geológica de la zona de estudio con mayor grado de exactitud, ya que la escala que proporciona el IGME es demasiado alta para conseguir un cierto grado de detalle. Por lo tanto, en la zona es posible encontrar, de más antiguo a más modernos, los siguientes materiales:

- Mioceno inferior: Calizas arrecifales y brechas calcáreas (núm. 17 Hoja 822 IGME).

Esta unidad carbonatada, a escala regional representa un cambio lateral de la unidad anterior, Desde el punto de vista litológico se encuentra constituida por calizas organógenas, de tonos gris azulados, con abundantes restos de conchas y algas melobesias.

Lateralmente y dentro de un mismo cuerpo se 'puede llegar a comprobar la existencia de arrecifes y de barras de destrucción, así como la presencia de brechas calcáreas, en las que son frecuentes los bioclastos de algas,

En la carretera nacional N-332, entre el P.K. 159 y 160, y en contacto mecánico con las calizas existe una formación carbonatada constituida por calizas areno-limosas tableadas, de tonos gris blancas, todo ello atribuido al Mioceno inferior.

- Mioceno inferior: Alternancias de margas azules y areniscas finas ("Flysch") (núm. 18 Hoja 822 IGME).

Esta unidad que aflora en el corte realizado en la Sierra de Benitachell, sobre las calizas organógenas representa otro brusco cambio secuencial en la Serie Neógena, y se dispone discordantemente sobre formaciones más inferiores del Mioceno y del Oligoceno.

Presenta buenos afloramientos en la carretera de Alcalalí a Pedreguer, entre los puntos kilométricos 1 y 4, así como a lo largo de la carretera nacional N-332, entre los P.K.141 y 144.

Sin embargo, los mejores afloramientos de esta unidad que se pueden observar se encuentran en los taludes de la autopista A-7, a la salida de los túneles del Mascarat.

En todos estos puntos las facies son muy similares, se ven como un conjunto de margas gris-azuladas, arriñonadas en ocasiones y con texturas hojosas en otras. Alternan con cuerpos de areniscas de variado espesor y de tonos amarillentos. No presentan ningún tipo de estructuras, si bien son masivas, y es frecuente la aparición de trazas de asfalto.

En el perfil de Benitachell la unidad se caracteriza por presentarse bajo alternancias de margas y margocalizas gris-azuladas algo arenosas,

Desde el punto de vista sedimentológico, estas facies se corresponden con sedimentos depositados en frentes deltaicos dentro de una plataforma externa somera.

- Mioceno medio, Margas blancas y niveles turbidíticos (núm. 19 Hoja 822 IGME)

El Mioceno marino de la Hoja de Benissa culmina con una fuerte acumulación de sedimentos margosos, que rellenan las depresiones tectónicas dejadas tras los fuertes movimientos Oligo-Miocenos.

Esta serie margosa, se apoya en supuesta discordancia sobre las facies de la unidad anterior y litológicamente se encuentra constituida por margas grises, nodulosas y desagregadas, de naturaleza arcillo-limosa y que en superficie presentan una tonalidad blanquecina. Presentan por lo general una mala estratificación y se encuentran bastante replegadas.

Los mejores afloramientos de esta unidad se pueden encontrar entorno a la localidad de Benissa, en concreto, en toda la depresión de este mismo nombre. Sin embargo, también se encuentran repartidas por casi todas las depresiones, de carácter tectónico, que aparecen en la Hoja.

De gran dificultad es el realizar un perfil de la unidad, dado que, por su grado de alterabilidad, la mayoría de los barrancos y cortes naturales se encuentran cubiertos por sus propios derrubios. Por este motivo, la unidad ha sido reconocida mediante la recogida de muestras puntuales y cortes parciales realizados preferentemente en: La depresión de La Marina, en las proximidades de Vall D'Ebo, y en el cauce del río Jalón, junto a la localidad de Benichembla. En todos los lugares que se ha reconocido la unidad, sus características han resultado similares.

Es importante destacar que en casi todas las muestras recogidas aparecen una gran cantidad de formas bentónicas.

- Mioceno medio, Turbiditas (núm. 20 Hoja 822 IGME)

Esta unidad se corresponde lateralmente con la formación margosa en facies "tap", que ha sido descrita anteriormente. Aparecen afloramientos localizados de depósitos turbidíticos de gran desarrollo vertical y no tanto horizontal.

Esta unidad presenta una típica morfología de talud, en la que se observan discordancias internas. Esta morfología se desarrolla a partir de los relieves cretácicos y su espesor es del orden de 150 a 170 metros. Se encuentra constituida, desde el punto de vista litológico, por alternancias de margocalizas limo-arenosas y margas arcillo-limosas de tonos grises y a veces blancos, estratificadas en capas generalmente homométricas.

En la zona cercana a Benissa, estos depósitos son de naturaleza más arenosa y con gran cantidad de formas fósiles que proceden de procesos tempestíficos.

- Mioceno medio-superior

Al pié de las Sierras de Aixorta y Oro, así como en las faldas de la Sierra de Bernia, y dentro de lo que es hoy la depresión de Tárben y el Sinclinal de Benissa respectivamente, existen depositados sobre y dentro de las denominadas facies "tap", frentes masivos constituidos por calizas del Eoceno superior-Oligoceno (21) y por margas y calizas gris azuladas del Oligoceno-Mioceno inferior (22).

Algunos de estos olistolitos saltan a la vista por su expresión en la cartografía geológica y las observaciones de detalle realizadas en el campo. "In situ", son reconocidos a lo largo de la carretera de Tárben a Castell de Castells, así como en las pistas que suben de esta a la Sierra de Aixorta.

Las calizas (21) se encuentran muy fracturadas y plegadas, y en ellas aparecen todas las microfacies que han sido descritas en apartados anteriores. Son calizas muy fosilíferas, sobre todo en grandes foraminíferos de los grupos de los nummulites y de las alveolinas.

En lo que se refiere a facies y tramos olistolíticos de edad superior, son observables también masas alternantes de calizas y margas de tonos gris-azuladas (22), entremezclados y en contacto mecanizado con los depósitos margosos en facies "tap". También es frecuente encontrar bloques de naturaleza conglomerática y brechificada dentro de los cuerpos olistolíticos.

Desde el punto de vista cronoestratigráfico, este evento se realiza durante todo el Mioceno, si bien en la región que ocupa la Hoja de Benissa, la edad se atribuye al Mioceno medio-superior (Incluyendo probablemente el Tortoniense). En definitiva, toda esta sucesión de movimientos gravitacionales se lleva a cabo en el tiempo de colmatación de las cuencas miocenas.

A continuación, (Figura 3.1) se observa la representación de la geología de la zona a partir del mapa que proporciona el IGME y la aplicación de Google Earth.

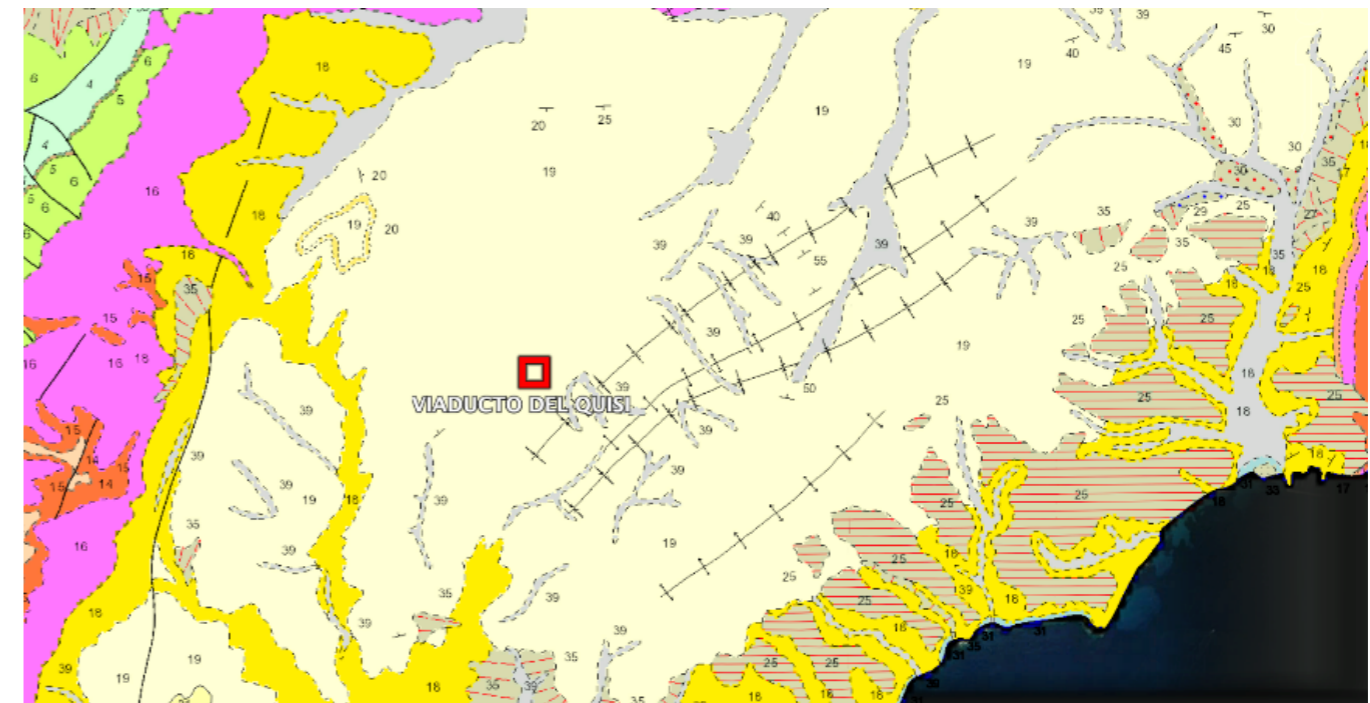


Figura 3.1. Representación del mapa geológico de la zona de estudio. Fuente: IGME

En las siguiente figura (Figura 3.2) se puede identificar cada zona que se muestra en la figura anterior.

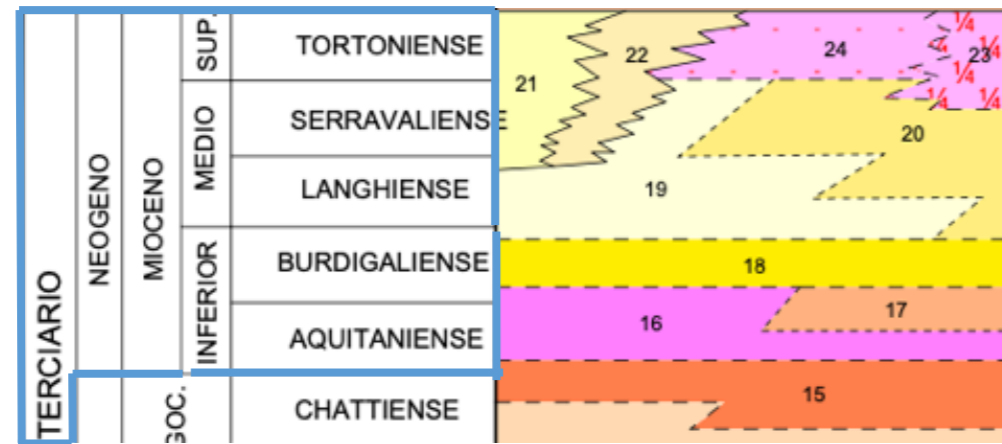


Figura 3.2. Identificación de cada zona según el código que proporciona el IGME. Fuente: IGME

4. TECTÓNICA

En la Hoja de Benissa no se detectan estructuras de interferencia, si bien existen direcciones de pliegues NO-SE y ONO-ESE, similares a los de las Sierras de Aixorta, Oro, Bernia y Mongó. Estos pliegues están estrechamente ligados a sistemas de fallas dextrales. En cuanto a los flancos meridionales de las Sierras de Aixorta y Bernia se encuentran truncados por una zona de falla ONO-ESE, dextral subvertical, que forma el borde septentrional del Diapiro de Altea.

El Triásico en facies Keuper, ha jugado un papel fundamental en la estructuración de la región. Los efectos directos e indirectos (cabalgamientos y diapirismo), en los que se encuentran envueltas estas facies, han favorecido direcciones anómalas en las principales unidades de la zona, así como deslizamientos gravitacionales y extrusiones de materiales más competentes.

Las principales direcciones estructurales que aparecen en la región son propias de la Cordillera Bética (NESO), pues dentro de la Hoja se pueden apreciar direcciones anómalas, como por ejemplo los casos de las Sierras del Mongó, Aixorta y Oro y la estructura de la Sierra del Ferrer, e incluso la zona central dominada por el diapiro del Jalón, el cual aflora a partir de una gran falla de desgarre, que recorre la Hoja de Este a Oeste.

La Hoja de Benissa está dominada por estructuras de plegamiento y fallas que siguen las directrices generales del Prebético Alicantino, es decir por direcciones OSO-ENE y SO-NE. Estas orientaciones se manifiestan prácticamente en toda la Hoja, siendo las más destacadas: El Sinclinal de Benissa, Las Sierras de la Carrasca y Mediodía, Sierra de Tierra Nueva y Peñetes Roches (Segaria), Sierra de Castell de la Solana, etc. Existen además, otras unidades que aparecen en la Hoja y que se encuentran claramente afectadas por procesos de naturaleza diapírica, dando lugar a direcciones anómalas. Estas estructuras son las que presentan las Sierras de Aixorta y Oro, Sierra del Peñón y la Sierra Del Ferrer. Los accidentes tectónicos de mayor relevancia son el desgarre o falla direccional del Jalón y la falla del río Guadalest. En ambas estructuras han tenido lugar procesos de diapirismo intenso en casi todas las fases tectónicas acaecidas en la región.

Estos movimientos se inician a partir Cretácico inferior, teniendo su máximo desarrollo durante todo el Neógeno. En cuanto a la unidad estructural que domina la zona es la denominada Área Sur-Oriental: Depresión de Benissa. Se sitúa en el cuadrante sur-oriental de la Hoja. Su borde occidental está limitado por los relieves cretácicos de la Sierra del Cao. En su borde oriental se sitúa la Sierra de Benitachell, y en sus bordes septentrional y meridional las Sierras de Soldetes y Tosal Gros, por un lado y el Mar Mediterráneo y Sierra Bernia por otro. Tiene una forma alargada, con una longitud aproximada de 15 a 17 Kms, y una anchura de unos 10 Kms. Su estructura la constituye un amplio sinclinorio, con dirección SW-NE, y con una ligera vergencia hacia el NW.

La práctica totalidad de la depresión se encuentra rellena por diferentes formaciones del Oligoceno superior al Mioceno superior. El contacto entre todas sus unidades es discordante, así como el contacto con todas las unidades que la circundan ó delimitan, si bien en algunos puntos, como el contacto con la Sierra de Bernia, aparece una fuerte mecanización.

5. GEOMORFOLOGÍA

La zona que se va a estudiar se ubica en la provincia de Alicante, más concretamente al sur de Benissa. Benissa se encuentra a 265 msnm aproximadamente, mientras que la zona de estudio, pese a estar relativamente cerca, unos 2 Km, existe un descenso de aproximadamente unos 100 metros, situándose el emplazamiento a unos 105 msnm. Esto ocurre al tratarse de una zona con una depresión considerable, pero no brusca, que va desde Benissa hasta desembocar en el Mar Mediterráneo. Además, esta depresión, acompañada de otros fenómenos geológicos ha favorecido la formación del barranco por donde transcurre el agua en episodios de lluvia.

Ahora bien, por una parte, tenemos una pendiente media, calculada desde Benissa hasta 1,5 Km aguas abajo del viaducto del 8.8% en sentido ascendente y del -11% en sentido descendente. Mientras que en el sentido del eje de la estructura que se va a diseñar se tiene una pendiente media del 14,3% en sentido ascendente y del -15% en sentido descendente, para llevar a cabo esta medición se ha cogido un tramo de 1 Km en sentido perpendicular al eje del barranco y usando como referencia el viaducto existente.

La zona de estudio se caracteriza por ser una zona deprimida, con la formación de zonas con relieves no muy acusados, pero que no llega a considerarse una llanura, esta morfología favorece la creación de barrancos por donde discurre la escorrentía de la lluvia. Por lo general a penas, hay zonas montañosas o que tengan una elevación considerable, por lo que a pesar de lo que se ha mencionado anteriormente, diferencia de elevación de 100 metros aproximadamente, se puede considerar que es una zona sin demasiados accidentes geológicos. Por lo que se encuentra una superficie regular.

En cuanto a los principales fenómenos geomorfológicos se pueden atribuir a la actuación del hombre, pues la zona se caracteriza por tener campos de cultivo, viviendas de segunda residencia, carreteras comarcales y caminos rurales (Figura 5.1).

Como se ha comentado anteriormente, la escorrentía fluye por los distintos barrancos que se encuentran en la zona, confluyendo todos en un único barranco (Barranco de Santa Ana). Esta escorrentía fluye por el terreno sobre el material que se encuentra y se va infiltrando poco a poco. Un claro ejemplo de esto es que la superficie del barranco de Santa Ana no tiene la presencia de agua, pero en ciertas zonas, sí que se detecta un tono más oscuro del terreno, el cual indica la presencia de agua estacional. Además, la escorrentía fluye de forma natural, por las pendientes que posee el terreno, teniendo este una

inclinación variable entre 25-30°. También es importante destacar la erosión que se produce en el cauce del barranco mencionado anteriormente propia de la escorrentía. Además, esto se puede observar con las capas superficiales que existen de materiales aluviales-coluviales.

También hay que destacar que en esta zona se encuentran espacios destinados al sector primario, es decir, agricultura sobre todo y algo de ganadería y también hay espacios, donde hay vegetación autóctona de la zona, siendo estos significativos (Figura 5.1). Por lo que existe en la zona un equilibrio entre el desarrollo de la agricultura y la conservación de la fauna y la flora propia de la zona. Este equilibrio ha favorecido que en el paisaje no existan formaciones geológicas forzadas.

Por lo tanto, la geomorfología responde a la caracterización realizada en el apartado 3. MARCO GEOLÓGICO.

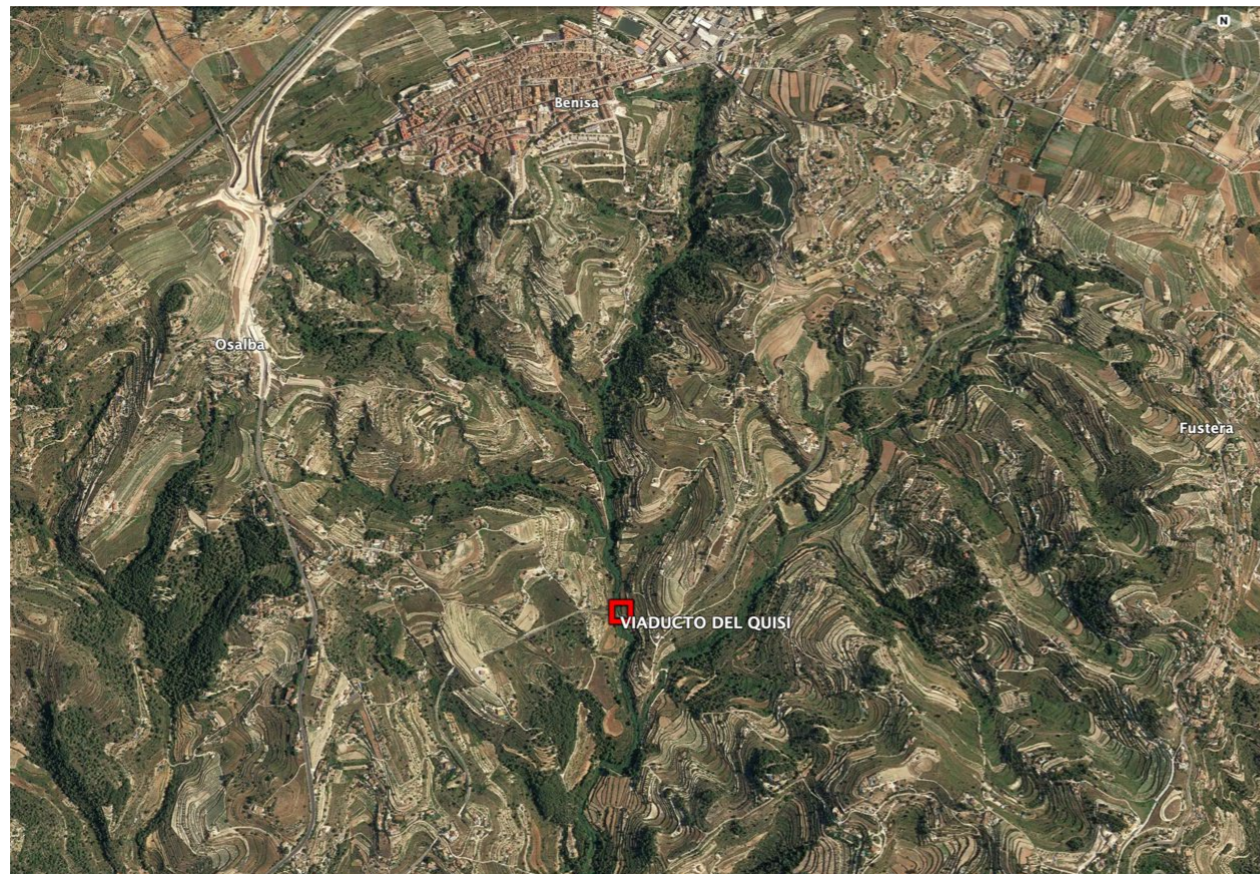


Figura 5.1. Vista actual de la zona de estudio. Fuente: Google Earth



Anejo nº5: **Sismología**



Índice del Anejo

1. OBJETO DEL ESTUDIO	3
2. CONSIDERACIONES PREVIAS	3
3. CÁLCULO DE LA ACCIÓN SÍSMICA.....	3
4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA	4
4.1. ESPECTRO DE ACELERACIONES	4
4.1.1. COMPONENTES HORIZONTALES.....	4
4.1.2. COMPONENTE VERTICAL	5
4.1.3. ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS.....	5
4.1.4. VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL TERRENO.....	5
5. RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS	5
6. ESPECTROS DE RESPUESTA.....	6

Índice de Figuras

Figura 1.1. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional	3
---	---

Índice de Tablas

Tabla 1. Comportamiento sísmico último de cálculo.....	5
Tabla 2. Comportamiento sísmico frecuente de cálculo.....	5

Índice de Gráficas

Gráfica 1. Espectro último de respuesta. Fuente: Elaboración propia.....	6
Gráfica 2. Espectro frecuente de respuesta. Fuente: Elaboración propia	6

1. OBJETO DEL ESTUDIO

El objetivo del anejo es la caracterización del espectro de respuesta elástica del terreno frente a sismo, esta acción, dependiendo de la zona de territorio español, tendrá una mayor relevancia o no en las posteriores comprobaciones de cálculo y diseño de los diferentes elementos de las estructuras. En este estudio, se caracteriza el sismo, más adelante, en el Anejo: Modelización de la Estructura y Comprobación en Estados Límite se detallan los efectos derivados y la implementación en los diferentes modelos matemáticos.

La normativa vigente en lo que se refiere al diseño de puentes y pasarelas es la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

En caso de que la aceleración sísmica de cálculo sea inferior al umbral fijado por dicha norma, no se considera la acción sísmica en el proyecto. Para determinar este valor, se recurre al Mapa de Peligrosidad Sísmica de España para un periodo de retorno de 475 años.

En la siguiente figura (Figura 1.1) podemos comprobar que la zona de estudio está por encima del umbral (0.04·g), por lo que habrá que considerar el sismo.

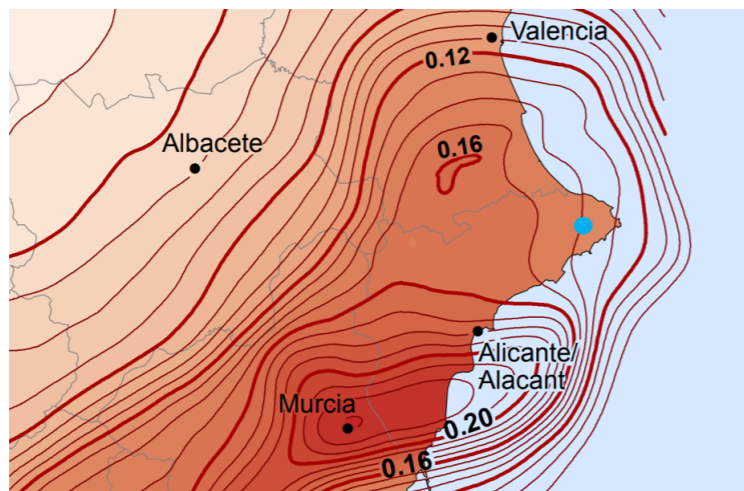


Figura 1.1. Fragmento del Mapa de Peligrosidad Sísmica de España. El punto azul señala la zona de estudio). Fuente: Instituto Geográfico Nacional

2. CONSIDERACIONES PREVIAS

Antes de proceder con el cálculo de la acción sísmica, se caracteriza la pasarela en función de su importancia, siguiendo los criterios de la IAP-11 (apartado 5.3) y la NCSP-07 (apartado 2.3). Al tratarse de una pasarela, cuya destrucción no conlleva una elevada pérdida social al estar ubicada en un barranco y con pocas edificaciones colindantes, se define este proyecto como un “puente de importancia normal”, adquiriendo así un parámetro denominado factor de importancia $\gamma_I = 1$.

La NCSP-07 es de obligado cumplimiento para “puentes de importancia normal y especial”, por lo que se procede con la obtención de los espectros de sismo.

Todas las referencias de artículos y apartados del presente Anejo corresponden a la NCSP-07.

Según la caracterización del terreno definida en el apartado 3.2 de la NCSP-07, atendiendo al Anejo 4: Geología y Geotecnia de este proyecto, se clasifica el terreno como de tipo II (Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro).

3. CÁLCULO DE LA ACCIÓN SÍSMICA

ACELERACIÓN SÍSMICA HORIZONTAL DE CÁLCULO

La aceleración sísmica de cálculo, obtenida a partir de los criterios que especifica el apartado 3.4 de la NCSP-07 como se muestra a continuación.

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

Siendo:

- a_b : Aceleración sísmica básica.
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, obtenido como el producto de dos factores: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$
- γ_I : Factor de importancia, función de la importancia del puente, cuyo valor figura en el apartado 2.3 de la NCSP-07.
- γ_{II} : Factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente de 500 años. A falta de un estudio, de forma aproximada, puede suponerse:

$$\gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4}$$

- S: Coeficiente de amplificación de terreno. Toma el valor:
- Para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$

$$S = \frac{C}{1,25}$$

- Para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

- Para $0,4g \leq \rho \cdot a_b$

$$S = 1$$

- C: Coeficiente del terreno definido en el apartado 3.2 de la NCSP-07.



Seguidamente se procede a la obtención de los parámetros definidos al inicio del presente apartado para obtener así la aceleración sísmica de cálculo.

Se obtienen el coeficiente adimensional de riesgo, suponiendo periodos de retorno de 100 y 500 años.

$$P_R = 500 \text{ años} \rightarrow \gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4} = 1 \rightarrow \rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} = 1$$

$$P_R = 100 \text{ años} \rightarrow \gamma_{II} = (P_R/500)^{0,4} = 0,525 \rightarrow \rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II} = 0,525$$

Atendiendo a la expresión de la aceleración sísmica de cálculo, resulta más desfavorable considerar un periodo de retorno mayor, ya que esto nos proporciona un coeficiente adimensional de riesgo mayor. En caso de emplear el coeficiente para un periodo de retorno de 100 años, la aceleración de cálculo se disminuiría a casi la mitad.

Atendiendo al tipo de terreno situado en los primeros 30 metros por debajo de las cimentaciones del proyecto, se obtiene el coeficiente del terreno "C" en la tabla 3.1 de la NCSP-07.

Al tener un estrato homogéneo tipo 19 (según el Mapa Geológico de España, hoja nº 822) "margas blancas y niveles turbidíticos" componiendo un estrato de más de 100 metros de profundidad.

Este tipo de terreno corresponde a un terreno Tipo II: Roca muy fracturada, suelo granular denso o cohesivo duro, siendo su coeficiente del terreno de 1,3.

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} = \frac{1,3 \cdot 30}{30} = 1,30$$

Se obtiene ahora el coeficiente de amplificación del terreno a partir del coeficiente del terreno obtenido anteriormente.

$$S = \frac{C}{1,25} = \frac{1,30}{1,25} = 1,04$$

Se calcula la aceleración sísmica de cálculo a partir de los valores ya obtenidos previamente.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,04 \cdot 1 \cdot 0,16g = 0,01664 \cdot g = 1,632 \text{ m/s}^2$$

Siendo $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

4. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA

4.1. ESPECTRO DE ACELERACIONES

4.1.1. COMPONENTES HORIZONTALES

Según el apartado 3.5.1.1. de la NCSP-07 se consideran las siguientes expresiones para el espectro de respuesta elástica de aceleraciones (correspondiente a un oscilador lineal simple).

$$- 0 \leq T \leq T_A$$

$$S_a(T) = \left[1 + \frac{T}{T_A} (2,5 \cdot v - 1) \right] a_c$$

$$- T_A \leq T \leq T_B$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot v \cdot a_c$$

$$- T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot v \cdot \frac{T_B}{T} \cdot a_c$$

$$- T_C \leq T$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot v \cdot \frac{T_B \cdot T_C}{T^2} \cdot a_c$$

Siendo:

- v : Factor corrector dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura, que puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$v = (5/\zeta)^{0,4} \geq 0,55 \text{ válido para } \zeta > 1\%$$

- ζ : Es el índice de amortiguamiento, en porcentaje, cuyo valor figura en el apartado 4.2.3.3 para cada tipo de sismo y de estructura.
- T_i : siendo i (A, B, C). Valores del periodo que delimitan el espectro. Estos valores, que depende del tipo de sismo de cálculo y del tipo de terreno de cimentación del puente, se obtienen de las expresiones indicadas en la tabla 3.2.
- K: Coeficiente de contribución, que se indica en la figura 3.1 y en el Anejo 1.
- C: Coeficiente del terreno que se define en el apartado 3.2.

Se procede a calcular los parámetros que intervienen en la formulación definida al comienzo de este apartado.

Los periodos se obtienen para el sismo último y frecuente de cálculo según la tabla 3.2 de la NSCP-07. El coeficiente de contribución “K” se obtiene en la Figura 3.1 de la misma norma. $K = 1$

- Sismo último de cálculo

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 0,13 ; T_B = K \cdot \frac{C}{2,5} = 0,52 ; T_C = K \cdot (2 + C) = 3,30$$

- Sismo frecuente de cálculo/Sismo de construcción

$$T_A = K \cdot \frac{C}{20} = 0,065 ; T_B = K \cdot \frac{C}{5} = 0,26 ; T_C = K \cdot (2 + C) = 1,65$$

El factor de corrección dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura depende del índice de amortiguamiento, cuya obtención se realiza en la tabla 4.2. de la NSCP-07.

$$\text{Puente de acero, HP, mixto} \rightarrow \zeta_{frec} = 2\% ; \zeta_{ult} = 4\%$$

- Sismo último de cálculo

$$v = \left(\frac{5}{\zeta}\right)^{0,4} = \left(\frac{5}{4}\right)^{0,4} = 1,09$$

- Sismo frecuente de cálculo/Sismo de construcción

$$v = \left(\frac{5}{\zeta}\right)^{0,4} = \left(\frac{5}{2}\right)^{0,4} = 1,44$$

4.1.2. COMPONENTE VERTICAL

A falta de estudios más detallados, la norma (apartado 3.5.1.2.) establece que la componente vertical se obtenga ponderando por un coeficiente reductor de 0,7 la componente horizontal.

4.1.3. ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS

El espectro de la respuesta elástica de desplazamiento “S_d” se puede obtener a partir del espectro de aceleraciones “S_a” mediante la siguiente expresión.

$$S_d(T) = S_a(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

4.1.4. VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL TERRENO

Las fórmulas de obtención de la velocidad y desplazamiento horizontales máximos de la superficie del terreno pueden estimarse de la siguiente manera.

$$v_c = 0,2 \cdot T_B \cdot a_c$$

$$d_c = 0,025 \cdot T_B \cdot T_C \cdot a_c$$

5. RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

Se muestra a continuación, (Tabla 1) la tabla con los valores obtenidos para el sismo último de cálculo correspondiente a un periodo de retorno de 500 años. El comportamiento de la pasarela a nivel estructural para este sismo debe ser dúctil o esencialmente elástico.

Tabla 1. Comportamiento sísmico último de cálculo.

Comportamiento sísmico último de cálculo		
Aceleración sísmica básica	a_b (m ² /s)	1,569
Factor de importancia estructural	γ_l	1
Período de retorno	P_R (años)	500
Factor período de retorno	γ_{ll}	1
Coefficiente de riesgo	ρ	1
Coefficiente del terreno	C	1,3
Coefficiente de amplificación del terreno	S	1,04
Coefficiente de contribución	K	1
Aceleración sísmica de cálculo	a_c (m ² /s)	1,632
Tramos del espectro de cálculo	T_A	0,13
	T_B	0,52
	T_C	3,30
Índice de amortiguamiento	ζ	4
Factor de amortiguamiento	v	1,09
Velocidad horizontal máxima superficie terreno	v_c (m/s)	0,170
Desplazamiento horizontal máxima superficie terreno	d_c (m)	0,070

Se sigue el mismo procedimiento con el sismo frecuente de servicio asociado a un periodo de retorno de 100 años. El comportamiento de la estructura ante este sismo debe ser elástico puro. Se muestra la tabla correspondiente al comportamiento sísmico frecuente de cálculo (Tabla 2).

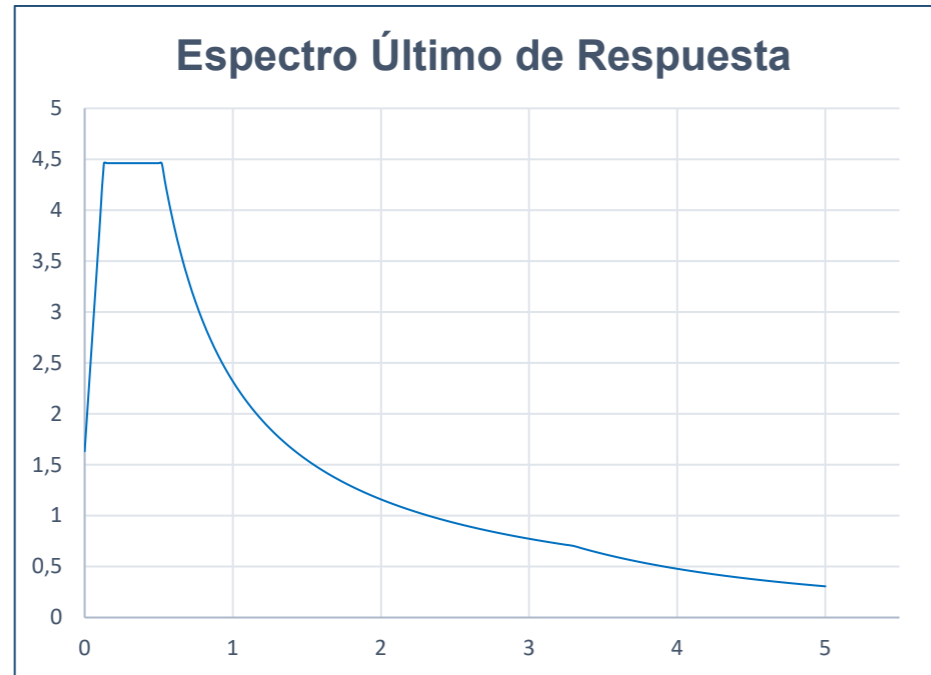
Tabla 2. Comportamiento sísmico frecuente de cálculo.

Comportamiento sísmico frecuente/de servicio de cálculo		
Aceleración sísmica básica	a_b (m ² /s)	1,569
Factor de importancia estructural	γ_l	1
Período de retorno	P_R (años)	100
Factor período de retorno	γ_{ll}	0,525
Coefficiente de riesgo	ρ	0,525
Coefficiente del terreno	C	1,3
Coefficiente de amplificación del terreno	S	1,04
Coefficiente de contribución	K	1
Aceleración sísmica de cálculo	a_c (m ² /s)	1,632
Tramos del espectro de cálculo	T_A	0,065
	T_B	0,26
	T_C	1,65
Índice de amortiguamiento	ζ	2
Factor de amortiguamiento	v	1,44
Velocidad horizontal máxima superficie terreno	v_c (m/s)	0,084
Desplazamiento horizontal máxima superficie terreno	d_c (m)	0,017

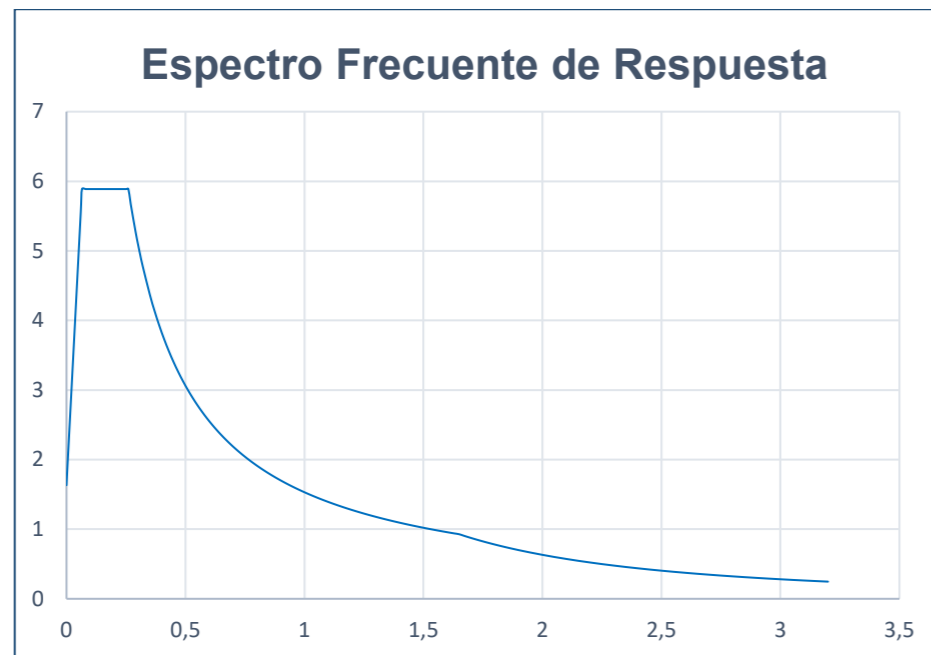


6. ESPECTROS DE RESPUESTA

Se obtiene a partir de las dos tablas del apartado anterior el espectro último de respuesta (Gráfica 1) y el espectro frecuente de respuesta (Gráfica 2), información necesaria para las comprobaciones pertinentes de sismo en el diseño estructural.



Gráfica 1. Espectro último de respuesta. Fuente: Elaboración propia



Gráfica 2. Espectro frecuente de respuesta. Fuente: Elaboración propia



Anejo 6: **Estudio de Soluciones**

Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	3
2. CONDICIONANTES	3
2.1. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS	3
2.2. CONDICIONANTES FUNCIONALES	3
2.3. CONDICIONANTES HIDRÁULICOS	3
2.4. OTROS CONDICIONANTES	4
3. PLANTEAMIENTOS DE SOLUCIONES	4
3.1. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES	4
3.1.1. SOLUCIÓN VIGA	4
3.1.2. SOLUCIÓN ARCO	6
3.1.3. SOLUCIÓN COLGANTE	7
3.1.4. SOLUCIÓN ATIRANTADA	7
3.1.5. ELECCIÓN TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	8
4. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	9
4.1. TABLERO	9
4.2. TORRES	10
4.2.1. TENSORES	11
4.2.2. RIOSTRAS	11
4.2.3. APOYOS DEL TABLERO	11
4.2.4. TIRANTES DE RETENIDA	12
4.2.5. VISTA GLOBAL DE LAS TORRES	13
4.3. TIRANTES	13

Índice de Figuras

Figura 2.1. Vista en planta de la geometría curvada de la pasarela en su emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	3
Figura 2.2. Perfil desarrollado del terreno, donde se ubicará la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	3
Figura 3.1. Tipologías estructurales comunes en puente. Fuente: Encyclopaedia Britannica	4
Figura 3.2. Rangos de luces recomendados para las distintas tipologías estructurales. Fuente: "Obras de paso de nueva construcción. Conceptos generales" (Ministerio de Fomento)	4
Figura 3.3. Tablero en cajón para solución viga. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	5
Figura 3.4. Parámetros seccionales de un cajón monocelular. Fuente: "Diseño Estructural de Puente"(Salvador Monleón)	5

Figura 3.5. Alzado para soluciones viga en cajón de canto constante y canto variable. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	6
Figura 3.6. Puente tipo Bow-String de Cullera sobre el río Júcar. Autor: Salvador Monleón Cremades ..	6
Figura 3.7. Puente de Arrábida tipo arco inferior. Fuente: iStock	6
Figura 3.8. Alzado para solución arco de tablero superior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	6
Figura 3.9. Puente colgante del río Jin'an en Yunnan (China). Fuente: www.reduper.com	7
Figura 3.10. Pasarela colgante Hafen Grimberg en Gelsengkirchen (Alemania). Fuente: www.world-architects.com	7
Figura 3.11. Puente atirantado asimétrico Sancho el Mayor en Navarra (río Ebro). Fuente: Carlos Fernández Casado SL	7
Figura 3.12. Izquierda: Puente del Alamillo en Sevilla (disposición en arpa). Derecha: Puente Severin sobre el Rin en Colonia disposición en abanico). Fuentes, SevillaSecreta y TripAdvisor	8
Figura 3.13. Viaducto de Teror en Gran Canaria (solución extradosada). Fuente: Consejería de Obra Pública de Gran Canaria	8
Figura 3.14. Alzado para solución atirantada extradosada de 3 vanos simétrico. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	8
Figura 3.15. Pasarela sobre el río Ebro para la Expo de 2008 en Zaragoza. Fuente: Carlos Fernández Casado SL	9
Figura 4.1. Alzado de pasarela atirantada (solución adoptada). Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD) ..	9
Figura 4.2. Vista 3D desde lado oeste de las directrices de los elementos de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	9
Figura 4.3. Vista en planta de las directrices de los elementos de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	9
Figura 4.4. Sección del tablero adoptada para el proyecto. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	10
Figura 4.5. Relación PP/SCU para sección de tablero de hormigón. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	10
Figura 4.6. Relación PP/SCU para sección adoptada. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	10
Figura 4.7. Vista de la sección 3D (en estructura alámbrica) de las torres de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	11
Figura 4.8. Vista 3D (en estructura alámbrica) de los tensores de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	11
Figura 4.9. Vista 3D (en sombreado con aristas) de las vigas riostra de las torres (Izquierda: viga a 1/3 de la altura, Derecha: viga a 2/3 de la altura). Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	11
Figura 4.10. Puente Friedrich Ebert ubicado en Bonn (Alemania) en el que se observa el fenómeno de la "Ventana de Homberg". Fuente: Pixabay	12
Figura 4.11. Vista 3D (en sombreado con aristas) de los apoyos del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	12
Figura 4.12. Vista 3D (en estructura alámbrica) de las retenidas de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	12
Figura 4.13. Vista 3D de todos los elementos que forman las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	13
Figura 4.14. Vista 3D de la pasarela con los tirantes adoptados y el tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	13
Figura 4.15. Vista 3D de la pasarela en servicio con secciones de atirantamiento. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	14

1. INTRODUCCIÓN

Para la realización de la presente pasarela se han estudiado las posibles alternativas para la resolución de la propuesta de conexión entre los caminos que bordean el Barranco de Santa Ana (próximos al Puente del Quisi). Se han valorado los condicionantes técnicos, geométricos, funcionales y estructurales que permitan obtener una solución viable en términos estructurales, ambientales e integrados en el entorno.

No se han valorado en profundidad criterios económicos y logísticos ya que el alcance de este proyecto dista de la realización completa de un proceso constructivo y económicamente viable, objeto de un proyecto completo. Se tendrán en cuenta dichos criterios y se comentarán cualitativamente, pudiendo afectar en la decisión final adoptada.

El anejo estará fundamentalmente dividido en dos bloques diferenciados, sumado a una propuesta de la alternativa seleccionada:

- **Condicionantes:** influirán en la elección de los diferentes elementos estructurales en cuanto a geometría, materiales y ubicación. Se podrían definir como las condiciones de contorno del proyecto.
- **Planteamiento de Soluciones:** en este apartado se plantearán las posibles tipologías estructurales de puentes, diferenciando principalmente entre tablero y elementos portantes del tablero. Se escogerán los materiales propicios para el desarrollo de dicha tipología.

2. CONDICIONANTES

Se presentan las condiciones de contorno que condicionarán las elecciones posteriores de los elementos estructurales que conformarán la pasarela.

2.1. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS

• TRAZADO EN PLANTA

La estructura está ubicada en el Barranco de Santa Ana y dispondrá de un trazado en planta curvo impuesto por la Administración de un radio aproximado de 400 metros entre los puntos A (estribo oeste, X=765 532.63; Y=4 287 432.09) y B (estribo este, X=765 822.63; Y=4 287 405.87). La distancia entre estribos será de 298 metros.

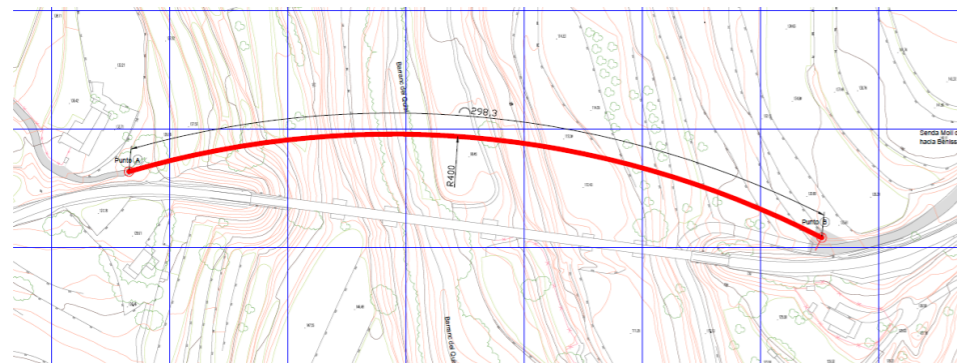


Figura 2.1. Vista en planta de la geometría curvada de la pasarela en su emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

• DISPOSICIÓN EN ALZADO

La topografía del valle es pronunciada, la profundidad del lecho del barranco está a la cota 94 m.s.n.m. y la cota de la rasante de la nueva pasarela estará dispuesta 130 m.s.n.m., esto proporciona una profundidad máxima del barranco de 36 metros. Esta altura condicionará la disposición de los elementos sustentantes del tablero, ya que tanto la hidrología, las dimensiones de las pilas o torres y el posible proceso constructivo influyen notoriamente en esta decisión.

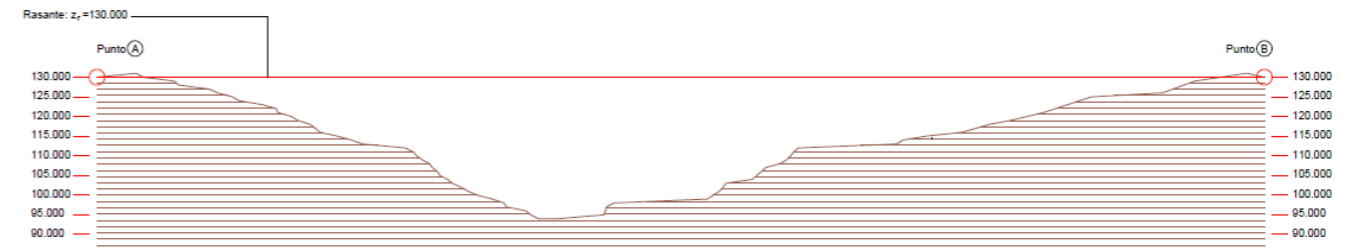


Figura 2.2. Perfil desarrollado del terreno, donde se ubicará la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

2.2. CONDICIONANTES FUNCIONALES

• ANCHURA DEL TABLERO

La anchura mínima definida para permitir el paso de peatones y ciclistas será de 6,50 metros, en los que estarán incluidos los elementos de contención e iluminación. Esto permitirá obtener una esbeltez de la estructura elevada y condicionará en algunas tipologías la selección de los elementos resistentes.

• PENDIENTE DEL TABLERO

La pendiente longitudinal máxima no debe exceder del 6% y la pendiente transversal no podrá ser inferior del 1% para permitir el desagüe producido por la precipitaciones. Esta última pendiente se adecuará al método de canalización de las aguas para su posterior vertido al entorno en emplazamiento que en los que no se produzca ninguna afección a la situación original. Todas estas directrices se realizarán conforme a la 5.2-IC.

2.3. CONDICIONANTES HIDRÁULICOS

Se valora las posible afecciones a la estructura portante de la pasarela para una avenida de periodo de retorno de 500 años. Las problemáticas derivadas de la disposición de pilas o torres podrán originar socavación en las mismas u otras problemáticas que puedan afectar a la estructura de la pasarela.

Los detalles del estudio hidrológico se detallan en el Anejo nº3: Climatología e Hidrología.

El diseño y la disposición de los elementos portantes del tablero serán clave en la elección futura de la tipología estructural de la pasarela.

2.4. OTROS CONDICIONANTES

• EQUIPAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

Será necesario disponer de una altura mínima en los elementos de contención ya que la altura salvada en la pasarela es elevada, por lo que las consecuencias de posibles accidentes son fatales.

En cuanto a iluminación de la pasarela, se valorará las posibles formas de iluminación de manera cualitativa ya que el objeto de este proyecto es el diseño estructural (concepción, análisis y comprobación en estados límite) de la pasarela.

• PLAZO DE EJECUCIÓN, PROCESO CONSTRUCTIVO, PRESUPUESTO

Se valorarán de forma cualitativa ya que, como se ha comentado anteriormente, el objeto de este proyecto es el diseño estructural de la pasarela.

• ESTÉTICA

Se destinará un anejo a analizar este condicionante sumado a la integración paisajística de la pasarela. Este apartado condicionará en gran medida los diseños de los diferentes elementos estructurales, diferenciando entre soluciones para partes de la estructura que se resuelven con un elemento sencillo (viga estandarizada) y otros cuyo diseño está basado en una necesidad artística que ponga en valor la nueva pasarela que se va a diseñar.

3. PLANTEAMIENTOS DE SOLUCIONES

En este apartado del anejo se tratará de valorar las posibles alternativas a nivel estructural y de materiales en los diferentes elemento que conforman la pasarela. La decisión a adoptar en el proyecto dependerá de los condicionantes citados en el apartado anterior del documento y de una toma de decisiones finales en las que se optará por una solución que cumpla con los requisitos funcionales, estructurales y estéticos adecuados.

3.1. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES

Para la elección de la tipología estructural de la pasarela, se atenderá principalmente a la viabilidad de la realización de dicha estructura. Dentro de las posibles alternativas, ciertas tipologías estructurales no son competitivas o viables dependiendo de la longitud de la pasarela por lo que quedarán descartadas. Otras tipologías resultarán complejas de ejecutar al tratarse de una planta curva o las dimensiones para poder salvar el barranco de los elementos estructurales serán excesivas.

Todos estos aspectos se tratarán de desarrollar en los siguientes apartados para poder sacar conclusiones de las soluciones (o solución) más viable para este proyecto.

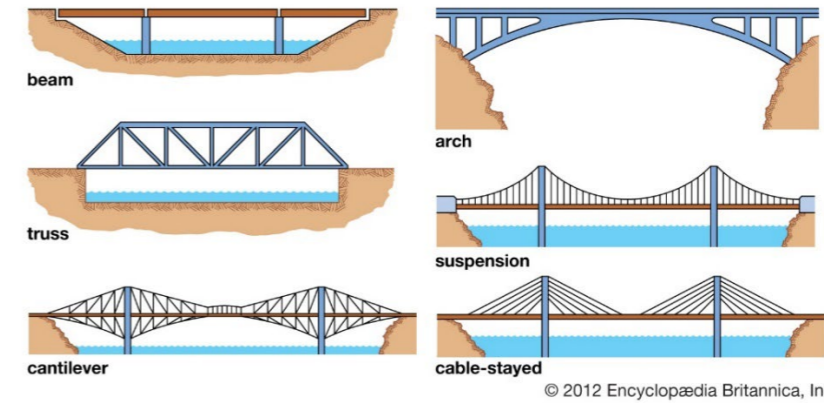


Figura 3.1. Tipologías estructurales comunes en puente. Fuente: Encyclopaedia Britannica

Atenderemos como uno de los criterios de descarte a una publicación del Ministerio de Fomento en el año 2000 "Obras de paso de nueva construcción. Conceptos generales" a los rangos de luces recomendados para las distintas tipologías estructurales.

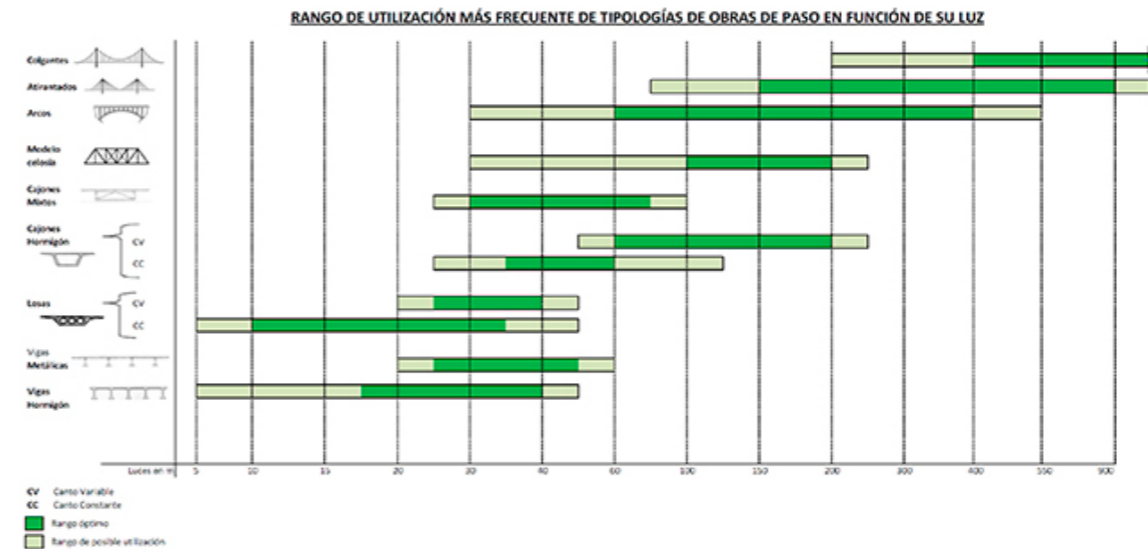


Figura 3.2. Rangos de luces recomendados para las distintas tipologías estructurales. Fuente: "Obras de paso de nueva construcción. Conceptos generales" (Ministerio de Fomento)

3.1.1. SOLUCIÓN VIGA

Los puentes tipo viga representan un porcentaje elevado de la totalidad de puentes ejecutados en el mundo. Su sencillez a la hora del cálculo de los elementos estructurales, la flexibilidad que proporcionan para adaptarse a diferentes situaciones, su amplio rango de luces y alturas que pueden salvar y lo económicos que pueden resultar hacen de esta tipología estructural una de las más empleadas en todo el mundo.

Las posibles problemáticas que puede proporcionar esta solución sería las esbelteces de los elementos, ya que, para ciertas luces, cargas y alturas, se requiere de tableros y pilas de dimensiones totalmente desproporcionadas. Esto conllevaría el empleo de mucha cantidad de material (acero u hormigón) en comparación con otras tipologías, cuando las condiciones proporcionen unos resultados de cálculo seccional muy elevado.

• **TABLERO**

Dentro de los puentes viga, la elección del tipo de tablero condiciona en gran medida la luz de los vanos. Para la pasarela objeto de este proyecto, la luz a salvar es de 298 metros en planta curva sobre un barranco.

Al tratarse de un barranco, la afección al cauce ha de ser mínima por lo que la disposición de muchas pilas podría hacer de muro frente a posibles avenidas, además de que la integración en el entorno sería de vital importancia social.

Esto condiciona las posibles soluciones a adoptar para el tablero que, según la Figura 4, asumiendo que las longitudes de los vanos son moderadas, descartaría los tableros de vigas metálicas o de hormigón sobre los que se apoyaría la losa.

Siendo la solución viable para el tablero un cajón (de hormigón o metálico). Las soluciones en cajón permiten optimizar el uso del materiales si se realizan con canto variable disponiendo en los apoyos en pilas el mayor canto, siendo mínimo en el centro de los vanos.

También se ajusta a un amplio rango de anchuras, siendo viable tanto en pasarelas como puentes. Por último, comentar que respecto al empleo de cajones en tablero de puentes curvos resulta imprescindible ya que, si se emplean sistemas estructurales “abiertos”, no se cierra el circuito de torsión y puede ocasionar importantes problemas en servicio o debido a asimetría de cargas transversales.

Se propone una sección sencilla de cajón monocelular en caso de optarse por esta alternativa.

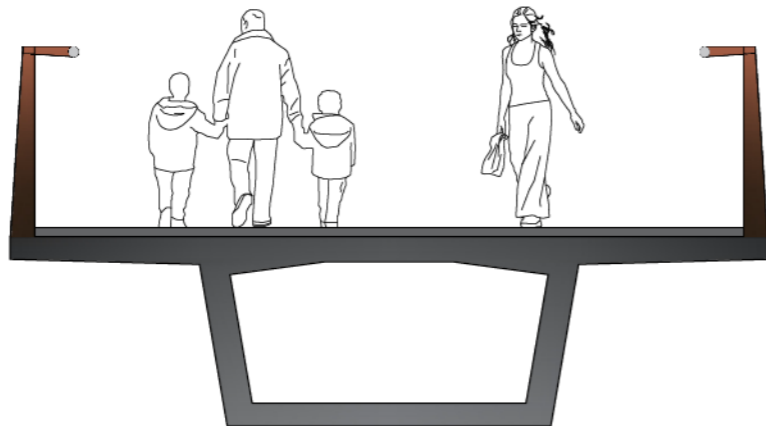


Figura 3.3. Tablero en cajón para solución viga. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Los cálculo para el predimensionamiento de la sección en cajón se han realizado conforme a las recomendaciones del SETRA para el diseño de puentes y según el libro “Diseño Estructural de Puentes” de Salvador Monleón Cremades.

Se muestran las fórmulas implicadas en la obtención de la geometría de la sección en cajón de canto constante como ejemplo y lo que representa geoméricamente cada valor que se va a calcular.

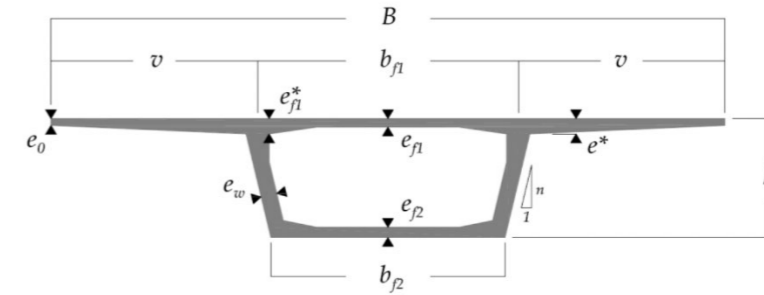


Figura 3.4. Parámetros seccionales de un cajón monocelular. Fuente: “Diseño Estructural de Puente”(Salvador Monleón)

- $L_{Total} = 298 \text{ m}$
- $L_{Vano} = 49,67 \text{ m}$
- $B = 6,00 \text{ m}$
- $h = 1,50 \text{ m}$

Calculamos con ello todos los parámetros geométricos de la sección en cajón.

$$v \approx B/4 = 1,50 \text{ m} \rightarrow b_{f1} = 3,0 \text{ m}$$

$$e^* \approx v/7 = 0,214 = 0,22 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,16 \approx 0,18 \text{ m} \rightarrow 0,18 \text{ m}$$

$$e_{f1} = b_{f1}/25 \geq 0,20 \text{ m} = 0,12 \rightarrow 0,20 \text{ m}$$

$$e_{f1}^* = \max(b_{f1}/25 + 0,1 \text{ m}; e^* - 0,1 \text{ m}; 1,5e_{f1}) = \max(0,22; 0,12; 0,30) = 0,30 \text{ m}$$

$$2e_w = L/275 + 1,25 B/L - 0,125 \text{ m} = 0,24 \text{ m}$$

$$e_{f2} = 0,18 \approx 0,22 \text{ m} \rightarrow 0,18 \text{ m}$$

$$n = 4 \approx 10 \rightarrow n = 7 \rightarrow b_{f2} = 2,56 \text{ m}$$

• **ALZADO**

Para la disposición en alzado, se ha empleado las fuentes citadas en el anterior párrafo y, para una longitud de 298 metros, se ha dividido en 6 vanos de 49,67 metros, otorgando unas esbelteces distintas para la solución de cajón de canto constante frente a las de canto variable.

$$\text{canto constante} \rightarrow L/h = 49,67/1,50 = 31,11$$

$$\text{canto variable} \rightarrow L/h = 49,67/1,00 = 49,67 \text{ (centro vano)}; L/h = 49,67/2,50 = 19,86$$

A falta de un cálculo más profundo, se han adoptado relaciones y valores recomendados. Estos valores son de carácter cualitativo que permitirán decidir la viabilidad de esta solución o no, para ello se muestran los posibles alzados de la pasarela para soluciones de 6 vanos simétricos de 49,67 metros tanto para canto constante de 1,50 metros como para canto variable (de 2,50 a 1,00 metros).

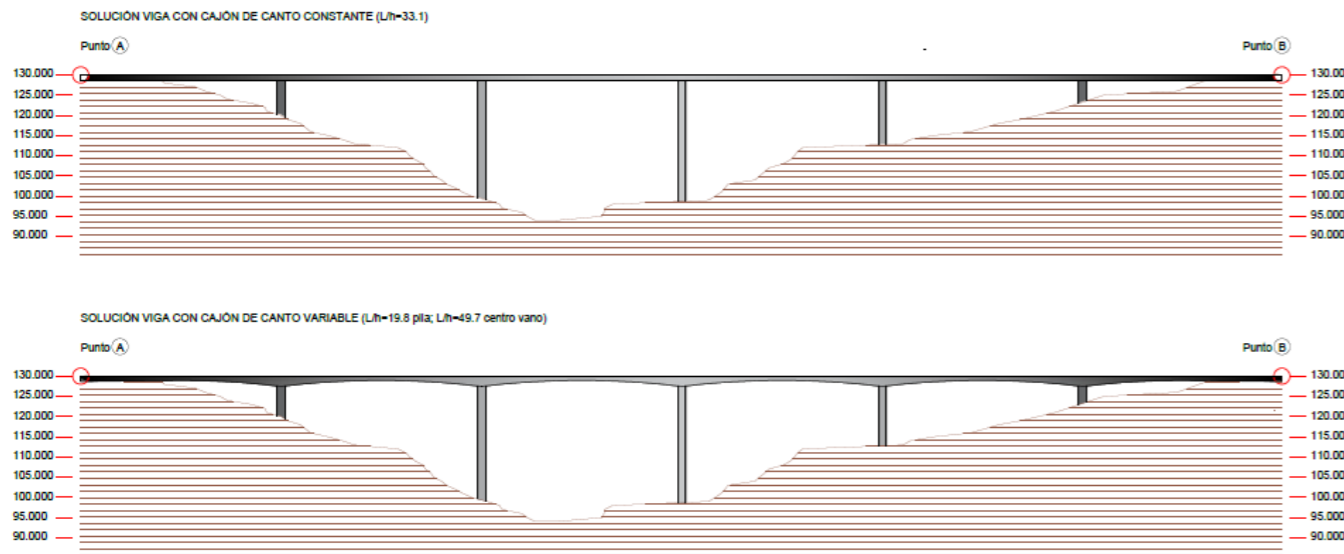


Figura 3.5. Alzado para soluciones viga en cajón de canto constante y canto variable. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

3.1.2. SOLUCIÓN ARCO

Los puentes en arco pueden diferenciarse principalmente en puentes de arco superior e inferior. Los puentes de arco superior (tipo “Bow-String”) se suelen emplear cuando la altura respecto a la rasante es uno de los condicionantes más restrictivos (paso superiores a autopistas, ríos o algún elemento cuya afección posterior a la realización de pilas sea importante).

En el caso de este proyecto, el planteamiento de realizar una pasarela de arco superior no es competitiva frente a otra alternativa porque no existe dicha restricción principal, además de que las condiciones de contorno del emplazamiento no fomentan el empleo de dicha alternativa (luz elevada, altura sobre rasante razonable y trazado en planta curvo de la pasarela).



Figura 3.6. Puente tipo Bow-String de Cullera sobre el río Júcar. Autor: Salvador Monleón Cremades

Por ello, de las dos posibles soluciones arco para resolver esta situación, la tipología de arco inferior es la adecuada. Esta tipología resulta atractiva como solución alternativa a un puente viga debido a su capacidad de resolver valle estrechos en forma de “V” con relativa sencillez y valles en “U” dotando de continuidad a cauces naturales existentes.



Figura 3.7. Puente de Arrábida tipo arco inferior. Fuente: iStock

Una posible complicación que puede surgir para el empleo de dicha alternativa es, como se ha comentado anteriormente, la curvatura en planta de la estructura. Esto complica la geometría de los elementos estructurales del arco ya que, generalmente, la sección de dicho arco es máxima en arranques y mínima en centro de luz (crece únicamente en anchura de la sección para resistir las compresiones generadas en la estructura). Con la disposición en planta curva, la variación de canto implicaría una variación parabólica. Los tabiques se deberán ajustar a dichas variaciones.

Otra cuestión a considerar sería como se comporta el arco frente a esfuerzos de flexión en el centro de luz del elemento, obteniendo al adicional esfuerzo axial proveniente del tablero, los momentos asociados a la excentricidad de las cargas producidas en la plataforma con respecto a los arranques del elemento portante.

Aun habiendo comentado que la solución para solventar este valle mediante una tipología de arco inferior es poco viable, se ha realizado un alzado de como quedaría dicha solución. Habría que tener en cuenta la curvatura en planta de la estructura.

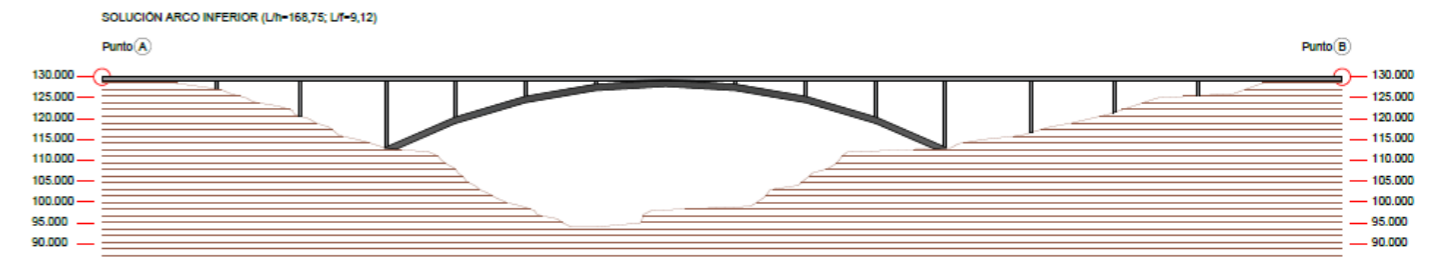


Figura 3.8. Alzado para solución arco de tablero superior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

3.1.3. SOLUCIÓN COLGANTE

Esta tipología se presenta como una solución viable para resolver grandes luces (a partir de 400-500 metros de vano principal). El empleo de una catenaria como elemento sustentantes del tablero implica una serie de condiciones geométricas que condicionan razonablemente el diseño. La altura de las torres ha de ser moderadamente alta para permitir a la catenaria obtener su forma estructural óptima y el trazado del tablero ha de seguir una directriz longitudinal sin apenas curvatura.



Figura 3.9. Puente colgante del río Jin'an en Yunnan (China). Fuente: www.reduper.com

Estas condiciones comentadas son alguna de las bases generales para la elección de esta tipología, por lo que como alternativa viable quedaría descartada. No obstante, existe algún ejemplo singular de pasarelas realizadas con dicha tipología por la empresa "Slaich Bergemann und Partner" en Alemania.



Figura 3.10. Pasarela colgante Hafen Grimberg en Gelsengkirchen (Alemania). Fuente: www.world-architects.com

El empleo de la catenaria sumada a péndolas y tirantes resulta muy complejo de calcular. Debido a este problema, existen pocos ejemplos del empleo de esta tipología en pasarelas.

3.1.4. SOLUCIÓN ATIRANTADA

Esta última tipología estructural de puentes resulta en la actualidad una de las más empleadas para puentes de luces altas, empieza a ser competitivo a partir de los 100-150 metros de luz hasta por encima de los 1000 metros, donde el colgante toma valor frente a las demás alternativas.

Esta tipología presenta gran flexibilidad frente a diferentes condiciones de contorno (geometrías tanto en planta como en alzado variadas) y se adapta a cualquier tipo de valle o terreno. La gran ventaja que presenta frente a otra es que, los puentes atirantados disponen de las ventajas que pueden tener otras tipologías (resolver luces moderadas sin pilas intermedias, tableros esbeltos, gran adaptabilidad), además de las ventajas que tiene propias.

Esta configuración estructural permite, en alzado, disposiciones simétricas (3 vanos, uno central de gran luz y dos laterales de aproximadamente el 40% de la luz principal) y asimétricas (torre en un estribo, dos vanos de luz distinta, entre otras).

Los tirantes se anclan al tablero mediante el empleo de vainas, que se pueden disponer en el eje o a un lateral del tablero (atención especial a la torsión en estos casos) o en ambos laterales del tablero (dos planos de tirantes), dotando de flexibilidad a la hora de sustentar el tablero en las diferentes situaciones que se pueden dar en un proyecto.



Figura 3.11. Puente atirantado asimétrico Sancho el Mayor en Navarra (río Ebro). Fuente: Carlos Fernández Casado SL

Las configuraciones usuales de disposición de tirantes en las torres son en arpa, abanico o semiarpa. Esta última es la más común en la actualidad debido a que presenta ventajas de las dos citadas anteriormente. La configuración arpa fue la más empleada al inicio de la incorporación de esta alternativa estructural. El arpa permite disponer los tirantes del puente a una misma inclinación y funciona adecuadamente frente a cargas horizontales. La configuración en abanico estructuralmente es la disposición más eficiente. Esto se debe a que al tener menor inclinación que en arpa (se pretende que los tirantes estén lo más vertical posible), su trabajo a tracción está implícito. Esta ventaja supone que los tirantes requerirán menor sección ya que trabajan al esfuerzos al cual están preparados, lo que implica una reducción considerable del acero total del puente. La problemática principal es la

complicación de diseño de nudo en el que se concentran todos los cables, requiere de precisión en el diseño, organización y construcción de la torre.



Figura 3.12. Izquierda: Puente del Alamillo en Sevilla (disposición en arpa). Derecha: Puente Severin sobre el Rin en Colonia (disposición en abanico). Fuentes, SevillaSecreta y TripAdvisor

La última configuración de tirantes es la semiarpa, que consiste en concentrar el anclaje de los tirantes a la torre en una zona mucho más amplia que en abanico, sin llegar a ocupar toda la altura sobre tablero de la torre con tirantes. Esta disposición resulta más sencilla de resolver que la abanico y presenta una eficiencia estructural notable.

En los referente a geometría y diseño de puentes atirantados, la altura de torres sobre tablero suele depender de la disposición de cables, luces y simetrías. A partir de estas condiciones se puede determinar la altura forzando alguna de las características anteriores a un valor o rango de valores. Por ello, existe una alternativa a las torres monolíticas convencionales, los puentes atirantados extradosados. En esta configuración la altura de torres sobre tablero es moderada frente a la usual, siendo descartada la disposición de anclajes en semiarpa, tomando valor la disposición en arpa u abanico. Por ello, la inclinación de los tirantes suele oscilar entre $16 \approx 20^\circ$, cuando en atirantados convencionales ronda los $22 \approx 25^\circ$. Los tableros suelen ser mucho más rígidos que en los convencionales.



Figura 3.13. Viaducto de Teror en Gran Canaria (solución extradosada). Fuente: Consejería de Obra Pública de Gran Canaria

Al igual que se ha realizado con el puente viga y el arco (soluciones viables), se plantean una formulación derivada del SETRA, Javier Manterola y Salvador Monleón recogida en el libro del último citado "Diseño Estructural de Puentes".

- Distribución de vanos (atendiendo al entorno)

$$L = 148 \text{ m} \rightarrow L^* \approx 0,4 \cdot L \rightarrow L_1 \approx 74 \text{ m}; L_2 \approx 76 \text{ m}$$

- Canto del tablero (1 plano de tirantes)

$$h = \max \left\{ \frac{B^*}{10N}; \frac{L}{100N} \right\} = \max \left\{ \frac{6}{10 \cdot 1}; \frac{148}{100 \cdot 1} \right\} \max \{0,60; 1,48\} = 1,48 \text{ m} \approx 1,50 \text{ m}$$

- Separación entre tirantes (S_1 , separación en centro luz y S_0 separación en estribos)

$$S \leq 10 \cdot h \rightarrow S \leq 15 \text{ m} \rightarrow \text{Se adopta } 6 \text{ m}; S_1 \approx 40 \text{ m}; S_0 \approx 20 \text{ m}$$

- Altura de torres e inclinación de los tirantes (disposición arpa, torres extradosadas)

$$\alpha \approx 16 - 20^\circ \rightarrow 20^\circ \rightarrow \text{obtener por geometría en CAD} \rightarrow H = 38 \text{ m}$$

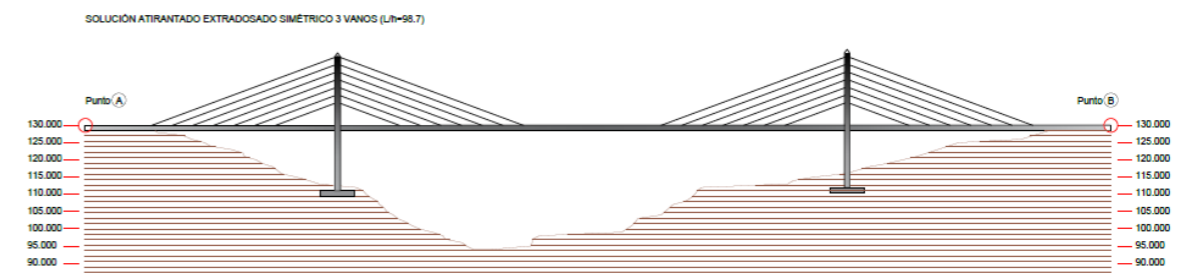


Figura 3.14. Alzado para solución atirantada extradosada de 3 vanos simétrico. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Por último, citar que esta tipología resulta muy competitiva debido a la facilidad de emplear el proceso constructivo de avance en voladizos sucesivos, permitiendo, a partir de una torre ejecutada, con dovelas prefabricadas preferiblemente, elevar un tramo del tablero y su posterior anclado a la torre. Esto permite ahorrar en plazos, que supone un ahorro económico global en el proyecto. Por ello, esta alternativa se presenta junto al puente viga la solución más favorable para la realización de este proyecto.

3.1.5. ELECCIÓN TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Atendiendo a todos los argumentos descritos en este Anejo, las tipologías viables para la realización de esta pasarela serían la de viga y atirantado. A falta de una valoración económica, proceso constructivo y plazo de ejecución (que como se ha comentado, no es objeto de este proyecto ya que se aborda principalmente el diseño estructural), se aborda principalmente un carácter estético, integración paisajística y optimización estructural de la pasarela.

Abordando los últimos criterios citados, la estética que puede presentar un puente atirantado, su integración en el entorno, la continuidad que otorga a vías verdes y su carácter monumental que puede presentar para el municipio de Benissa hace que esta tipología sea la adoptada para la realización de este proyecto de pasarela ciclopeatonal. Más adelante se justificará la solución adoptada, mostrando los diseños realizados para los distintos elementos que conforman la estructura.

Un ejemplo de luces moderadamente similares (235 metros de luz total) y con unas condiciones de trazado parecidas a las de este proyecto puede ser la Pasarela sobre el río Ebro para la Expo de 2008 en Zaragoza, realizada por el estudio de Carlos Fernández Casado SL, coordinado por Javier Manterola. Por tanto, este proyecto puede servir a nivel cualitativo para obtener órdenes de magnitud ya que se trata de una pasarela con un carácter singular en cuanto a diseño estructural y geotécnico.



Figura 3.15. Pasarela sobre el río Ebro para la Expo de 2008 en Zaragoza. Fuente: Carlos Fernández Casado SL

4. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución adoptada es, como se ha comentado anteriormente, una pasarela atirantada extradadosada de tres vanos. Al tratarse de un tablero curvo, de ancho reducido (6,50 metros), la distribución en planta curva del tablero sitúa a las torres aguas arriba del tablero a una distancia de 6 metros en dirección perpendicular a la directriz del tablero. La justificación del diseño de cada elemento de la pasarela se desarrolla en los siguientes apartados en los que se mostrarán dimensiones generales y materiales empleados. Para información más detallada de cada elemento, en el Documento nº2: Planos se definirá cada sección con mayor nivel de precisión.

Se muestra el alzado de la solución adoptada con vanos de 73,3+148,0+76,7 metros. La gran parte de la pasarela se realizará con perfiles de acero tipo "corten", a excepción de los tirantes, tensores, tirantes de retenidas y cimentación.

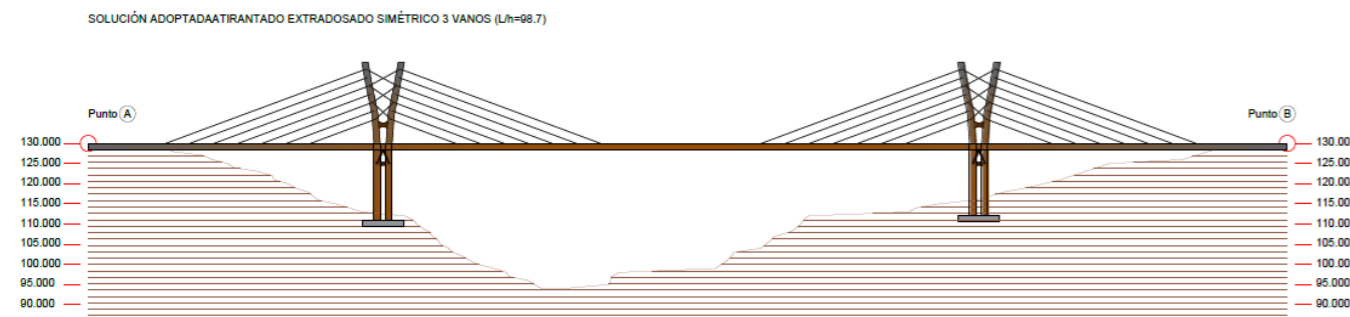


Figura 4.1. Alzado de pasarela atirantada (solución adoptada). Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Las directrices de los elementos de la pasarela se han modelizado en 3D en AutoCAD para su posterior introducción en el software de cálculo, permitiendo modificar posibles geometrías y elementos de manera eficaz. Además, se podrá dotar a las directrices de secciones y obtener un modelo final del resultado.

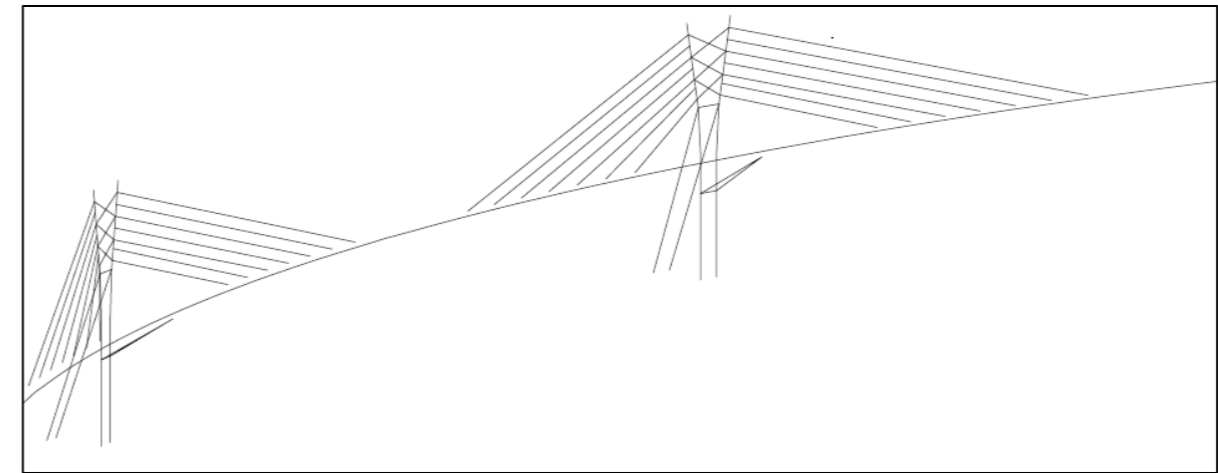


Figura 4.2. Vista 3D desde lado oeste de las directrices de los elementos de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

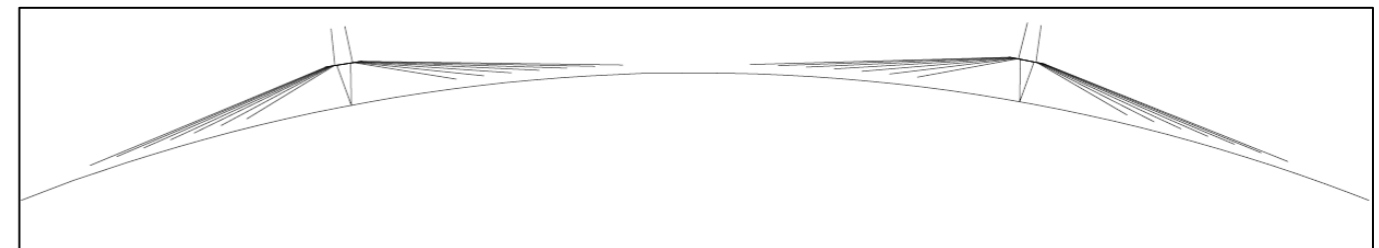


Figura 4.3. Vista en planta de las directrices de los elementos de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.1. TABLERO

Se parte de una configuración en planta impuesta curva, para el diseño del tablero, esta condición descarta las alternativas de tablero en sección abierta tipo bijácena o derivados debido a su pésimo comportamiento frente a torsión. La solución por tanto sería en sección cerrada, es decir, un cajón.

La otra cuestión a considerar puede ser el material a emplear, siendo hormigón u acero las alternativas viables. El hormigón presenta un inconveniente para este diseño, el peso propio de la sección. Este problema muchas veces suele ser una ventaja ya que al pesar más, da estabilidad al tablero, pero como se trata de una pasarela atirantada, el porcentaje de peso que supone con respecto a las otras acciones es muy elevado y supondría una flecha en Estado Límite de Servicio inadmisibles.

Por otro lado, el empleo de acero en sección cerrada puede ser una alternativa adecuada, obteniendo una sección resistente aceptable con un peso propio muy reducido, ya que los espesores de las chapas que conformen el tablero no superan los 30 mm.

La sección adoptada para el tablero está conformada por dos celdas que representan el principal mecanismo resistente del tablero, sumado a diafragmas y cuchillos cada 3 metros. Los diafragmas se disponen para evitar la posible deformación de la sección resistente del tablero y otorgan solidaridad a

la estructura del tablero en los planos de anclaje de tirantes. También se dispondrán rigidizadores para evitar la posible abolladura local de alguna de las chapas.

Los cuchillos están dispuestos para conseguir un ancho de la plataforma del tablero superior (6,50 metros) al proporcionado por la sección principal, además de contribuir a la aerodinámica del puente, la estética y la deformabilidad de la sección.

La sección adoptada se muestra a continuación, consultar el Documento nº2: Planos para mayor detalle de lo resumido en este apartado en lo referente a la sección adoptada.

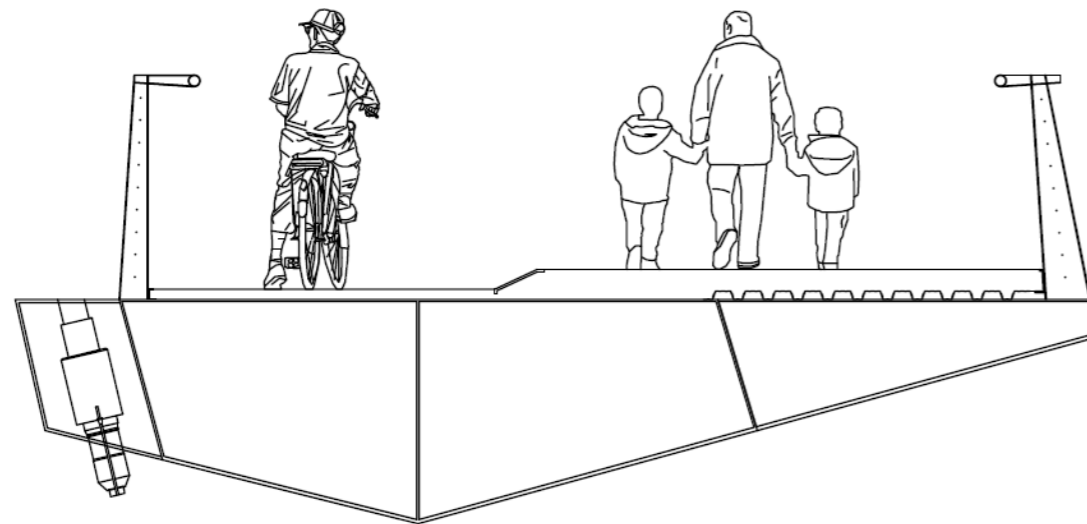


Figura 4.4. Sección del tablero adoptada para el proyecto. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Para justificar el empleo de la sección adoptada, se ha realizado un comparativo entre un cajón de hormigón y dicha sección en el que se puede observar la relación entre el peso propio de ambas secciones frente al valor de la sobrecarga de uso a considerar en la pasarela.

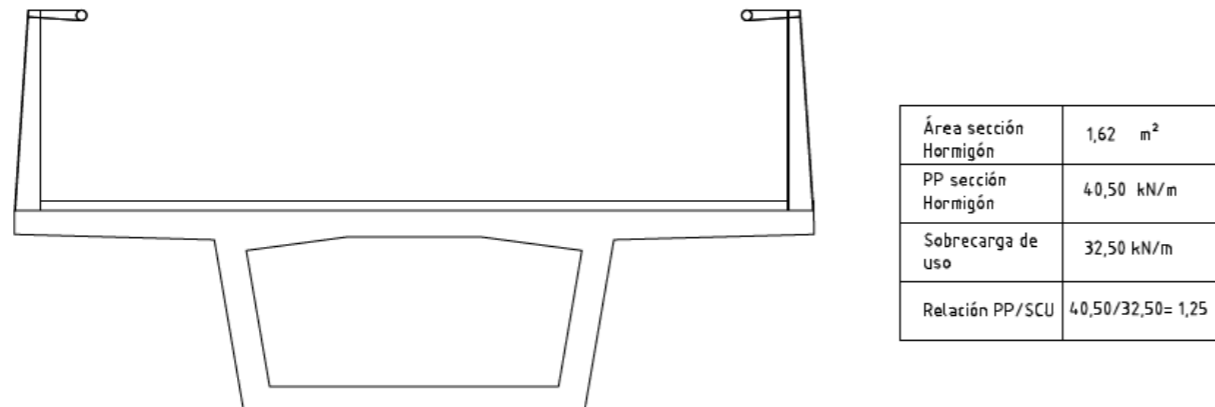


Figura 4.5. Relación PP/SCU para sección de tablero de hormigón. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

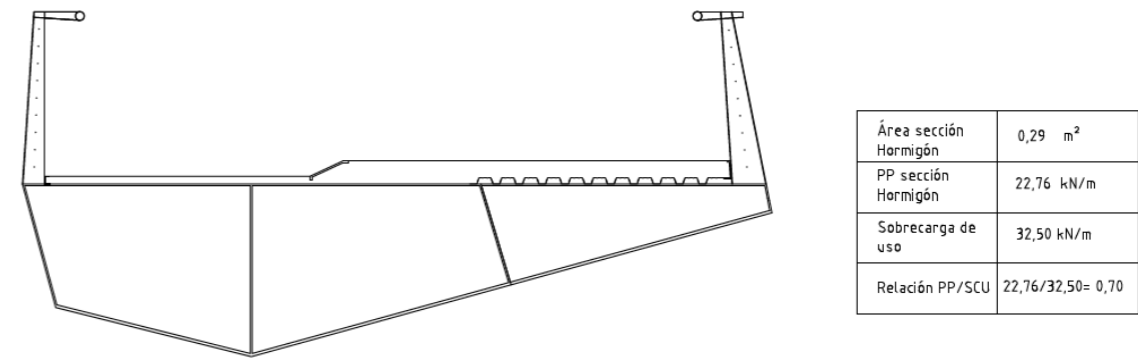


Figura 4.6. Relación PP/SCU para sección adoptada. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.2. TORRES

Para el diseño de las torres (elemento principal de esta tipología estructural), la primera cuestión que se plantea es la elección del material. Estos elemento trabajan principalmente a esfuerzos axiles, por lo que el empleo de hormigón queda justificado (gracias a su buen comportamiento a compresión). Actualmente, en puentes atirantados se suele optar por el empleo de hormigón en dichos elementos, aunque la elección de diseñar las torres en acero no queda descartada.

Para puentes de carretera de grandes luces, debido a las grandes cargas que han de soportar dichos elementos, es recomendable emplear hormigón, pero, en pasarelas y puentes de luces modestas se pone en valor el empleo de torres de acero debido a que no condiciona en cuanto a dimensiones de los elemento el empleo de un material u otro y su capacidad resistente máxima no llega a ser alcanzada.

Por tanto, el diseño que se ha propuesto para este proyecto de pasarela ciclopeatonal está compuesto por dos elemento monolíticos de acero corten rellenos de hormigón (otorgando estabilidad frente a vuelco) de 32,63 metros. En primera instancia, se planteó el empleo de una sección cilíndrica de 1,50 metro de diámetro, pero quedaba en duda su estabilidad frente al pandeo, por lo que, para aumentar su inercia en el eje de pandeo débil se optó por una sección formada por un cuadrado de 1,50 metro de lado y dos semicircunferencia de 1,50 metros de diámetro.

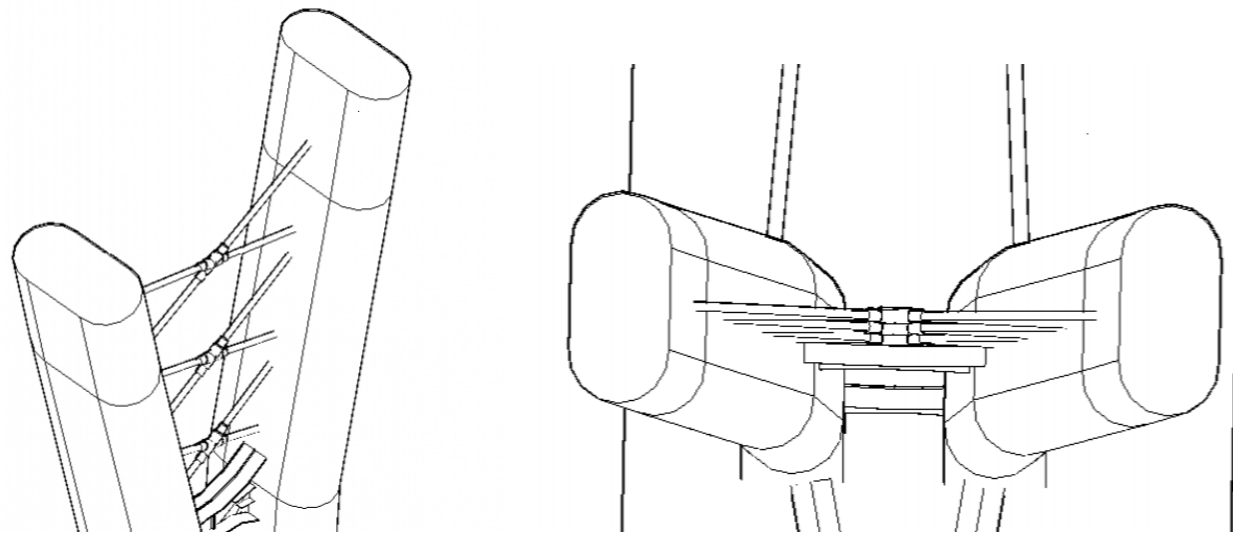


Figura 4.7. Vista de la sección 3D (en estructura alámbrica) de las torres de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.2.1. TENSORES

Los dos elementos que forman la torres están arriostrados mediante tensores en el tramo superior al tablero (en planos alternos de tirantes) para limitar los desplazamientos en dicho eje. Estos tensores funcionan pasivamente (tesados mínimamente) y se disponen con un elemento especial de acero colado que soluciona los solapes en los cruces entre tensores.

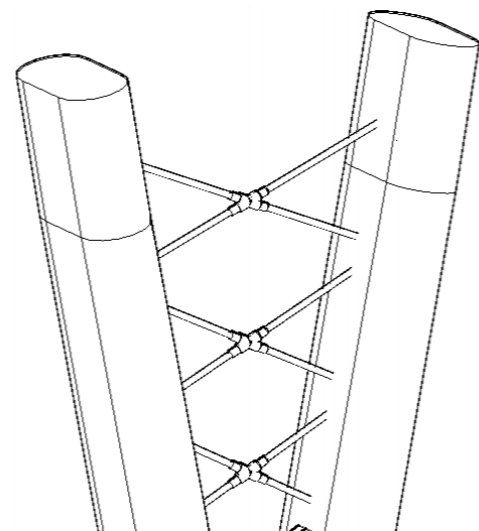


Figura 4.8. Vista 3D (en estructura alámbrica) de los tensores de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Los tensores han sido escogidas a partir del catálogo de sistemas de barras y cables “Macalloy”, este tipo de cables y barras se pueden tesar mediante un elemento especial que se puede disponer en diferentes partes de la barra y mediante giro manual se tesa, siendo útiles para sistemas estructurales de cables y barras en los que sea complicado el emplear el tesado mediante un gato hidráulico. Se ha optado por emplear un cable M100 (diámetro 100 mm) para los tensores que arriostran las torres. Las características resistentes de los elementos seleccionados se detallan en el Anejo 7: Modelización de la

Estructura y Comprobación en Estados Límite para su intervención en el cálculo estructural de la pasarela.

4.2.2. RIOSTRAS

Además, los elementos principales de las torres están arriostrados mediante dos vigas riostra de canto variable (de 1,80 metros a 0,90 metros) dispuestas a $1/3$ y $2/3$ de la altura total de las torres. Estas vigas unifican ambos elementos, trabajando solidariamente como un único sólido rígido. Se han dispuesto rigidizados en las almas de las vigas para evitar posibles abolladuras locales, además de dotar a los elementos de un valor estético añadido sumado a su variación de canto parabólica. Los espesores de chapa son de 30 mm para las alas y 15 mm para el alma y los rigidizadores, el vuelo de las alas será de 300 mm respecto al eje del alma (constante en la totalidad del elemento).

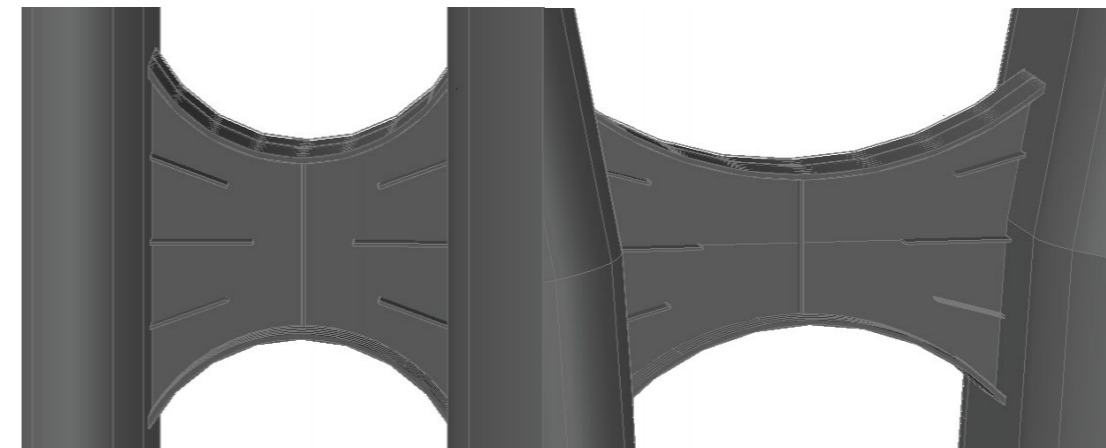


Figura 4.9. Vista 3D (en sombreado con aristas) de las vigas riostra de las torres (Izquierda: viga a $1/3$ de la altura, Derecha: viga a $2/3$ de la altura). Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.2.3. APOYOS DEL TABLERO

Para poder distribuir de forma equitativa las cargas que se generan en el tablero y evitar la transmisión excesiva de tensiones a los dos cables más próximos a las torres, se disponen dos elementos viga rígidos (vigas con variación de canto de 1,80 metros a 0,90 metros) sobre los que en el extremo del voladizo se soldará el alma al cajón del tablero. Al haber optado por una solución atirantada extradrosada, se genera una “ventana de Homberg” en los ejes que intersectan el tablero con las torres. Dicha ventana genera un tramo del tablero de longitud muy superior a la separación adoptada entre tirantes, dejando un tramo de 40 metros entre cables. Este problema se soluciona de dos formas, disponiendo de un tirante vertical coincidente con la torre o disponiendo de un elemento de apoyo inferior al tablero que finalice en las torres.



Figura 4.10. Puente Friedrich Ebert ubicado en Bonn (Alemania) en el que se observa el fenómeno de la "Ventana de Homburg". Fuente: Pixabay

La primera solución planteada se adopta en solución atirantada en la que las torres coinciden con el eje del tablero o próximas al mismo, es decir, que no estén ubicadas exteriormente. También es necesario que los tirantes se concentren en un único elemento torre. En este caso, el disponer un tirante sería complicado al haber dos elementos sustentantes en cada torre excéntricos del eje. Además de que las torres están ubicadas 6,00 metros en dirección perpendicular exterior al tablero.

Por ello, la solución viable para este caso sería el disponer de uno o varios elementos sustentantes por debajo del tablero, en este caso, las vigas artesas de canto variable a 1/3 de la altura total de la torre.

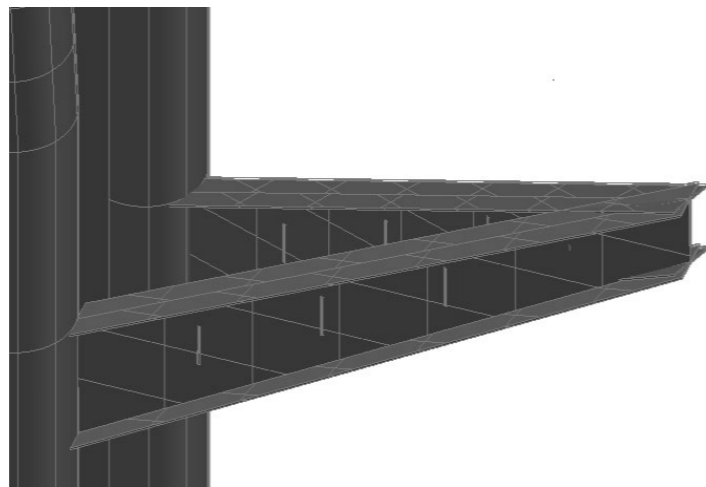


Figura 4.11. Vista 3D (en sombreado con aristas) de los apoyos del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.2.4. TIRANTES DE RETENIDA

Como último elemento que compone la estructura de la torre, Los tirantes de retenida se ubican en la mitad de la altura total de la torre en el punto superior (una en cada pata de la torre) y están anclados a 8 metros respecto al eje de los elementos principales de la torre, obteniendo un ángulo de 60° respecto a la horizontal.

La función principal de estos elementos es evitar la flexión en el plano perpendicular a la directriz del tablero de las torres. Otra de las ventajas sería el reparto de la carga transmitida a la cimentación, obteniéndose cuatro puntos de arranque frente a los dos obtenidos si no se dispusieran retenidas (asumiendo que las retenidas y las torres dispongan de un elemento de cimentación común).

Es importante limitar los desplazamientos obtenidos en la cabeza de la torre ya que en las comprobaciones de ELS existe un umbral máximo de flecha horizontal ($H_{\text{torre}}/300$ en el Eurocódigo 2).

Consultando el catálogo H-2000 del fabricante "Freyssinet" se ha seleccionado el diámetro mayor de los disponibles, con una disposición de 169 torones de 2". Esta configuración se traduce en un diámetro total de retenidas de 19,84 cm. En este caso sí que es posible el tesado de los elementos mediante gatos hidráulicos, pudiendo adoptar un diámetro de cable mayor al máximo del catálogo de "Macalloy".

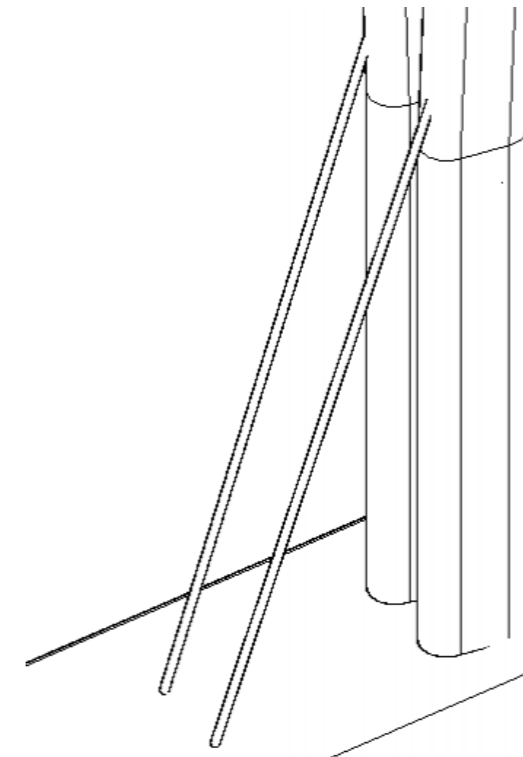


Figura 4.12. Vista 3D (en estructura alámbrica) de las retenidas de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.2.5. VISTA GLOBAL DE LAS TORRES

Con todo lo comentado en los anteriores apartados se muestra una vista 3D realizada en AutoCAD de las torres con los materiales seleccionados y los acabados finales.

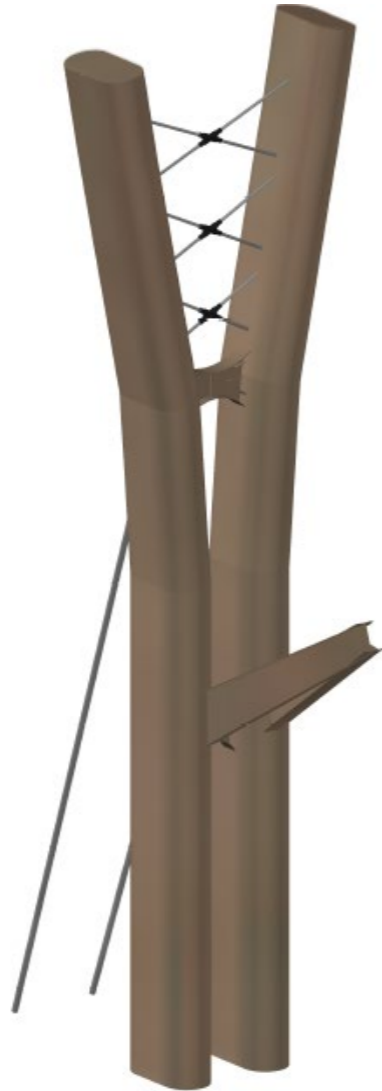


Figura 4.13. Vista 3D de todos los elementos que forman las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4.3. TIRANTES

Los tirantes son los elementos principales de esta tipología estructural, sustentando el tablero y siendo anclados a las torres de un puente o pasarela. Para este proyecto, se han dispuesto siete cables a cada lado de las torres, con una inclinación respecto al eje del tablero de 20° para la configuración en arpa y torres extradadas, obteniendo un total de 28 tirantes en toda la pasarela.

La separación entre cables es de 6 metros para evitar excesivas flechas a lo largo del tablero de la pasarela. La separación en el centro de luz del vano principal y en los estribos es mayor debido a que, al tratarse de una configuración de torres extradadas, la excesiva inclinación de los tirantes hace que vayan perdiendo eficacia cuanto mayor distancia haya respecto a las torres. El disponer de un octavo tirante a cada lado de la torre no resulta eficaz ya que no reduce excesivamente los momentos flectores que se producen en los tramos extremos y central de la pasarela (al estar muy tendido, se produce una mayor reacción horizontal que la vertical). Además, el disponer de un mayor número de tirante para reducir las separaciones en estribos y centro de luz supondría un aumento de la altura de las torres, dejando de comportarse como torres extradadas y siendo necesario un planteamiento de solución estructural diferente.

Estos tirantes necesitarán de una fuerza de tesado para poder trabajar adecuadamente, la secuencia y fuerza a introducir dependerá del proceso constructivo y podrá realizarse en varias fases. En este proyecto se define el tesado final, independientemente del proceso constructivo que se adopte.

Para la selección del tipo de cable a emplear, se ha recurrido al catálogo H-2000 de "Freyssinet" en el que se ha escogido la configuración de 109 torones de 2", obteniendo un diámetro total de 14,45 cm. El tesado se realizará mediante gatos hidráulicos al igual que el de los tirantes de retenida.

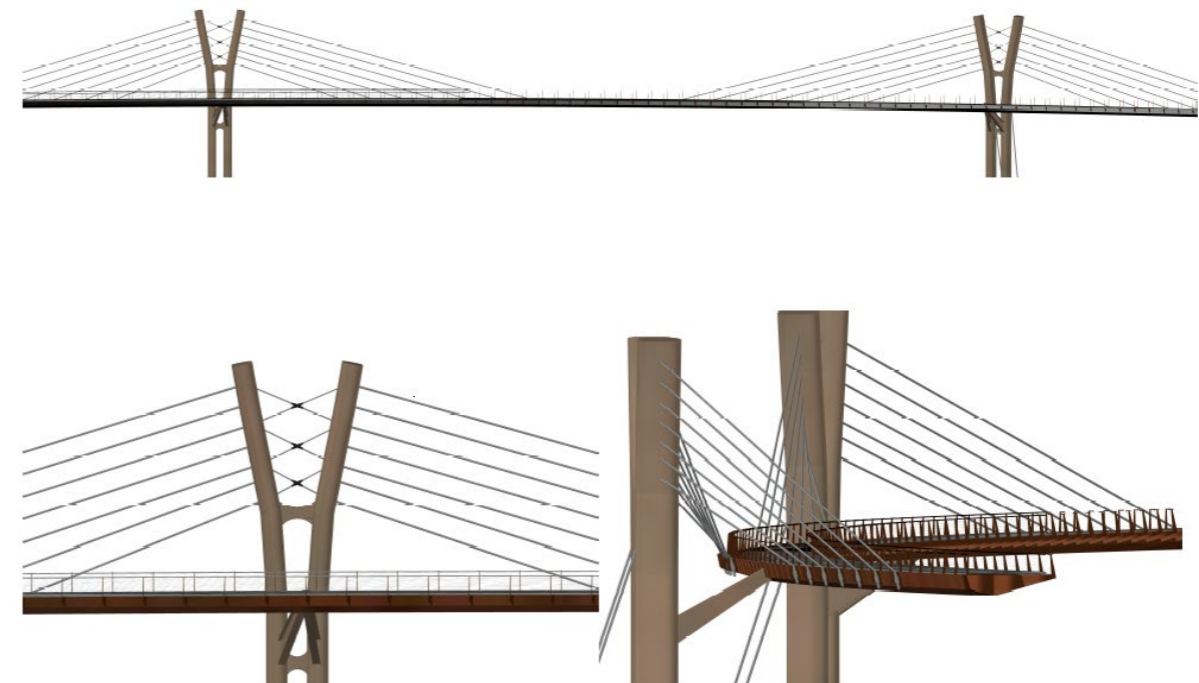


Figura 4.14. Vista 3D de la pasarela con los tirantes adoptados y el tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Por último, se muestra una vista 3D del tablero donde se pueden observar los planos de anclaje, el atirantamiento y su funcionamiento en servicio. La inclinación de los anclajes de los tirantes dependerá del ángulo de incidencia de los cables sobre la directriz del tablero.

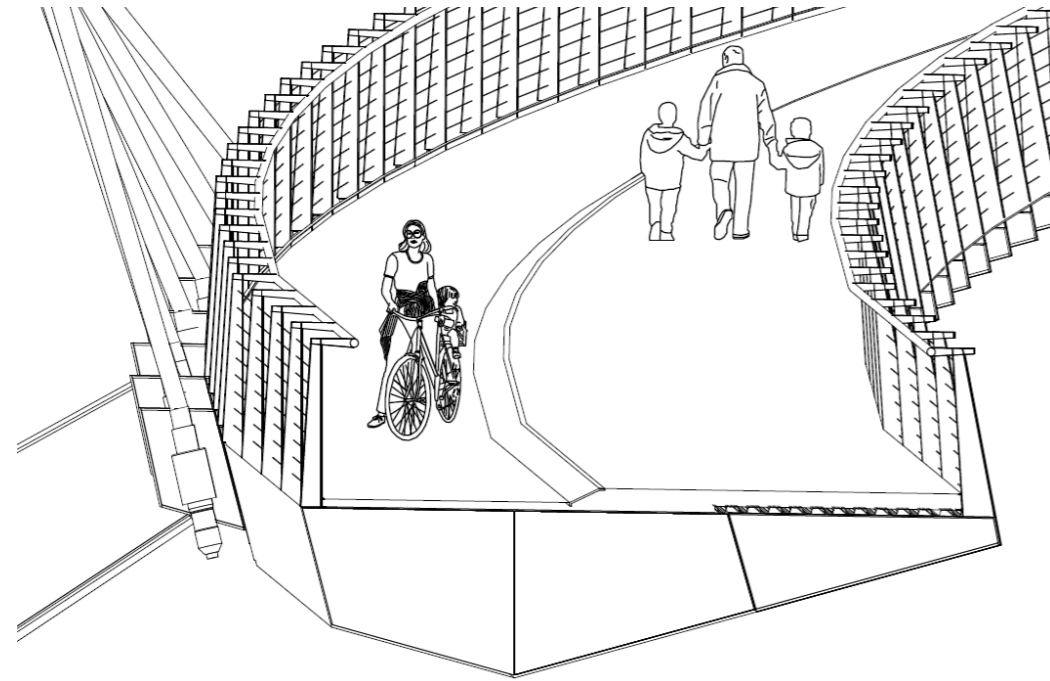


Figura 4.15. Vista 3D de la pasarela en servicio con secciones de atirantamiento. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)



Anejo 7: Modelización de la Estructura y Comprobación en Estados Límite



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	5	8.3. COMBINACIONES DE ACCIONES.....	22
1.1. DURABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	5	8.3.1. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELU.....	22
1.2. MATERIALES EMPLEADOS	5	8.3.2. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELS.....	22
1.2.1. HORMIGÓN.....	5	8.3.3. COMBINACIONES DE ACCIONES IMPLEMENTADAS EN EL MODELO	23
1.2.2. ACERO	5	9. IMPLEMENTACIÓN DE ACCIONES EN EL MODELO DE CÁLCULO	24
1.2.3. NIVEL DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES	6	9.1. ACCIONES EN EL MODELO	24
1.3. ELEMENTOS ADICIONALES DEL TABLERO.....	6	9.2. DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA	25
1.3.1. PERNOS CONECTADORES	6	9.3. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS DE LA ESTRUCTURA	26
1.3.2. CHAPA GRECADA	6	10. RESULTADOS DEL MODELO DE CÁLCULO	29
1.3.3. PERFILES METÁLICOS EN “C”	7	10.1. COMPROBACIONES ELU RESISTENTE (SRT).....	31
1.4. NORMATIVA EMPLEADA.....	7	10.1.1. ANÁLISIS DEL TABLERO	31
1.5. ESTRATEGIA DE ANÁLISIS.....	8	10.1.1. ANÁLISIS DE LAS TORRES	32
1.6. SOFTWARE EMPLEADO	8	10.1.2. ANÁLISIS DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE LAS TORRES.....	32
2. DIMENSIONES Y SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	8	10.1.3. ANÁLISIS DE APOYOS DEL TABLERO	32
2.1. TABLERO	8	10.1.4. ANÁLISIS DE TIRANTES, TIRANTES DE RETENIDA Y TENSORES	33
2.2. TORRES	9	10.2. COMPROBACIONES ELS.....	33
2.3. TIRANTES Y BARRAS TRACCIONADAS	10	10.2.1. CRITERIOS FUNCIONALES DEBIDOS A LA FLECHA.....	33
3. MODELO ESTRUCTURAL	12	10.2.2. CONTRAFLECHAS DE EJECUCIÓN	33
3.1. CONDICIONES DE CONTORNO	12	10.2.3. ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES EN PASARELAS PEATONALES	34
3.2. DEFINICIÓN DE LOS CABLES	12	11. CÁLCULO SÍSMICO.....	35
4. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G).....	13	11.1. MODOS DE VIBRACIÓN.....	35
4.1. CARGAS MUERTAS.....	13	11.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	36
5. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G').....	13	12. ANÁLISIS DE LOS MODOS DE PANDEO.....	37
6. ACCIONES VARIABLES (Q).....	15	12.1. IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS.....	38
6.1. SOBRECARGA DE USO	15	12.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL	39
6.2. VIENTO.....	15	13. CÁLCULO DEL ARMADO DE LA LOSA DEL TABLERO.....	39
6.3. ACCIONES TÉRMICAS	19	13.1. DURABILIDAD DE LA LOSA	39
6.4. NIEVE	20		
7. ACCIONES ACCIDENTALES (A).....	20		
8. BASES PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	21		
8.1. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES.....	21		
8.2. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	21		



Índice de Figuras

Figura 1.1. Configuración de pernos en el tablero para asegurar la colaboración de las diferentes partes del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....6

Figura 1.2. Configuración de cercos “Z” en el tablero para asegurar la colaboración de las diferentes partes del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....6

Figura 1.3. Losa de chapa colaborante empleada en una parte de la sección del tablero de la pasarela. Fuente: ArcelorMittal7

Figura 1.4. Ficha técnica de chapa grecada para dimensiones de 60 x 80 cm. Fuente: ArcelorMittal.....7

Figura 1.5. Tramo de losa con chapa grecada. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....7

Figura 1.6. Dimensiones de los perfiles en "C" que encofran la losa del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....7

Figur.2.1. Definición de la sección resistente del tablero y rigidizadores. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....8

Figura 2.2. Propiedades de la sección resistente del tablero. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)8

Figura 2.3. Geometría global de los elementos estructurales de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....9

Figura 2.4. Definición de los elementos estructurales de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)9

Figura 2.5. Propiedades de la sección resistente de las torres. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)10

Figura 2.6. Propiedades de la sección inicial de las vigas riostra y apoyos. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....10

Figura 2.7. Propiedades de la sección final de las vigas riostra y apoyos. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....10

Figura 2.8. Características resistentes de los elementos de barras traccionadas del catálogo” Macalloy Tension Structures”. Fuente: Macalloy11

Figura 2.9. Propiedades de la sección de los tirantes de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....11

Figura 2.10. Propiedades de la sección de los tensores de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....11

Figura 3.1. Geometría sin deformar de la estructura de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....12

Figura 3.2. Condiciones de contorno de la estructura de pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)12

Figura 5.1. Simetría de la estructura de la pasarela para el cálculo de tesado. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....13

Figura 5.2. Matriz de flexibilidad y de desplazamiento iniciales obtenida directamente de programa de cálculo. Fuente: Elaboración Propia14

Figura 5.3. Cálculo matricial para la obtención de la fuerza de tesado de los tirantes. Fuente: Elaboración Propia.....14

Figura 5.4. Obtención del incremento de longitud que simula la fuerza de tesado a aplicar en el modelo. Fuente: Elaboración Propia14

Figura 9.1. Cargas muertas aplicadas sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....24

Figura 9.2. Viento longitudinal “X” positivo aplicado sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)..... 24

Figura 9.3. Viento transversal “Y” positivo aplicado sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)..... 24

Figura 9.4. Carga de tesado de los tirantes y retenidas (gradiente de temperatura) aplicada sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 24

Figura 9.5. Deformada del caso de carga Peso Propio (factor de escala automático: 0,1). Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 25

Figura 9.6. Deformada del caso de carga Cargas Muertas (factor de escala automático: 9). Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 25

Figura 9.7. Deformada del caso de carga Tesado (factor de escala automático: 3). Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)..... 25

Figura 9.8. Deformada de las Cargas Permanentes (PP+CM+TESADO) (factor de escala real: 1). Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 25

Figura 9.9. Deformada de la envolvente de Cargas Térmicas (factor de escala automático: 3). Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 25

Figura 9.10. Diagrama de axiles de la estructura en el caso de carga PP+CM+TESADO. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 26

Figura 9.11. Diagrama de axiles de la estructura en el caso de carga Viento longitudinal “X” positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 26

Figura 9.12. Diagrama de axiles de la estructura en el caso de carga Viento transversal “Y” positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 26

Figura 9.13. Diagrama de axiles de la estructura para la envolvente de Cargas Térmicas. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 26

Figura 9.14. Diagrama de cortante de la estructura en el caso de carga PP+CM+TESADO. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 27

Figura 9.15. Diagrama de cortante de la estructura en el caso de carga Viento longitudinal “X” positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 27

Figura 9.16. Diagrama de cortante de la estructura en el caso de carga Viento transversal “Y” positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 27

Figura 9.17. Diagrama de cortante de la estructura para la envolvente de Cargas Térmicas. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 27

Figura 9.18. Diagrama de momentos de la estructura en el caso de carga PP+CM+TESADO. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 28

Figura 9.19. Diagrama de momentos de la estructura en el caso de carga Viento longitudinal “X” positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 28

Figura 9.20. Diagrama de momentos de la estructura en el caso de carga Viento transversal “Y” positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 28

Figura 9.21. Diagrama de momentos de la estructura para la envolvente de Cargas Térmicas. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 28

Figura 10.1. Módulo de filtrado de datos del modelo de cálculo (parte 1). Fuente: Elaboración Propia (Python)..... 29

Figura 10.2. Módulo de filtrado de datos del modelo de cálculo (parte 2). Fuente: Elaboración Propia (Python)..... 29

Figura 10.3. Periodo y frecuencia del primer modo de vibración de la estructura de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000) 34



Figura 10.4. Rangos de frecuencia de las vibraciones verticales y horizontales (en Hz). Fuente: SETRA34

Figura 11.1. Espectro de respuesta sísmica último introducido en SAP2000. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000).....35

Figura 11.2. Primer modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP200035

Figura 11.3. Segundo modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP200036

Figura 11.4. Tercer modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP200036

Figura 11.5. Cuarto modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP200036

Figura 11.6. Quinto modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP200036

Figura 11.7. Sexto modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP200036

Figura 12.1. Primer modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP200037

Figura 12.2. Segundo modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP200037

Figura 12.3. Tercer modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP200037

Figura 12.4. Cuarto modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP200037

Figura 12.5. Quinto modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP200038

Figura 12.6. Sexto modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP200038

Figura 12.7. Caso de carga no lineal a procesar en el modelo. Fuente: SAP200038

Figura 13.1. Detalle de armado de la losa superior del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)41

Tabla 17. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en los apoyos del tablero..... 30

Tabla 18. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en los tirantes..... 30

Tabla 19. Resultado de tensiones de las combinaciones en ELU en los tirantes..... 30

Tabla 20. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en tirantes de retenida y tensores. .. 30

Tabla 21. Comprobaciones resistentes del tablero metálico..... 32

Tabla 22. Comprobaciones resistentes una de las ménsulas de las torres..... 32

Tabla 23. Comprobaciones resistentes de los arriostramientos de las torres..... 32

Tabla 24. Comprobaciones resistentes de los soportes del tablero..... 33

Tabla 25. Comprobaciones resistentes axiles de los cables de la estructura..... 33

Tabla 26. Modos de vibración, periodos, frecuencias y masa movilizada según Ritz o Eigen para la estructura de la pasarela..... 35

Tabla 27. Reacciones obtenidas en el análisis modal espectral del sismo último del modelo de cálculo..... 36

Tabla 28. Reacciones obtenidas en el análisis modal espectral del sismo frecuente del modelo de cálculo..... 36

Tabla 29. Esfuerzos obtenidos en el análisis modal espectral del modelo de cálculo..... 36

Tabla 30. Desplazamientos y rotaciones obtenidas en el análisis modal espectral del sismo del modelo de cálculo..... 37

Tabla 31. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU no lineal en las torres..... 39

Tabla 32. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU no lineal en el tablero..... 39

Índice de Tablas

Tabla 1. Características del hormigón empleado.....5

Tabla 2. Características del acero activo empleado. Fuente: Elaboración Propia.....5

Tabla 3. Características del acero activo empleado.....5

Tabla 4. Características del acero activo empleado.....5

Tabla 5. Coeficiente parciales de seguridad de los materiales empleados. Fuente: Código Estructural ..6

Tabla 6 Resumen de valor del empuje del viento en tirantes.....18

Tabla 7. Posibles combinaciones de la acción térmica en el tablero.....20

Tabla 8. Factores de simultaneidad de las acciones. Fuente: IAP-11.....21

Tabla 9. Coeficientes parciales para las acciones en ELU resistente. Fuente: IAP-1121

Tabla 10. Coeficientes parciales para las acciones en ELS. Fuente: IAP-1121

Tabla 11. Nomenclatura empleada en el modelo de cálculo para las acciones y envolventes.....23

Tabla 12. Combinaciones de acciones implementadas en el modelo de cálculo de la pasarela.....23

Tabla 13. Combinaciones de acciones accidentales (sismo) implementadas en el modelo de cálculo de la pasarela.....23

Tabla 14. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en el tablero.....29

Tabla 15. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en las torres.....30

Tabla 16. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en las riostras de las torres.....30

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es la definición de los elementos estructural de la pasarela (dimensiones y características de los materiales) para su posterior modelización en un software de cálculo mediante elementos finitos. Antes de introducir los elementos en el software se definirán las acciones que intervienen en el proceso y las combinaciones de acciones que prescribe la normativa de puentes vigente, la IAP-11. Se comprobará tras la realización de un modelo estático lineal, si se requiere un posterior análisis no lineal y se realizará la comprobación resistente frente a sismo con los datos obtenidos en el Anejo 5: Sismología. Una vez se ha realizado el proceso de cálculo se analizarán los resultados obtenidos con la finalidad de verificar la resistencia de la estructura y su adecuado funcionamiento en servicio.

1.1. DURABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

La durabilidad de una estructura es su capacidad para soportar (durante su vida útil) las acciones para las cuales ha sido proyectada, sumado a las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta.

Se deberá de ajustarse a la normativa vigente con la finalidad de garantizar la seguridad de los seres vivos, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente. Por ello, la estructura deberá realizarse estrictamente dentro del marco normativo para el periodo de vida útil para la que se construye. Deberá asegurarse de su seguridad y funcionalidad en servicio, así como estar preparada frente a cualquier situación accidental (sismo, incendios, inundaciones, ...), respetando la posible afección al entorno natural en el que se ubica.

Según la IAP-11, la vida útil estimada para este proyecto es de 100 años, por lo que se habrá que diseñar adecuadamente para estar en servicio durante el periodo citado.

1.2. MATERIALES EMPLEADOS

1.2.1. HORMIGÓN

Para el relleno de las torres y para la losa de hormigón armado del tablero, se emplear un hormigón de resistencia característica de 30 MPa, al igual que para los elementos de cimentación.

Tabla 1. Características del hormigón empleado.

Tipo de Hormigón: C30/37		
Resistencia característica	f_{ck} (MPa)	30
Resistencia característica media	f_{cm} (MPa)	38
Módulo elástico longitudinal	E_c (MPa)	28576,79
Coefficiente de dilatación térmica	α_c ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	1×10^{-5}
Coefficiente de Poisson	ν_c	0,2

1.2.2. ACERO

• ACERO PASIVO

Para el acero corrugado (acero pasivo) de los elementos de hormigón armado se empleará B500 SD cuyo módulo de elasticidad es de 210000 N/mm².

• ACERO ACTIVO

El acero activo para los tirantes y retenidas será el empleado para elementos cable, siendo el denominado Y1860 S7. Las características del material se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2. Características del acero activo empleado. Fuente: Elaboración Propia

Tipo de Acero Activo: Y1860 S7		
Límite elástico	f_y (MPa)	1700
Resistencia a tracción	f_u (MPa)	1860
Módulo de elasticidad	E_a (MPa)	190000
Coefficiente de dilatación térmica	α_c ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$1,2 \times 10^{-5}$
Coefficiente de Poisson	ν_a	0,3

• ACERO ESTRUCTURAL

Este material es el principal que se va a emplear en los elementos estructurales de la pasarela. En particular se empleará acero con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (aceros patinables), es decir, acero corten. Se denomina en el ámbito industrial S355J2W o S355K2W. El empleo de este material frente a un acero convencional es el valor estético añadido a la estructura, sumado a su resistencia añadida frente a corrosión o efectos químicos del ambiente. La tabla que se muestra a continuación con las características del acero corten es para espesores de chapas hasta los 80 mm.

Tabla 3. Características del acero activo empleado.

Tipo de Acero Estructural: S355J2W			
		(e<40 mm)	(40<e<80 mm)
Límite elástico	f_y (MPa)	355	355
Resistencia a tracción	f_u (MPa)	490 < f_u < 680	470 < f_u < 630
Módulo de elasticidad	E_a (MPa)	210000	210000
Coefficiente de dilatación térmica	α_c ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$1,2 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$
Coefficiente de Poisson	ν_a	0,3	0,3

Se emplearán soldadura en ángulo o de penetración en función de las características geométricas de los elementos estructurales. Los detalles típicos de alguna de las soldaduras se detallan en el Documento nº2: Planos.

Para las péndolas se ha empleado acero estructural S460 inoxidables, el mínimo establecido por el fabricante Macalloy para el empleo de sus sistemas de barras y cables.

Tabla 4. Características del acero activo empleado.

Tipo de Acero Estructural: S460		
Límite elástico	f_y (MPa)	460
Resistencia a tracción	f_u (MPa)	610
Módulo de elasticidad	E_a (MPa)	205000
Coefficiente de dilatación térmica	α_c ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$1,2 \times 10^{-5}$
Coefficiente de Poisson	ν_a	0,3

1.2.3. NIVEL DE CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES

El control de calidad de los materiales empleados en obra, fija unos coeficientes parciales de seguridad, asumiendo que posibles darse posibles defectos derivados del proceso industrial o de ejecución.

Dichos coeficientes parciales de seguridad se han obtenido en el Código Estructural.

Tabla 5. Coeficiente parciales de seguridad de los materiales empleados. Fuente: Código Estructural

Hormigón	Acero estructural y activo	Acero pasivo
$\gamma_c=1,50$	$\gamma_m=1,05$	$\gamma_m=1,15$

1.3. ELEMENTOS ADICIONALES DEL TABLERO

Se muestran los elementos empleados adicionales en la estructura del tablero que otorgan uniformidad y resistencia estructural adicional, como pueden ser los pernos conectadores entre la estructura del tablero y la losa superior, los cercos que se emplean como pernos en la parte de menor canto de la losa superior, la chapa grecada que sirve de encofrado y adquiere carácter estructural al funcionar como losa con chapa colaborante y los perfiles metálicos en “C”, dispuestos en los bordes de la losa como encofrado lateral y cerramiento metálico uniforme de la estructura del tablero.

1.3.1. PERNOS CONECTADORES

- **TRAMOS DE LOSA DE ACERA (e=20 cm)**

Los pernos conectadores se dispondrán en dos filas en el tramos de acera (20 cm de canto), siguiendo las recomendaciones de la RPX-95, apartado 7.3. Dado que se ha modelado la estructura del tablero como estructura metálica única, la finalidad de los conectadores es solidarizar la unión acero-hormigón. La losa deberá dimensionarse frente a la flexión producida por la sobrecarga de uso.

Las dimensiones de los pernos están normalizadas siendo estas de 9,5 cm de altura t 2,2 cm de diámetro (siendo 1,5 veces superior el diámetro en cabeza del perno).

La distribución de dicho pernos en los tramos del cuchillo serán de 10 cm de distancia al borde de las alas del cuchillo según la RPX-95. La separación entre pernos no será superior a 80 cm o a 6 veces el espesor de la losa; adoptamos, por tanto, 24 cm de separación entre pernos en el tramo del cuchillo divididos en dos filas.

La configuración final de pernos será de dos filas de 8 pernos separados 24 cm, con una separación entre filas de 5,0 cm y una distancia a todos los bordes de cuchillo de mínimo 2,5 cm. En el tablero se empleará la misma disposición de filas de pernos separados 24 cm, hasta el bisel que separa la acera del carril bici, donde se dispondrán cercos que funcionan como pernos conectadores.

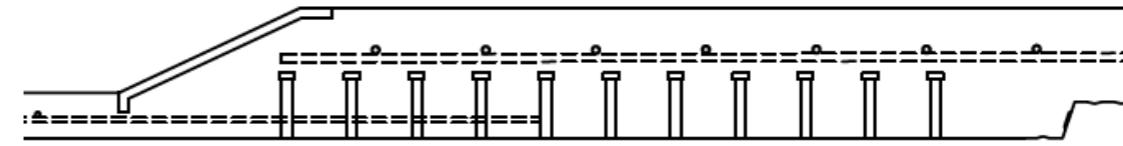


Figura 1.1. Configuración de pernos en el tablero para asegurar la colaboración de las diferentes partes del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

- **TRAMO DE CARRIL BICI (e= 8 cm)**

En el tramo del carril bici, al disponer de un espesor reducido que no permite la disposición de pernos conectadores, debido a su altura, se ha optado por emplear cercos metálico $\phi 8$ en forma de “Z” (barras de acero corrugado doblados para obtener dicha forma) soldados a la chapa superior del tablero, con una altura total de los elementos de 7 cm, dejando un cm de recubrimiento superior. El número de cercos a emplear en la longitud total del carril será de un cercos cada 23 cm.



Figura 1.2. Configuración de cercos “Z” en el tablero para asegurar la colaboración de las diferentes partes del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

1.3.2. CHAPA GRECADA

La chapa grecada se empleará en el tramo de la losa de tablero correspondiente a los cuchillos laterales, sirviendo de encofrado y contribuyendo a la cuantía de acero de la losa (losa de chapa colaborante). Además, se presenta como un añadido estético al tablero de la pasarela.

El catálogo empleado de chapas grecadas es el de “ArcelorMittal”, modelo “CofraPlus 60”. Este modelo de 58 mm de canto se adecúa correctamente a las solicitaciones del proyecto, permitiendo ejecuciones de losa de hasta 4,50 metros de luz sin puntales, siendo en nuestro caso luces de 3,0 metros entre cuchillos.



Figura 1.3. Losa de chapa colaborante empleada en una parte de la sección del tablero de la pasarela. Fuente: ArcelorMittal

Características útiles del perfil

Esesor nominal de la chapa	mm	0,75	0,88	1,00	1,25
Sección útil de acero: A	cm ² /m	10,29	12,17	13,91	17,57
Inercia: I	cm ⁴ /m	55,12	65,21	74,53	93,94
Posición línea neutra: v ₁	cm	3,33	3,33	3,33	3,33
Módulo resistente: W	cm ³ /m	16,55	19,58	22,38	28,20

Figura 1.4. Ficha técnica de chapa grecada para dimensiones de 60 x 80 cm. Fuente: ArcelorMittal

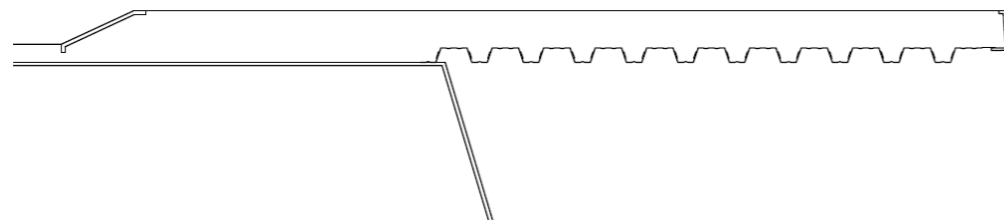


Figura 1.5. Tramo de losa con chapa grecada. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

1.3.3. PERFILES METÁLICOS EN “C”

Se empleará dos perfiles metálicos en “C” para el encofrado lateral de la losa del tablero, otorgando, al igual que la chapa grecada un valor estético adicional y colaborando a la resistencia frente a esfuerzos de flexión. El perfil situado en el lado interior de tablero (a la altura del extremos del cuchillo), tendrá un canto mayor al del lado exterior ya que el espesor de la losa es distinto debido a la separación por niveles del carril bici y la acera.

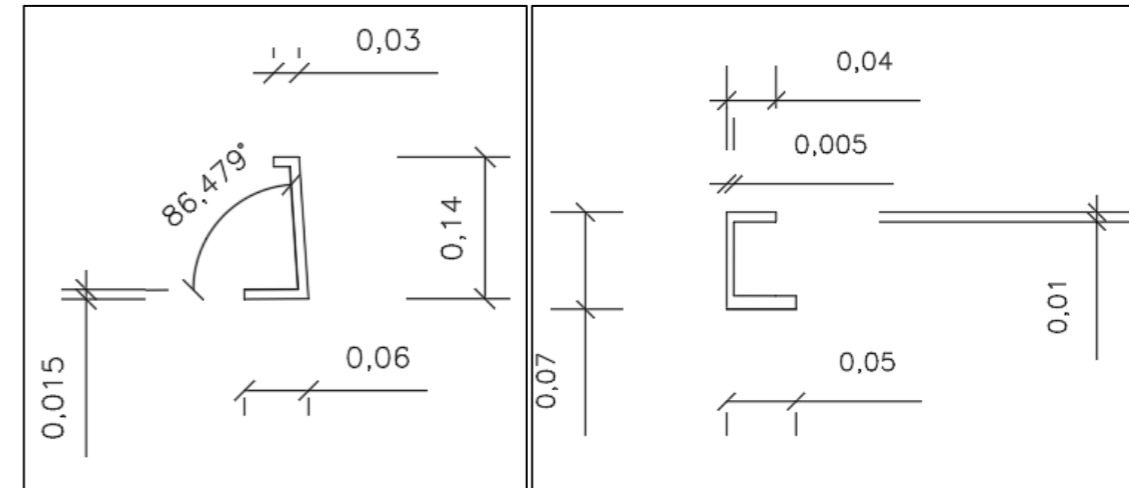


Figura 1.6. Dimensiones de los perfiles en “C” que encofran la losa del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

1.4. NORMATIVA EMPLEADA

Para el modelado, introducción de carga y posterior comprobación resistente y de servicio se ha empleado la normativa vigente correspondiente para cada caso. El listado se muestra a continuación.

- **IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en un puente de carretera.** Esta norma se ha empleado principalmente en la definición de acciones y posterior comprobación de estado límite último y de servicio
- **Eurocódigo 2: Proyectos de estructuras de hormigón (parte 1-1: Reglas generales y parte 2: Puentes de hormigón).** Se ha empleado para la definición de formulación y definición de esfuerzos, defectos de verticalidad y demás cálculos.
- **Código Estructural.** Normativa vigente en España para estructuras de acero y hormigón. Se ha consultado para corroborar que las comprobaciones, hipótesis y formulación correspondiente no difiere de las directrices de dicha norma.
- **EAE-12: Instrucción del acero estructural.** Aunque esta normativa española quede derogada al haberse aprobado el Código Estructural (carente en muchos aspectos explicativos en comparación a normativas anteriores), se ha empleado a modo guía en complementación a las normativas vigentes dada la complejidad de los elementos metálicos de la estructura.
- **EHE-08: Instrucción del hormigón estructural.** Al igual que la EAE-12 se ha empleado a modo guía, en consonancia con las normativas vigentes.
- **RPX-95: Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carretera.** Se ha empleado esta guía para las disposiciones de los conectores entre la estructura metálica del tablero y la losa superior principalmente.
- **SETRA: “Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loadings”.** Guía francesa para las recomendaciones de procedimientos relacionados con los estudios dinámicos en pasarelas.

1.5. ESTRATEGIA DE ANÁLISIS

El proceso principal que se abarca en este anejo es el modelado mediante barras de la pasarela del puente tras haber realizado los procesos necesarios para que los elementos barra introducidos en el modelo de cálculo se asemejen con el mayor rigor posible a la realidad.

Posteriormente se ha realizado un análisis de pandeo para comprobar el factor de carga crítica de la estructura, cuyo resultado se encuentra entre los límites establecidos por la normativa pertinente que eluden la necesidad de realizar un cálculo no lineal.

Por ello, se ha realizado un análisis P-Delta no lineal en el que se ha comprobado que la hipótesis lineal adoptada en el modelo inicial valida los resultados obtenidos en el análisis no lineal y por tanto se deduce que con el proceso adoptado es suficiente para la modelización y comprobación en estados límite de la estructura de la pasarela.

1.6. SOFTWARE EMPLEADO

Al igual que en anterior apartado se listará el software que ha hecho posible la realización del presente anejo.

- **SAP2000.** Programa de modelado de elemento finitos para estructuras en el que se ha introducido la estructura para comprobar las hipótesis de cálculo realizadas para el proyecto.
- **AutoCAD.** Principal programa para la definición de la geometría de la pasarela y secciones de la misma, para su posterior introducción en los modelos de cálculo.
- **Excel.** Herramienta para gestión de datos y realización de hojas de cálculo por excelencia.
- **Python.** Lenguaje de programación que ha permitido el filtrado de los resultados del modelos extraídos del modelo de cálculo en hojas Excel.

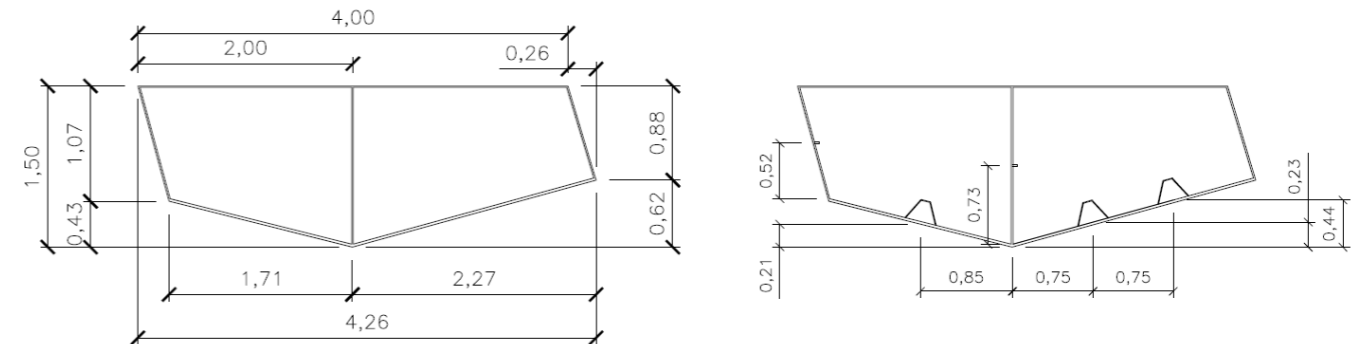
2. DIMENSIONES Y SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Una vez definidos los materiales a emplear en los elementos estructurales, se procede a definir las dimensiones de dichos elementos para su posterior implementación en el modelo de cálculo. Los tirantes, péndolas y retenidas dependerán de los diferentes catálogos existentes en el mercado ya que, en caso de que fuera necesario unas secciones que no estén normalizadas, implicaría el diseñar específicamente el elemento para soportar las solicitaciones pertinentes.

La justificación de los diseños adoptados en los diferentes elementos de la pasarela se han justificado en el Anejo 6: Estudio de Soluciones, por tanto, se detallará a continuación las características y geometría de los elementos seleccionados.

2.1. TABLERO

El tablero está compuesto por dos células, que dan lugar a un cajón como estructura resistente principal. El ancho superior del cajón es de 4,00 metros, por lo que, para poder alcanzar el ancho de tablero deseado se han dispuesto cuchillos en el lado interior de la directriz del tablero, obteniendo así un ancho total de plataforma de 6,50 metros (0,5 metros totales para el anclaje de las barandillas, llegando a un total de 7,20 en los planos de anclaje de tirantes). Las geometría y las características seccionales de la estructura resistente del tablero se muestran a continuación.



Figur.2.1. Definición de la sección resistente del tablero y rigidizadores. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

Property Data			
Section Name		Tablero	
Properties			
Cross-section (axial) area	0,2035	Section modulus about 3 axis	0,0786
Moment of Inertia about 3 axis	0,0604	Section modulus about 2 axis	0,1508
Moment of Inertia about 2 axis	0,3235	Plastic modulus about 3 axis	0,0759
Product of Inertia about 2-3	6,059E-04	Plastic modulus about 2 axis	0,1667
Shear area in 2 direction	0,0825	Radius of Gyration about 3 axis	0,5451
Shear area in 3 direction	0,144	Radius of Gyration about 2 axis	1,2611
Torsional constant	0,1513	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 2.2. Propiedades de la sección resistente del tablero. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

Se ha modelizado la estructura resistente en el programa de cálculo ya que los demás elementos no influirán en las comprobaciones de estados límite que se realizarán posteriormente (se modelarán como carga muerta). En SAP2000 te permite introducir mediante la herramienta "Section Designer" la geometría real de sección que no están normalizadas en el modelo de cálculo.

2.2. TORRES

Para la introducción de la geometría de los elementos de la torre, se han diseñado en AutoCAD las secciones necesarias para definir en el modelo de cálculo con la precisión adecuada al tratarse de secciones especiales que no se encuentran en catálogos comerciales. Se introducirá inicialmente las dimensiones globales de las torres y se especificará las características principales de los elementos secundarios de las mismas. Para más detalle de espesores de chapa, dimensiones de las vigas de variación de canto parabólica, consultar el Documento nº2: Planos.

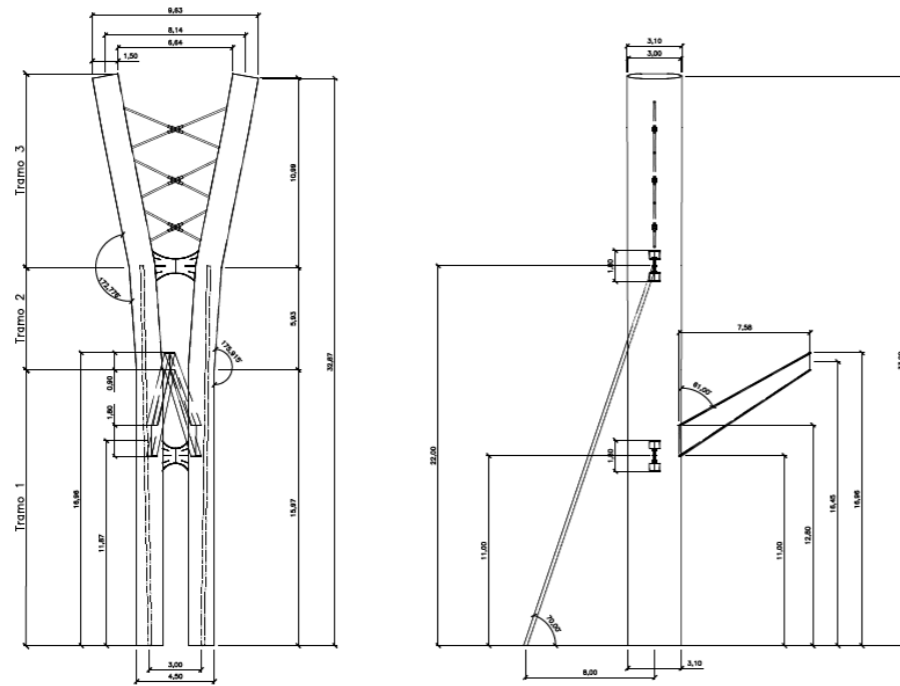


Figura 2.3. Geometría global de los elementos estructurales de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

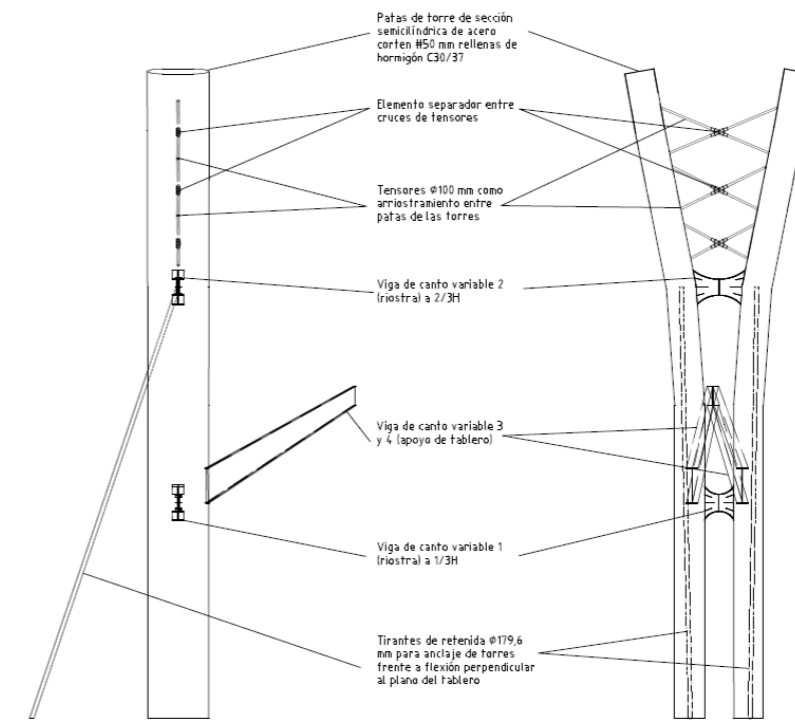


Figura 2.4. Definición de los elementos estructurales de las torres. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

• ESTRUCTURA PRINCIPAL DE LAS TORRES

La sección resistente principal de las torres está formada por dos elementos de 32,87 metros de altura, cuya sección semicilíndrica está formada por una chapa exterior de acero corten de 50mm de espesor, estando el interior de la misma rellena de hormigón C30/37 para otorgar resistencia frente a esfuerzos axiales y estabilidad global de la estructura. Las características seccionales de los elementos que se ha introducido en el software de cálculo se muestra a continuación.

Inicialmente se planteó una sección cilíndrica de 1,50 metros de diámetro, pero la estabilidad frente a pandeo en el eje longitudinal de la pasarela otorgaba un factor de seguridad bajo, por lo que se optó por reforzar la inercia en el plano débil aumentando las dimensiones de la sección a dos semicircunferencias de diámetro 1,55 metros, distanciadas 1,50 metros, obteniendo una sección rectangular equivalente de 3,10x1,6 metros.

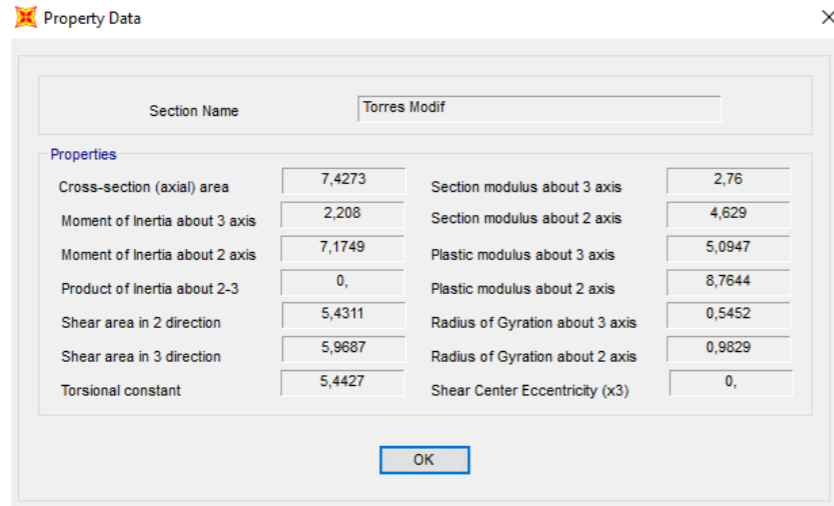


Figura 2.5. Propiedades de la sección resistente de las torres. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

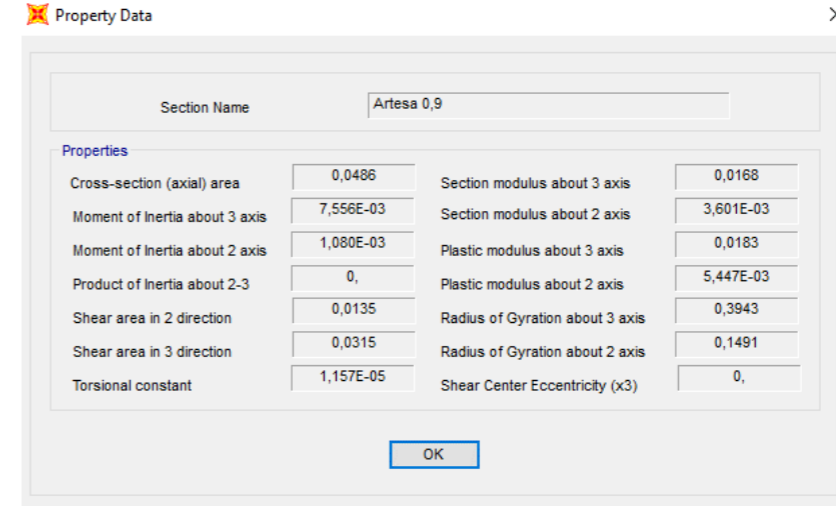


Figura 2.7. Propiedades de la sección final de las vigas riostra y apoyos. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

• VIGAS RIOSTRA Y APOYOS DEL TABLERO

Las vigas de canto variable actúan como riostras de los elementos estructurales principales de las torres. Para la introducción en el modelo de cálculo se ha definido el canto inicial, final y tramos intermedios para poder obtener así la sección real de las riostras. En SAP2000, una vez definidos los perfiles armados con espesores y dimensiones de alas y alma, en el apartado de definición de secciones, se selecciona "Nonprismatic Section" y se definen los tramos en distancias absolutas con los perfiles definidos con anterioridad y las variaciones de canto del elemento (lineal, parabólica o cúbica). Al tratarse de variaciones de canto con curvatura, seleccionamos la opción parabólica.

Para los apoyos del tablero se ha seguido el mismo procedimiento, modificando la variación de canto a lineal.

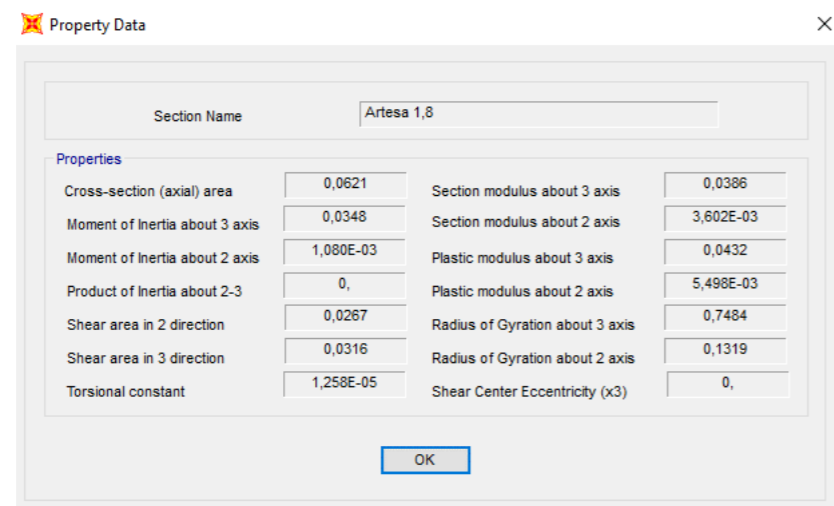


Figura 2.6. Propiedades de la sección inicial de las vigas riostra y apoyos. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

2.3. TIRANTES Y BARRAS TRACCIONADAS

Como se ha descrito en el Anejo 6: Estudio de Soluciones, los elementos estructurales formados por cables se han obtenido a partir de los catálogos de cables y barra "Macalloy" y "Freyssinet".

El predimensionamiento de dichos elementos se ha realizado conforme a la formulación propuesta por Salvador Monleón en su libro "Diseño Estructural de Puentes", asumiendo una relación entre cargas permanentes (valor empleado superior al real para estar del lado de la seguridad y sobrecarga de uso de la pasarela. De ello se han obtenido los siguientes resultados.

Primeramente, será necesario definir la geometría en el modelo de cálculo con las secciones de los elementos estructurales exceptuando los tirantes. En cada nudo de conexión entre tablero y cable se dispone un apoyo fijo para poder obtener la reacción vertical a peso propio en cada tirante y se selecciona la máxima.

$$A_i = \frac{R_{g,i}}{\text{sen}(\alpha_i) \cdot \sigma_g}$$

Obtenemos la relación entre carga permanente y sobrecarga de uso asumiendo un peso propio del tablero de 3,5 kN/m² (cuanto menor sea la relación, más restrictiva será la sección predimensionada).

$$\eta = \frac{q}{g} \rightarrow q = 5,0 \text{ kN/m}^2; g = 3,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \eta = 1,428$$

$$\sigma_{adm} = 0,45 \cdot f_u = 0,45 \cdot 1860 = 837 \text{ MPa}$$

Calculamos ahora la tensión por dos criterios distintos, por resistencia y por fatiga. Escogemos el menor para estar del lado de la seguridad.

$$\text{Criterio por resistencia} \rightarrow \sigma_g = \frac{\sigma_{adm}}{1 + \eta} = 344,67 \text{ MPa}$$

$$\text{Criterio por fatiga} \rightarrow \sigma_g = \frac{300}{\eta} = 210,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \min \{344,67; 210,00\} = 210,00 \text{ MPa}$$

La inclinación de los cables será de 16° y el valor máximo de la reacción vertical procedente de SAP2000 es de 1242,00 kN para obtener finalmente el área mínima de tirantes.

$$A_i = \frac{1242}{\sin(16) \cdot 210} \cdot 10 = 214,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{catálogo } H - 2000 \text{ Freyssinet} \rightarrow \text{cable tipo 109}$$

$$\text{Área del cable tipo 109} = 163,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 14,42 \text{ cm}$$

El diámetro escogido es menor al recomendado dado que el criterio por fatiga está muy del lado de la seguridad y la probabilidad de fallo por otras solicitaciones en la pasarela son mucho más altas que la rotura por fatiga de alguno de los cables. Además, como se ha comentado anteriormente, el peso propio asumido en los cálculos es muy superior al real, por lo que el diámetro necesario para la estructura real sería mucho menor.

Para las retenidas, debido a su función de reducir la flexión de las torres, se ha optado por el diámetro máximo del catálogo de “Freyssinet”.

$$\text{Área del cable tipo 169} = 163,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 17,96 \text{ cm}$$

Para los tensores, se empleará los dispositivos del catálogo de “Macalloy” dado que, aunque actúen pasivamente, necesitarán una mínima fuerza de tesado para estar en tensión. Dada la ubicación de dichos elementos, el tesado mediante gato hidráulico resulta complicado de realizar y este catálogo dispone de una tecnología de tesado con un dispositivo de tesado manual ubicado en la mitad de la longitud de la barra (esta tecnología se emplea frecuentemente en puentes tipo Bow-String).

Se ha seleccionado del catálogo “Macalloy Tension Structures” una barra tesada (que actúa como si se tratara de un cable ya que trabaja principalmente a tracción) del modelo M100 de acero inoxidable de 460 MPa de resistencia a tracción.

$$\text{Área de la barra M100} = 78,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 10,00 \text{ cm}$$

Table 2 - Tendon Capacities for Carbon and Stainless Macalloy 460																
Thread	Units	M10	M12	M16	M20	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90	M100
Nominal Bar Dia.	mm	10	11	15	19	22	28	34	39	45	52	60	72	82	87	97
Min. Yield Load	kN	25	36	69	108	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172
Min. Break Load	kN	33	48	91	143	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206
Design Resistance to EC3	kN	24	35	66	103	149	238	348	479	630	870	1149	1677	2138	2418	3029
Nominal Bar Weight	(kg/m)	0.5	0.75	1.4	2.2	3.0	4.8	7.1	9.4	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58

Figura 2.8. Características resistentes de los elementos de barras traccionadas del catálogo “Macalloy Tension Structures”. Fuente: Macalloy

Se adjuntan las propiedades de las secciones de los tirantes y tensores introducidas en el modelo a partir de las dimensiones obtenidas en este apartado.

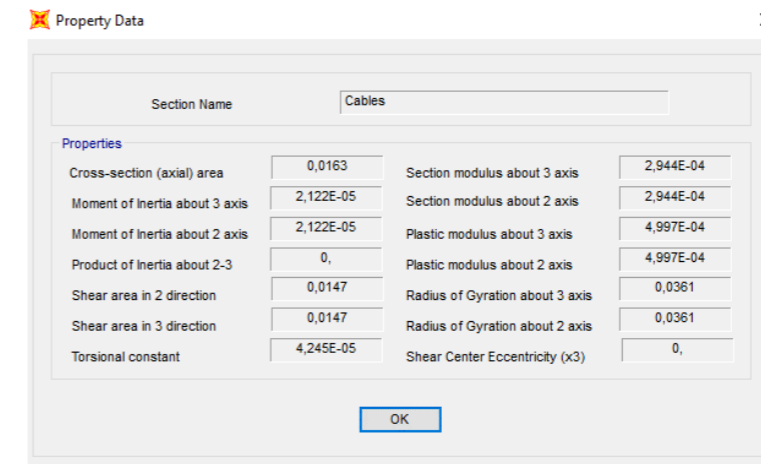


Figura 2.9. Propiedades de la sección de los tirantes de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

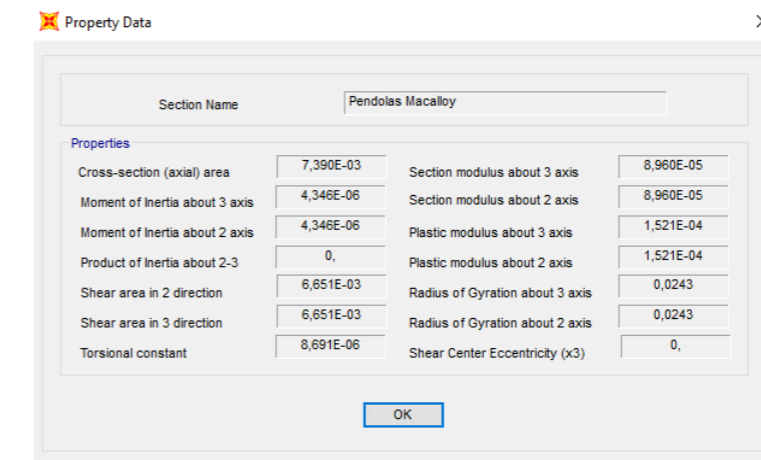


Figura 2.10. Propiedades de la sección de los tensores de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

3. MODELO ESTRUCTURAL

Una vez definida la geometría de la pasarela y los elementos estructurales se procede a la realización del modelo de cálculo en el software de elementos finitos SAP2000. Se ha planteado un modelo estático lineal compuesto únicamente por elementos tipo barra. Se podría haber planteado el definir el tablero mediante una malla, pero dada la esbeltez de la estructura en lo referente a longitud total del tablero frente a su ancho de la sección resistente ($L/A= 74,50$) no supondrá una variación en los resultados del modelo. También cabe destacar que, al tratarse de una pasarela, las sobrecarga de uso es uniforme y gravitatoria distribuida en el tablero. Si se tratase de un puente de carretera o ferrocarril, con diferentes configuraciones de dicha carga (carriles virtuales, cargas de vehículos longitudinales y transversales) tomaría valor el emplear una malla para definir el tablero.

Se realizará un análisis estático lineal del modelo estructural, se comprobará y justificará más adelante en este anejo la decisión adoptada, eludiendo un posible análisis no lineal complejo para la estructura que se ha diseñado.

Se ha definido en AutoCAD la geometría 3D de las directrices de los elementos de la pasarela para ser exportada directamente al modelo de cálculo en SAP2000. Esto permite posibles cambios en la geometría en caso de no cumplir alguna de las comprobaciones, así como el dividir los elementos tipo barra con total libertad.

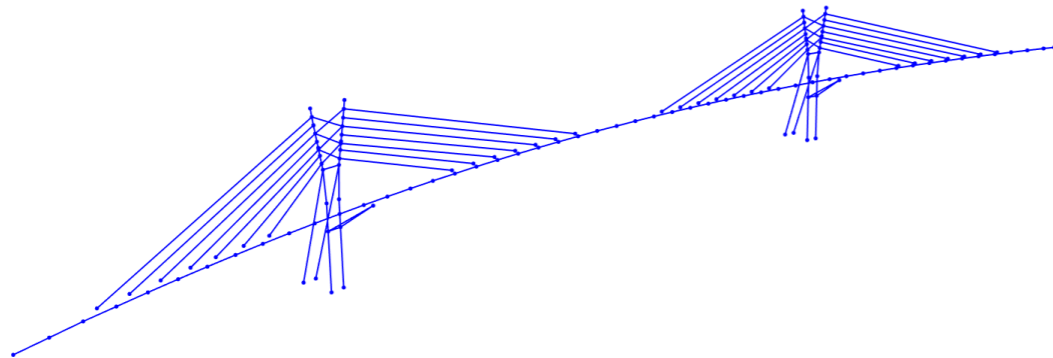


Figura 3.1. Geometría sin deformar de la estructura de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

3.1. CONDICIONES DE CONTORNO

Para el correcto funcionamiento del modelo en lo referente a representar la realidad, se definen las condiciones de contorno de la estructura. Las torres estarán empotradas, las retenidas y el tablero con apoyos fijos (permitiendo giros). Y por último los apoyos del tablero en el eje perpendicular a las torres con apoyos móviles (permitiendo giros y desplazamiento en el eje longitudinal del tablero).

Dado que se han modelado las directrices de los elementos, no existe un nudo directo que conecte las barras que representan los tirantes de la pasarela con el tablero (al igual que los soportes del tablero). Para ello se ha definidos nudos de dimensión finita que conecten los nudos correspondientes del tablero con los elementos a los que debería estar conectados en esa sección.

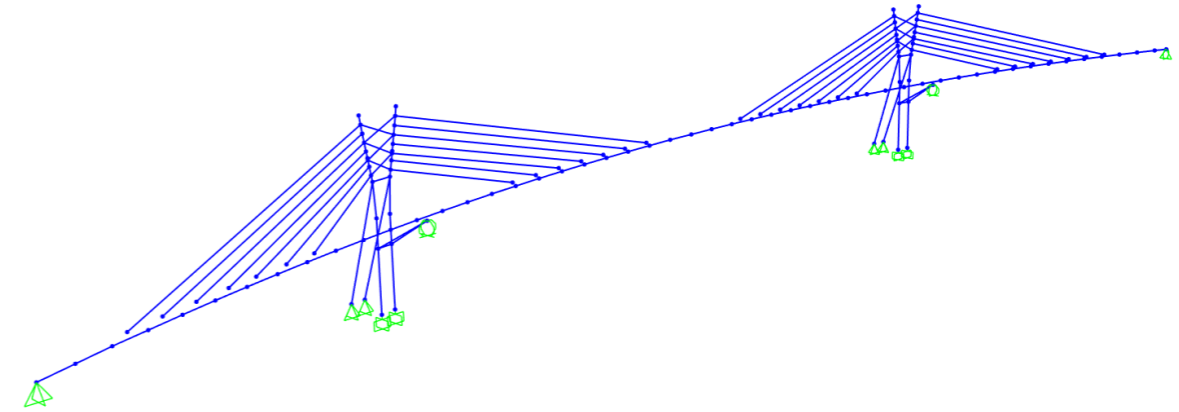


Figura 3.2. Condiciones de contorno de la estructura de pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

3.2. DEFINICIÓN DE LOS CABLES

El programa SAP2000 tiene implementado la posibilidad de la introducción de elementos tipo cable, pero generalmente, no responden adecuadamente y pueden generar errores en el análisis de la estructura. Por ello, se han introducido mediante barras con características especiales. La primera es liberar la transmisión de momentos (M_2 , M_3 y T en ejes locales) para que se comporten como un cable. La otra consideración es imponer un límite de compresión a dichas barras (ya que únicamente deberán trabajar a tracción), aunque su resistencia a dicho esfuerzo no sea nula.

4. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

En este apartado se definirán las cargas permanentes que afectan a la estructura. Principalmente serán las cargas asociadas a los equipamientos del tablero, la fuerza de tesado necesaria para que la estructura funcione adecuadamente se detallará en el siguiente apartado. El peso propio de los elementos estructurales definidos en el modelo de cálculo quedan implementados directamente por SAP2000.

4.1. CARGAS MUERTAS

Se ubican en el tablero, otorgando un carga adicional sin carácter estructural, dichos elementos son las barandillas, el pavimento, los diafragmas, cuchillos, drenaje y el dispositivo de anclaje de los tirantes.

Los diafragmas, aunque tengan una función estructural, como es el mantener la geometría sin deformar de la sección resistente del tablero, el modelo estático lineal no considera la no linealidad geométrica de los elementos de la pasarela, por lo que únicamente se tendrá en cuenta como carga muerta.

Las cargas muertas se han calculado como una carga puntual aplicada en cada nudo del tablero con su correspondiente longitud tributaria.

- **DIAFRAGMAS, CUCHILLOS Y ANCLAJE DE TIRANTES**

$$\text{Peso total diafragma y cuchillo} = 6,03 \text{ m}^2 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 = 5,69 \text{ kN}$$

$$\text{Peso anclaje de tirantes y chapa} = 1,68 \text{ kN}$$

- **BARANDILLAS**

Las barandillas, aunque tienen un diseño para cada lateral de la pasarela (desarrollado en el Anejo 8: Equipamientos), se han mayorado las áreas de las mismas para estar del lado de la seguridad. Se ha tenido en cuenta las dos barandillas de una sección y los elementos de contención (cables y pasamanos).

$$\text{Peso total de dos barandillas} = P_{\text{cables}} + P_{\text{soporte}} + P_{\text{pasamanos}} = 0,09 + 1,53 + 0,08 = 2,57 \text{ kN}$$

- **LOSA DE HORMIGÓN (PAVIMENTO)**

La losa tendrá un espesor mínimo de 7 cm en los 2,30 metros del ancho del carril bici y de 20 cm en los 3,30 metros del ancho de la zona peatonal. Con ello se consigue diferenciar entre las dos formas de movilidad que coexisten en la pasarela, evitando cruces y accidentes entre diferentes ciudadanos.

$$\text{Peso total losa de hormigón} = \frac{(0,07 \cdot 2,30) + (0,20 \cdot 3,30)}{6,00} \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 20,52 \text{ kN/m}$$

- **CARGA TOTAL MUERTA**

$$\text{Nudo con anclaje de tirantes} = 18,57 \text{ kN}$$

$$\text{Nudo sin anclaje de tirantes} = 16,89 \text{ kN}$$

$$\text{Nudo en estribo} = 14,25 \text{ kN}$$

$$\text{Carga lineal en el tablero} = 20,52 \text{ kN/m}$$

5. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G*)

Para poder definir la fuerza de tesado necesaria para que los tirantes soporten adecuadamente la estructura en condiciones de servicio, es necesario realizar un cálculo matricial a partir de los datos extraídos del modelo de la estructura sin tesar. Esta fuerza de tesado corresponde en la IAP-11 como pretensado tipo "P₂" correspondiente a tirantes, péndolas y pretensado fuera del canto.

Primeramente, para simplificar el sistema matricial que habría que realizar para el tesado de los cables se han asumido varias hipótesis.

- La primera es realizar una simetría del modelo dado que las torres tienen la misma geometría y los vanos laterales son prácticamente simétricos (con una diferencia de apenas 4 metros frente a los 298 metros totales de la pasarela). Con ello se conseguirá un ajuste óptimo con una matriz de tamaño menor que la real (14 puntos de control en los tirantes y 2 en cabeza de torres, siendo el doble sin realizar la simetría).
- Otra hipótesis es asumir que, en el punto medio del vano central, la restricción de movimiento a asignar que reproduzca el comportamiento real de la estructura es permitir únicamente el movimiento vertical y los giros 1 y 2 en ejes locales del tablero.
- La última hipótesis es que se realiza este cálculo para el estado final de la pasarela previa puesta en servicio, por lo que no se realizarán secuencias de tesado, ni incrementos de carga asociados a las fases constructivas de la obra. El contemplar dichas situaciones implicaría un cálculo complejo con definiciones de procesos constructivos y planificación de obra que no es objeto de este proyecto al tratarse únicamente de un diseño estructural (y no un proyecto de ejecución completo).

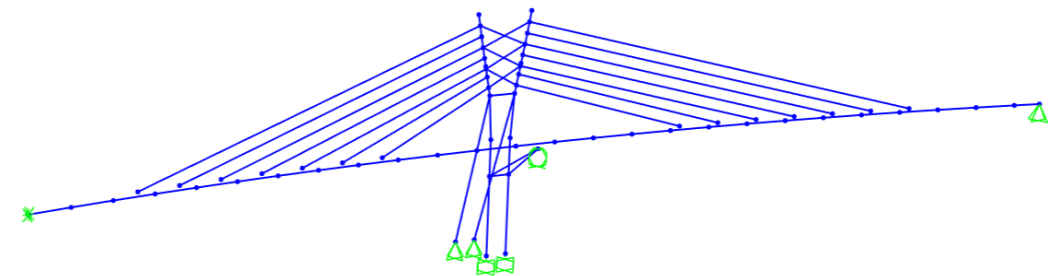


Figura 5.1. Simetría de la estructura de la pasarela para el cálculo de tesado. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

Antes de realizar el cálculo matricial, en el modelo de SAP2000 se han definido 16 casos de carga en el que únicamente intervienen las cargas muertas y el peso propio de la estructura. Cada caso de carga estará asociado a un punto de control, lo que implica que si se quiere obtener los desplazamiento de los otros 15 puntos de control en ese caso de carga, será necesario el borrar el cable del punto de control, tomando su valor de desplazamiento como la unidad.

Una vez realizado el proceso para todos los puntos de control, se extraen los resultados de los desplazamiento y giros de SAP2000.



Para el cálculo del tesado de los tirantes se ha empleado Excel, en el que el sistema matricial está formado por la matriz de desplazamiento iniciales del punto de control que queremos ajustar (desplazamientos verticales para el tablero y desplazamiento horizontal para las torres). Esta matriz se denomina W_{gi}. A continuación, se define la matriz de flexibilidad de la estructura simétrica (de 16x16), en las columnas están los valores de los desplazamientos de los puntos de control y en las filas, los valores para cada caso de carga cuando se elimina un cable (valor unidad en ese caso de carga) y los desplazamiento de los otros puntos de control asociados.

Matriz de flexibilidad de la estructura simétrica. Table with columns Wgi, FY1-FY16, FX15-FX16 and rows V1-V16. Values are numerical coefficients.

Table with columns: Tirante (Tirante 1-14, Retenida 1-2), Tesado, alpha, E, Acable, inc L (temp SAP). Values are numerical.

Figura 5.4. Obtención del incremento de longitud que simula la fuerza de tesado a aplicar en el modelo. Fuente: Elaboración Propia

Figura 5.2. Matriz de flexibilidad y de desplazamiento iniciales obtenida directamente de programa de cálculo. Fuente: Elaboración Propia

Se define la diagonal con valor unidad y se fuerza un valor de desplazamiento final de los puntos de control de valor 0,001 (con valor nulo podría derivar a errores), para obtener operando dichas matrices el valor de la tensión de tesado necesaria para obtener los desplazamientos deseados en servicio.

Matrix calculation showing Wgi matrix multiplied by a matrix with 1s on the diagonal and 0.001 in the final column, resulting in 'Desp final' column.

Figura 5.3. Cálculo matricial para la obtención de la fuerza de tesado de los tirantes. Fuente: Elaboración Propia

Cuando se opera este sistema se obtiene un valor de desplazamiento diferente al requerido, mediante la herramienta de Excel "Solver", imponiendo las condiciones de que se cambie el valor de los valores de tesado para obtener dichos desplazamiento en todos los puntos de control se obtienen los valores necesarios de tesado.

Una vez obtenido el valor de tesado, se aplica la fórmula de incremento longitudinal de un elemento, conociendo el módulo de elasticidad de los tirantes y retenidas, el área de la sección y el coeficiente de dilatación térmica del material. Para introducir esta fuerza de tesado en SAP2000, el valor del incremento de longitud se traducirá en una contracción térmica aplicada en cada cable.

Delta L = (sigma_tesado / (E * A_i * alpha_c))

Finalmente, en el modelo global de la estructura, en un caso de carga definido como tesado, se introducen los valores obtenidos en este apartado para conseguir que el tablero de la pasarela esté situado sobre la rasante. Cabe destacar que el programa de cálculo de elementos finitos da una aproximación (razonablemente realista de los desplazamiento), esto quiere decir, que, al introducir los valores de tesado, se produce una pequeña contraflecha en el centro luz de la pasarela que compensa la sobrecarga de uso de la estructura.

6. ACCIONES VARIABLES (Q)

6.1. SOBRECARGA DE USO

Según la IAP-11, el valor a considerar como acción variable en una pasarela es de 5 kN/m². A efectos del modelo de cálculo de este proyecto, se introducirá una carga lineal de un valor igual a 32,5 kN/m.

$$SC_{uso} = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{Ancho tablero} = 5 \cdot 6,5 = 32,50 \text{ kN/m}$$

Habrà que valorar la alternancia de dicha carga en los vanos de la pasarela con la finalidad de obtener posibles momentos flectores máximos debido a la asimetría de dicha carga variable.

También habrá que considerar una fuerza horizontal longitudinal en el eje del tablero a nivel del pavimento con valor del 10% de la carga de uso para pasarelas.

$$Q_{flk} = 10\% \cdot q_{fk} = 0,1 \cdot 5 = 0,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,5 \cdot \text{Ancho tablero} = 3,25 \text{ kN/m}$$

Con esta fuerza horizontal, se asegurará la estabilidad longitudinal de la pasarela. En caso de precisar de un análisis local de algún parte del tablero se considerará una carga vertical actuante sobre una superficie cuadrada de 10 cm de lado con una valor de 10 kN.

6.2. VIENTO

La acción del viento se asimila a una carga estática equivalente, añadiendo los efectos aeroelásticos si fuera necesario, siguiendo el procedimiento expuesto en el apartado 4.2 de la IAP-11.

• VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO

La velocidad básica del viento, que se obtendría para un periodo de retorno de 50 años, se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

Donde:

- C_{dir} : es el factor direccional del viento, que a falta de estudios más precisos se puede tomar con un valor igual a 1.
- C_{season} : es el factor estacional, que a falta de estudios más precisos se puede tomar con un valor igual a 1.
- $V_{b,0}$: es la velocidad básica fundamental del viento, obtenida del mapa de isotacas de la figura 4.2-a. Donde se obtiene que Benissa se encuentra localizado en la zona B por lo que $V_{b,0}=27$ m/s.

En el caso que el periodo de retorno sea distinto a 50 años, la velocidad básica del viento se define como:

$$V_b(T) = V_b \cdot C_{prob}$$

Donde:

- T: es el periodo de retorno, que en el caso de situaciones persistentes y a falta de estudios específicos se considerará un periodo de retorno de 100 años, lo cual dará un $C_{prob}=1,04$.

- C_{prob} : es el factor de probabilidad, el cual se obtiene de la siguiente formula tomando para los parámetros los siguientes valores: $K=0,2$ y $n=0,5$.

$$C_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\}^n = 1,04$$

Sustituyendo los valores especificados en este documento, la velocidad básica del viento se definirá como:

$$V_b = V_b \cdot C_{prob} = 27 \cdot 1,04 = 28,08 \text{ m/s}$$

• VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO

La velocidad media del viento a una altura z sobre el terreno se determinará según la siguiente expresión:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0 \cdot V_b(T)$$

- C_0 : es el factor de topografía, en este caso con un valle que puede producir el encauzamiento de viento actuante sobre el puente se toma un valor de 1,1.

- $C_{r(z)}$: es el factor de rugosidad, el cual dependerá de los siguientes factores:

- z es la altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto al terreno, que para nuestro proyecto es 37,0 m.
- k_r es el factor del terreno, obtenido según tabla 4.2-b
- z_0 es la longitud de la rugosidad, según tabla 4.2-b
- z_{min} es la altura mínima, según tabla 4.2-b

El puente se encuentra en un entorno tipo II, siendo una zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos. Obteniendo los siguientes valores de la tabla 4.2-b:

$$k_r = 0,19 ; z_0 = 0,05 \text{ m} ; z_{min} = 2 \text{ m}$$

Este proyecto se define para $z \geq z_{min}$ por lo que el factor de rugosidad se define mediante la siguiente formulación:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0,19 \cdot \ln \left(\frac{37}{0,05} \right) = 1,25$$

Se obtiene que el valor de la velocidad media del viento para el puente a estudiar da:

$$V_m = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 28,08 = 38,61 \text{ m/s}$$

• VELOCIDAD PUNTA

Según el apartado 4.2.9.2 se define la velocidad punta como:

$$V_c(z) = \sqrt{C_e(z)} \cdot V_b(T)$$



- $C_e(z)$: es el coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente para el caso de $z \geq z_{min}$. Siendo k_f el factor de turbulencia que se toma un valor igual a 1. Sustituyendo los valores obtenidos de los apartados anteriores.

$$C_e(z) = k_r^2 \left[C_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 \cdot k_f \cdot C_0 \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right]$$

$$C_e(z = 37 \text{ m}) = 0,190^2 \left[1,1^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{37}{0,05} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot \ln \left(\frac{37}{0,05} \right) \right] = 3,74$$

Obtenemos la velocidad punta para $z = 37,0 \text{ m}$.

$$V_p(z) = \sqrt{3,74} \cdot 28,08 = 54,30 \text{ m/s}$$

• EMPUJE DEL VIENTO

El empuje producido por el viento se calcula por separado para cada elemento del puente teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El área expuesta al viento o características aerodinámicas del elemento que pueden modificarse por la acción de otras acciones en la estructura
- En situaciones transitorias algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento distintas a las definitivas.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calcula de manera general con la siguiente expresión, y se aplicara sobre el centro de gravedad del elemento:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho V_b^2(T) \right] \cdot C_e(z) \cdot C_f \cdot A_{ref}$$

Siendo:

- $\frac{1}{2} \rho V_b^2(T)$: es la presión de la velocidad básica q_b ; donde ρ es la densidad del aire con un valor igual a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

$$\frac{1}{2} \rho V_b^2(T) = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,08^2 = 492,80 \text{ N/m}^2$$

- $C_e(z)$: obtenido anteriormente con valor de 3,74.
- C_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado, obtenido mediante la figura 4.2-b IAP-11. Se considerará una h_{eq} alternativa con valor de la real, añadiendo 1,25 (para pasarelas) para posibles cálculos que puedan resultar más desfavorables.

$$C_{f,x} = 2,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) = 2,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{6,5}{1,57} \right) = 1,258 < 1,3 \rightarrow C_{f,x} = 1,3$$

$$C_{f,x,su} = 2,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) = 2,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{6,5}{2,82} \right) = 1,8 > 1,3 \rightarrow C_{f,x,su} = 1,8$$

Sustituyendo los valores se obtiene para ambos coeficientes de fuerza las siguientes expresiones.

$$F_w = 492,80 \cdot 3,74 \cdot 1,3 \cdot A_{ref} = 2395,99 \cdot A_{ref}$$

$$F_{w,su} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot 1,8 \cdot A_{ref} = 3317,53 \cdot A_{ref}$$

• EMPUJE HORIZONTAL

$$A_{ref,x} = L \cdot h_{eq} = 298 \cdot 1,57 = 467,86 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,x,su} = L \cdot h_{eq} = 298 \cdot 2,82 = 840,36 \text{ m}^2$$

$$F_{w,x} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot 1,3 \cdot 467,86 = 1120,98 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 3,76 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,x,su} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot 1,8 \cdot 840,36 = 2787,92 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 9,36 \text{ kN/m}$$

• EMPUJE VERTICAL

$$F_{w,z} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_{f,z} \cdot A_{ref,z}$$

Siendo:

- $C_{f,z}$: es el coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, con un valor $C_{f,z} = \pm 0,9$
- $A_{ref,z}$: área en planta del tablero $A_{ref,z} = 298 \cdot 6,5 = 1937,0 \text{ m}^2$

Obteniendo así el valor del empuje vertical:

$$F_{w,z} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot 0,9 \cdot 1937,0 = 3213,03 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 10,78 \text{ kN/m}$$

• DIRECCIÓN DEL VIENTO

Para esta pasarela, al disponer de un trazado curvo en planta, las consideraciones a tener en cuenta a la hora de determinar los ejes directores de los empujes del viento son los siguientes.

- La dirección longitudinal de la acción del viento es la correspondiente a la cuerda que une ambos extremos del tablero.
- En consecuencia, la dirección transversal es la perpendicular a dicha cuerda.

Para cada dirección de la fuerza, el sentido de aplicación será el que resulte más desfavorable para el elemento de estudio.

Para las torres de la pasarela, se considerarán los mismos ejes de aplicación de las acciones de viento.

Las acciones del viento longitudinal y transversal no se consideran concomitantes entre sí. La componente vertical del viento se considerará concomitante al viento transversal.

• MOMENTO DE VUELCO

El momento de vuelco debido a la acción concomitante de los empujes transversal y vertical provocada por la acción del viento transversal se supondrá:

- El empuje transversal estará aplicado a un 60% de la altura equivalente.
- El empuje vertical esta aplicado a una distancia del borde de barlovento de $\frac{1}{4}$ de la anchura del tablero



Estos dos componentes, al introducirlos en el modelo, se traducirán en momento que podrán poner en duda la estabilidad del tablero frente a vuelco.

$$M_{vuelco} = \frac{[F_{w,x} \cdot (0,6 \cdot H_{eq} - H') - F_{w,z} \cdot \left(\frac{B}{4}\right)]}{B} = \frac{[1120,98 \cdot (0,6 \cdot 1,50 - 1,57) - 3213,03 \cdot \left(\frac{6,5}{4}\right)]}{6,5} = -918,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{vuelco} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow -3,08 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{vuelco,sc} = \frac{[F_{w,x} \cdot (0,6 \cdot H_{eq} - H') - F_{w,z} \cdot \left(\frac{B}{4}\right)]}{B} = \frac{[1120,98 \cdot (0,6 \cdot 2,82 - 1,57) + 3213,03 \cdot \left(\frac{6,5}{4}\right)]}{6,5} = -824,30 \cdot \text{m}$$

$$M_{vuelco,sc} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 2,76 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• EMPUJE PROVOCADO POR EL VIENTO LONGITUDINAL SOBRE TABLEROS

Este empuje horizontal (en dirección del eje "y") producido por el viento longitudinal se define como una fracción reducida del empuje transversal producido por el viento transversal (en dirección del eje "x").

La fracción reducida se obtiene a través de un coeficiente reductor que se obtendrá a continuación.

$$\gamma = 1 - \left[\frac{7}{C_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \cdot \phi[L/L(z)]$$

Siendo:

- C_o : factor topográfico definido anteriormente, cuyo valor es de 1,1

- z : altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto al terreno, cuyo valor es de 36 m

- z_0 : con valor de 0,05 m y z_{min} de valor 2 m, obtenidos en la tabla 4.2-b

- $\phi[L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln[L/L(z)]$

- L : longitud sobre la que actúa el empuje longitudinal. Se tomará como valor la longitud total de la pasarela $L = 298,30 \text{ m}$

- $L(z)$: longitud integral de la turbulencia que se definirá según la siguiente expresión:

$$L(z) = 300 \cdot (z/200)^\alpha = 122,98 \text{ m para } z_{min} \leq z \leq 200$$

- El coeficiente α se define según la tabla 4.2-d para un entorno de tipo II con valor de 0,52.

Calculamos la expresión $\phi[L/L(z)]$ para poder obtener el coeficiente reductor.

$$\phi[L/L(z)] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln\left[\frac{298,30}{122,98}\right] = 0,391$$

Finalmente se obtiene un coeficiente reductor de valor:

$$\gamma = 1 - \left[\frac{7}{C_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \cdot \phi[L/L(z)] = 1 - \left[\frac{7}{1,1 \cdot \ln\left(\frac{36}{0,05}\right) + 7} \right] \cdot 0,391 = 0,807$$

Este coeficiente se aplica ahora a los empujes horizontales obtenidos anteriormente.

$$F_{h,y} = 0,25 \cdot 0,807 \cdot F_{w,x} = 0,25 \cdot 0,807 \cdot 3,76 = 0,76 \text{ kN/m}$$

$$F_{h,y,sc} = 0,25 \cdot 0,807 \cdot F_{w,x,sc} = 0,25 \cdot 0,807 \cdot 9,36 = 1,88 \text{ kN/m}$$

• EMPUJE DEL VIENTO SOBRE ELEMENTOS NO CONTENIDOS EN EL TABLERO

En este apartado se definirá las componentes de fuerzas producidas por la acción del viento en los elementos no contenidos en el tablero. En este caso se tratarán de las torres y de los elementos tipo cable que conforman la estructura que sustenta el tablero (cables, tensores y tirantes de retenida).

La expresión que define el cálculo de las fuerzas lineales a introducir en dichos elementos se ha obtenido anteriormente cuya definición es la siguiente.

$$F_w = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,072 \cdot C_f \cdot A_{ref}$$

-Torres

Las torres están formadas por dos elementos monolíticos de sección circular con una cierta inclinación en el eje longitudinal de referencia a partir de la mitad de la altura de las torres. Para que estos dos elementos colaboren frente a las solicitaciones de la pasarela, están arriostradas mediante dos vigas de sección variable y seis tensores cada torre. Además, existen dos vigas de canto variable sobre las que se apoya el tablero que parten de los elementos monolíticos.

Empleado la tabla 4.2-b obtenemos los coeficientes para los elementos monolíticos que conforman las torres.

$$\text{Viento transversal} \rightarrow \phi \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{C_e(z)} = 1,5 \cdot 28,08 \cdot \sqrt{3,74} = 81,45 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} > 6 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \rightarrow C_f = 0,7$$

$$\text{Viento longitudinal} \rightarrow B/h = 1,5/3,1 = 0,48 \rightarrow C_f = 2,27$$

Por tanto, el empuje del viento en las torres tomará los siguientes valores.

$$F_{w,y,torres} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,07 \cdot 0,7 \cdot (38,26 \cdot 1,5) = 74,01 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 1,93 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,x,torres} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,07 \cdot 2,27 \cdot (38,26 \cdot 3,1) = 496,22 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 12,96 \text{ kN/m}$$

-Vigas riostra

Solo se considerará el viento transversal para los elementos que arriostran las torres debido al efecto de apantallamiento. Para las vigas en ménsula sobre las que apoya el tablero si se considerarán ambos vientos. Empleando la misma tabla de la IAP-11, obtenemos para secciones en "doble T" un valor de coeficiente de fuerza " C_f " de valor 2,0 para todas las direcciones.

$$F_{w,y,arri} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,07 \cdot 2 \cdot (2,02 \cdot 2) = 496,22 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 12,96 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,x,mens} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,07 \cdot 2 \cdot \left(\frac{(1,8 + 0,9) \cdot 10,69}{2}\right) = 53,19 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 4,97 \text{ kN/m}$$



-Tirantes, tensores y tirantes de retenida

En este caso emplearemos el mismo procedimiento descrito para la obtención del coeficiente de fuerza del viento transversal en torres dado que se tratan de secciones circulares.

$$Tirantes y tensores \rightarrow \phi \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{C_e(z)} = 0,16 \cdot 28,08 \cdot \sqrt{3,74} = 8,68 \frac{m^2}{s} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow C_f = 0,7$$

$$Tirantes de retenida \rightarrow \phi \cdot V_b(T) \cdot \sqrt{C_e(z)} = 0,198 \cdot 28,08 \cdot \sqrt{3,74} = 10,75 \frac{m^2}{s} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow C_f = 0,7$$

Para los tirantes se realiza en Excel los valores dado las distintas longitudes que modifican el área de referencia del objeto. Se asume que el cable 1 corresponde al 14, 15 y 28 (cables exteriores de uno de los abanicos de la estructura. Lo mismo se aplica a los otros 6 cables restantes.

$$F_{w,tir} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,07 \cdot 0,7 \cdot A_{ref}$$

Tabla 6 Resumen de valor del empuje del viento en tirantes.

Tirantes	Longitud	Área	Fw(kN)	Fw(kN/m)
cable 1	57,95	8,69	11,21	0,19
cable 2	51,96	7,79	10,06	0,19
cable 3	46,02	6,90	8,91	0,19
cable 4	40,12	6,02	7,76	0,19
cable 5	34,25	5,14	6,63	0,19
cable 6	28,45	4,27	5,51	0,19
cable 7	22,74	3,41	4,40	0,19

El valor del empuje del viento en las péndolas se considera el mismo en carga lineal dada la misma configuración de cables.

Para los tirantes de retenida se obtienen los siguientes valores.

$$F_{w,ret} = 492,80 \cdot 3,74 \cdot C_f \cdot A_{ref} = 1843,07 \cdot 0,7 \cdot (0,198 \cdot 23,47) = 5,99 \text{ kN} \rightarrow \text{lineal} \rightarrow 0,23 \text{ kN/m}$$

• EFECTOS AEROELÁSTICOS

Según la IAP-11 será necesario comprobar posibles efectos aeroelásticos producidos por diferentes fenómenos al no cumplir los requerimientos que indica la instrucción para evadir dichas comprobaciones.

Las comprobaciones de dichos fenómenos se analizarán posteriormente dado que son necesarios resultados derivados del modelo de cálculo.

Los fenómenos a comprobar son los siguientes:

- **Divergencia torsional:** la velocidad crítica de inestabilidad deberá de ser dos veces superior a la velocidad media de proyecto a la altura del tablero.

- **Desprendimiento de torbellinos:** No se considerará si se cumple que la velocidad crítica de desprendimiento de torbellinos es 1,25 veces superior a la velocidad media de proyecto a la altura del tablero.
- **Vibraciones divergentes por galope:** La mínima velocidad crítica de inestabilidad deberá de ser 1,25 veces superior a la velocidad media de proyecto a la altura del tablero.
- **Vibraciones divergentes por flameo:** La mínima velocidad crítica de inestabilidad deberá de ser 1,25 veces superior a la velocidad punta de proyecto a la altura del tablero.
- **Bataneo:** Se determinará valores máximos de desplazamientos y esfuerzos y se comprobará que no sobrepasan los límites establecidos en las combinaciones pertinentes.

- Divergencia torsional

Aplicamos la formulación simplificada en el norma a efectos de comprobación del fenómeno.

$$7,3 \cdot f_T \cdot r \cdot \sqrt{\frac{m}{\rho \cdot B^2}} \geq 2 \cdot V_m$$

- Desprendimiento de torbellinos

Si se cumple que la primera frecuencia de flexión vertical (en Hz) es superior a 7,5/h se puede eludir el realizar más comprobaciones relativas a este fenómeno.

- Oscilaciones divergentes por galope y flameo

Se puede descartar el riesgo de oscilaciones divergentes en el plano vertical (galope) si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{m \cdot \delta_s \cdot f_B}{\rho \cdot h} \geq 1,25 \cdot V_m$$

Para descartar el riesgo de oscilaciones divergentes de torsión (flameo) se deberá cumplir que:

$$5 \cdot f_T \cdot B \geq 1,25 \cdot V_c$$

- Oscilaciones producidas por las ráfagas (bataneo)

Se podrá despreciar los efectos de estas oscilaciones cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{f_B \cdot L(z)}{V_m} \geq 3$$

6.3. ACCIONES TÉRMICAS

En el apartado 4.3 de la IAP-11 se definen los valores que se han de emplear en la introducción de las acciones térmicas en la estructura.

La temperatura máxima del aire a la cual estará sometida la estructura, atendiendo al mapa de isotermas de la misma norma (figura 4.3-a) se obtiene un intervalo de temperatura de 44°C a 46°C, siendo más desfavorable emplear el máximo.

$$T_{max} = 46 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Para un periodo de retorno de 100 años se ajustará lo valores de temperatura mediante las siguientes expresiones.

$$T_{max,p} = T_{max}(k_1 - k_2 \ln[-\ln(1 - \rho)]); k_1 = 0,781, k_2 = 0,056, \rho = 0,01$$

$$T_{max,p} = 46 \cdot (0,781 - 0,056 \ln[-\ln(1 - 0,01)]) = 47,77^{\circ}\text{C}$$

La componente uniforme de la temperatura del tablero (temperatura efectiva) tendrá un valor máximo que se determinará a partir de la temperatura del aire.

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

El valor de $\Delta T_{e,max}$ se obtiene de la tabla 4.3-b de la IAP-11, para un tablero tipo 1: Tablero de acero, se obtendrá un incremento de temperatura de +16°C.

$$T_{e,max} = 47,77 + 16 = 63,77 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Se obtiene a partir de la siguiente fórmula el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura de dilatación.

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

En caso de no establecer una temperatura inicial de los elementos en el momento de coaccionar su movimiento, se tomará un valor igual a la temperatura media durante el periodo de construcción, que, en ausencia de datos se asumirá de valor igual a 15°C.

$$\Delta T_{N,exp} = 63,77 - 15 = 48,77 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

El efecto de la diferencia vertical de temperatura en tableros de acero se obtendrá en la tabla 4.3-d de la instrucción de puentes.

$$\Delta T_{M,heat} = 18^{\circ}\text{C}$$

En lo referente a la diferencia horizontal de la componente de la diferencia de temperatura definido en el apartado 4.3.1.2.2 de la IAP-11, se considera esta diferencia como el cambio de temperatura entre las dos caras extremas del tablero.

Según la norma, esta componente solo se deberá considerar en puentes con orientación próxima al este-oeste o al norte-sur, siendo exigible si esta acción produjera efectos estructurales o funcionales significativos. Por tanto, al no cumplir ninguno de los requisitos no se implementará en el modelo.

• TEMPERATURA DE ENFRIAMIENTO

El cálculo de los efectos de la componente uniforme de temperatura se inicia a partir del valor de la temperatura del aire a la sombra en el emplazamiento de la pasarela. El valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra " T_{min} " se deduce de la tabla 4.3-a de la IAP-11 en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal, obtenida del mapa de la figura 4.3-b. La zona climática para Benissa es la 5, y la rasante de la pasarela está a 131 m.s.n.m., por lo que se procederá a interpolar para obtener dicho valor.

$$T_{min} = -6,95 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Para un periodo de retorno de 100 años se ajustará lo valores de temperatura mediante las siguientes expresiones.

$$T_{min,p} = T_{min}(k_3 + k_4 \ln[-\ln(1 - \rho)]); k_3 = 0,393, k_4 = 0,156, \rho = 0,01$$

$$T_{min,p} = -6,95 \cdot (0,393 + 0,156 \ln[-\ln(1 - 0,01)]) = 2,26 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

La componente uniforme de la temperatura del tablero (temperatura efectiva) tendrá un valor mínimo que se determinará a partir de la temperatura del aire.

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

El valor de $\Delta T_{e,min}$ se obtiene de la tabla 4.3-b de la IAP-11, para un tablero tipo 1: Tablero de acero, se obtendrá un incremento de temperatura de -3°C.

$$T_{e,min} = 2,26 - 3 = -0,74 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Se obtiene a partir de la siguiente fórmula el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura de contracción.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-0,74) = 15,74 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

El efecto de la diferencia vertical de temperatura en tableros de acero se obtendrá en la tabla 4.3-d.

$$\Delta T_{M,cool} = -13^{\circ}\text{C}$$

El efecto debido a la componente lineal equivalente de la diferencia vertical utilizará los valores del coeficiente de dilatación térmica lineal definido en la tabla 4.3-c, adoptando para el acero inoxidable (o corten) el siguiente valor.

$$\alpha_T = 16 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

• **SIMULTANEIDAD DE LA COMPONENTE UNIFORME Y DE LA DIFERENCIA DE TEMPERATURA**

Debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación de la componente uniforme $\Delta T_{N,exp}$ o $\Delta T_{N,con}$ y de la diferencia temperatura $\Delta T_{M,heat}$ o $\Delta T_{M,cool}$. Por tanto, se realizarán las ocho posibles combinaciones de acuerdo con las siguientes expresiones definidas en la norma.

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N = \Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_N$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N = 0,75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

Se obtiene la siguiente tabla resumen con los valores derivados de dichas expresiones.

Tabla 7. Posibles combinaciones de la acción térmica en el tablero.

		$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
		48,78	15,74
$\Delta T_{M,calor}$	18	35,07	23,51
$\Delta T_{M,frio}$	-13	4,07	-7,49
$\Delta T_{M,calor}$	18	62,28	29,24
$\Delta T_{M,frio}$	-13	39,03	5,99

• **DIFERENCIA DE TEMPERATURA UNIFORME ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

La diferencia de temperatura uniforme entre los elementos estructurales queda enunciada en el apartado 4.3.3 de la IAP-11 y será considerada cuando pueda producir efectos adversos globales en la estructura. Estos efectos serán concomitantes a la componente uniforme de temperatura del tablero.

La diferencia de temperatura para tirantes, tirantes de retenida y tensores queda definida a continuación.

- Diferencia positiva: $T_{tirantes} - T_{resto puente} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- Diferencia negativa: $T_{tirantes} - T_{resto puente} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$

En el caso de las torres se define la inecuación cuyo resultado es la temperatura del elemento.

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

Todos los componentes de la torre, al diseñarse del mismo material tendrán un componente de temperatura idéntico.

• **IMPLEMENTACIÓN EN EL MODELO DE CÁLCULO**

Serán necesarios 8 casos de carga para considerar el efecto más desfavorable de las acciones térmicas actuantes en la estructura de la pasarela, aunque se definirá una envolvente térmica en el modelo que tenga en consideración los valores máximos y mínimos en todos los elementos de la estructura. Las combinaciones se muestran a continuación.

$$T_{aux,1} = 0,35 \cdot CUPT + DTPT ; T_{aux,2} = 0,35 \cdot CUPT + DTNT$$

$$T_{aux,3} = 0,35 \cdot CUNT + DTPT ; T_{aux,4} = 0,35 \cdot CUNT + DTNT$$

$$T_{aux,5} = CUPT + 0,75 \cdot DTPT ; T_{aux,6} = CUPT + 0,75 \cdot DTNT$$

$$T_{aux,7} = CUNT + 0,75 \cdot DTPT ; T_{aux,8} = CUNT + 0,75 \cdot DTNT$$

Donde:

- *CUPT*: Componente uniforme positiva en tablero, torres y cables
- *CUNT*: Componente uniforme negativa en tablero, torres y cables
- *DTPT*: Diferencia de temperatura positiva (fibra superior más caliente) en tablero
- *DTNT*: Diferencia de temperatura negativa (fibra superior más fría) en tablero

6.4. NIEVE

La IAP-11 rescinde de la implementación de la nieve en caso de coexistir con la sobrecarga de uso de la pasarela, sumado a un emplazamiento con una altitud inferior a 1000 metros. Aun así, se ha definido el valor de la carga de nieve según la IAP-11 en este apartado para corroborar que la adición de esta carga no resulta desfavorable frente a otras cargas gravitatorias.

$$q_k = 0,8 \cdot s_k = 0,8 \cdot 0,265 = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

7. ACCIONES ACCIDENTALES (A)

La IAP-11 establece como posibles acciones accidentales el impacto de vehículos de carretera sobre un elemento estructural de la pasarela. Dado que estamos en un barranco en el medio natural, esta situación no podrá darse de ningún modo. Del mismo modo el impacto contra sistemas de contención de vehículos, impacto de vehículos ferroviarios y el impacto de embarcaciones no se consideran.

El único fenómeno accidental a considerar es el sismo, deducido en el Anejo nº5: Sismología. Se muestra a continuación los espectros de respuesta ya introducidos en el modelo de cálculo. También se han definido la masa movilizadora de la estructura frente a sismo. Según el apartado 5.2 de la IAP-11 se establece que esta pasarela se trata de un "Puente de importancia moderada", donde la consideración de la acción sísmica no es económicamente justificable dado que el posible colapso de la estructura no supone una pérdida de vidas humanas al estar situado en un entorno natural sin redes de comunicación inferiores a la estructura ni sirve de conexión entre núcleos urbanos.

8. BASES PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES

En este apartado se definirán la nomenclatura a emplear en las combinaciones de acciones, los posibles coeficientes de simultaneidad que dependen de la combinación y el estado límite a evaluar. Finalmente se definirán las combinaciones de acciones que se han tenido en cuenta en el modelo de cálculo para su posterior análisis de resultados de la estructura.

8.1. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

• ACCIONES PERMANENTES

Se empleará el valor característico para las acciones permanentes de valor constante y no constante como valor representativo de las acciones previamente dichas.

• ACCIONES VARIABLES

Dependiendo de la combinación que se trate, el valor representativo de las acciones variables irá asociado a un coeficiente de simultaneidad por el que se deberá multiplicar el valor característico.

- Valor de combinación $\psi_0 \cdot Q_k$: se trata del valor de la acción cuando actúe con alguna otra acción variable. Se empleará en las comprobaciones de estado límite último en situación persistente o transitoria y en estados límite de servicio de situación irreversible.
- Valor frecuente $\psi_1 \cdot Q_k$: valor de la acción durante un periodo de corta duración con respecto a la vida útil de la pasarela (periodo de retorno de una semana). Se emplea en estados límite accidentales y en estados límite de servicio reversibles.
- Valor casi-permanente $\psi_2 \cdot Q_k$: valor de la acción tal que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil de la pasarela. Se emplea en las mismas situaciones que el valor frecuente.

Los valores de los coeficientes de simultaneidad asociado a los valores representativos de las acciones variables se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 8. Factores de simultaneidad de las acciones. Fuente: IAP-11

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
SCU (en pasarelas)	0,4	0,4	0
Viento (en pasarelas)	0,3	0,2	0
Acción térmica	0,6	0,6	0,5

• ACCIONES ACCIDENTALES

Para las acciones accidentales, la IAP-11 establece un único valor representativo coincidente con el valor nominal definido en la norma. En el caso particular del sismo (única acción accidental a considerar en este proyecto), establece recurrir a la Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

La NCSP-07 no establece ningún factor de simultaneidad para la acción del sismo, dado que, describe en el apartado 2.4 que no se considerará simultáneos el viento ni la nieve y emplea el valor casi-permanente de la sobrecarga de uso en pasarelas ($\psi_2 \cdot Q_k=0$).

8.2. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

El valor de cálculo de las acciones se obtiene multiplicando el valor representativo de dichas acciones por el coeficiente parcial de seguridad (γ_F) correspondiente. Estos valores dependerán de la situación que se quiera comprobar y tienen en cuenta la incertidumbre con la que se obtiene el valor representativo de las acciones y en su posterior modelización.

• VALOR DE CÁLCULO PARA LAS COMPROBACION EN ELU

Existen dos comprobaciones principales de estado límite último, la de equilibrio (EQU) que se realiza si se tiene en cuenta el proceso constructivo de la obra (fuera del ámbito de este proyecto ya que se centra únicamente en el diseño estructural de la pasarela) y la comprobación resistente (SRT) que corresponde con las comprobaciones de estado límite último que se aplican en estructuras en el ámbito de la ingeniería civil con unos coeficiente de seguridad adaptados a puentes y pasarelas.

Tabla 9. Coeficientes parciales para las acciones en ELU resistente. Fuente: IAP-11

Acción (ELU)		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente constante (G)	Peso propio	1	1,35
	Carga muerta	1	1,35
Permanente no constante (G')	Pretensado P ₂	1	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Acciones climáticas	0	1,5

En situación sísmica se emplearán los coeficientes definidos en la NCSP-07.

• VALOR DE CÁLCULO PARA LAS COMPROBACION EN ELS

Las diferentes comprobaciones de estado límite de servicio coinciden en los coeficientes parciales de seguridad de las combinaciones.

Tabla 10. Coeficientes parciales para las acciones en ELS. Fuente: IAP-11

Acción (ELS)		Efecto	
		Favorable	Desfavorable
Permanente constante (G)	Peso propio	1	1
	Carga muerta	1	1
Permanente no constante (G')	Pretensado P ₂	1	1
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1
	Acciones climáticas	0	1

8.3. COMBINACIONES DE ACCIONES

Para cada situación de proyecto se identificará las hipótesis de carga críticas y el valor de cálculo del efecto de las acciones combinado las acciones que puedan actuar simultáneamente según los siguientes criterios generales especificados en este apartado para el proyecto de la pasarela.

8.3.1. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELU

• EN SITUACIÓN PERSISTENTE

La combinación fundamental de acciones se empleará para las situaciones persistentes para las verificaciones en estado límite último.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente de valor constante
- $G^*_{k,m}$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable dominante
- $\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$: Valor de combinación de las acciones variables concomitantes a la acción variable dominante
- $\gamma_G ; \gamma_{G,m} ; \gamma_{Q,1} ; \gamma_{Q,i}$: Coeficientes parciales

Deberá realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando para cada una de ellas una acción variable dominante y el resto de acciones como concomitantes.

Al combinar las distintas acciones variables se deberá tener en cuenta las consideraciones especificadas en la IAP-11:

- El viento transversal sobre el tablero estará formado por la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero, no se considerará la acción simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- No se considerará para este proyecto la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso dado que no está ubicado en zonas de alta montaña.

• EN SITUACIÓN SÍSMICA

La combinación de acciones correspondiente a la situación sísmica se realizará según la siguiente expresión (definida en la IAP-11 con la simplificación de coeficientes parciales de seguridad en las acciones con valor unidad, que si quedan definidos en la formulación de la NCSP-07).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G^*_{k,m} + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + A_{Ed}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor constante
- $G^*_{k,m}$: Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$: Valor casi- permanente de la sobrecarga de uso, especificado en la tabla 8.
- A_{Ed} : Valor de cálculo de la acción sísmica

8.3.2. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELS

Las comprobaciones en estado límite de servicio se verificarán mediante la combinación frecuente, que contempla las situaciones reversibles, dado que la combinación característica coincide con la comprobación de ELU en situación persistente. La casi-frecuente se emplea generalmente para evaluar efectos diferidos, fuera del ámbito de estudio de este proyecto.

La combinación de acciones frecuente se define mediante la siguientes expresión.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor característico de cada acción permanente de valor constante
- $G^*_{k,m}$: Valor característico de cada acción permanente de valor no constante
- $\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable dominante
- $\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$: Valor de combinación de las acciones variables concomitantes a la acción variable dominante
- $\gamma_G ; \gamma_{G,m} ; \gamma_{Q,1} ; \gamma_{Q,i}$: Coeficientes parciales



8.3.3. COMBINACIONES DE ACCIONES IMPLEMENTADAS EN EL MODELO

Para poder obtener el mínimo número de combinaciones siguiendo las prescripciones de la normativa, se han realizado envolventes de las acciones que no pueden actuar simultáneamente (viento longitudinal en una dirección o transversal) y acciones cuyo valor más desfavorable puede darse en diferentes casos de carga, como es el caso de la temperatura. Se ha realizado lo mismo con las cargas permanentes (peso propio y cargas muertas) dado que sus coeficientes de mayoración son idénticos.

Se muestra la nomenclatura empleada en el modelo de SAP2000 de las acciones, los casos de carga y las combinaciones de acciones. Éstas últimas tienen asociada una “D” si se trata de un combinación desfavorable y “F” si es favorable.

Tabla 11. Nomenclatura empleada en el modelo de cálculo para las acciones y envolventes.

Acción	Nomenclatura SAP2000	Envolvente	Nomenclatura SAP2000
Peso propio	PP	Cargas Permanentes	ENV_G
Carga muerta	CM	Viento longitudinal	ENV_Vx
Tesado	TESADO	Viento transversal	ENV_Vy
Sobrecarga de uso	SCU	Temperatura	ENV_TERM
Viento longitudinal en X positivo	V_x+		
Viento longitudinal en X negativo	V_x-		
Viento transversal en Y positivo	V_y+		
Viento transversal en Y negativo	V_y-		
Viento vertical	V_v		
Temperatura	T_aux_j		

El orden de las acciones definidas en la nomenclatura de las combinaciones queda definido de la siguiente manera.

Nomenclatura de las combinaciones de acciones: TC_{EP-Q-Q_i}

Donde:

- TC : tipo de comprobación a realizar (ELU o ELS)
- EP : efecto producido en la estructura (favorable “F” o desfavorable “D”)
- Q : Acción dominante en la combinación
- Q_i : Acciones concomitantes a la acción dominante

Una vez establecida la nomenclatura, se muestra las combinaciones de acciones en ELU y ELS implementadas en el modelo. Las acción sísmica se desarrollará en un apartado posterior de este anejo.

Tabla 12. Combinaciones de acciones implementadas en el modelo de cálculo de la pasarela.

COMBINACIONES ELU DESFAVORABLES				COMBINACIONES ELS DESFAVORABLES			
COMBINACIÓN	TIPO COMB	CASO DE CARGA	FACTOR DE ESCALA	COMBINACIÓN	TIPO COMB	CASO DE CARGA	FACTOR DE ESCALA
ENV_Vx	Range Add	V_x-	1	ELU_D_TERM	Linear Add	ENV_G	1,35
		V_x+	1			TESADO	1,35
ENV_Vy	Range Add	V_y-	1			ENV_TERM	1,5
		V_y+	1			ENV_G	1,35
ENV_G	Linear Add	PP	1	ELU_D_TERM_SC	Linear Add	TESADO	1,35
		CM	1			SCU	0,54
		T_aux1	1			ENV_TERM	1,5
		T_aux2	1			ENV_G	1,35
		T_aux3	1	ELU_D_Vx	Linear Add	TESADO	1,35
		T_aux4	1			ENV_Vx	1,5
		T_aux5	1			ENV_G	1,35
		T_aux6	1	ELU_D_Vy	Linear Add	TESADO	1,35
		T_aux7	1			ENV_Vy	1,5
		T_aux8	1			ENV_G	1,35
ELU_D_SC_Vx	Linear Add	ENV_G	1,35	ELU_D_Vx_SC	Linear Add	TESADO	1,35
		TESADO	1,35			SCU	0,54
		SCU	1,35			ENV_Vx	1,5
		ENV_Vx	0,45			ENV_G	1,35
ELU_D_SC_Vy	Linear Add	ENV_G	1,35	ELU_D_Vy_SC	Linear Add	TESADO	1,35
		TESADO	1,35			SCU	0,54
		SCU	1,35			ENV_Vy	1,5
		ENV_Vy	0,45			ENV_G	1,35
ELU_D_SC_TERM	Linear Add	ENV_G	1,35	ELU_D_Vy_W	Linear Add	TESADO	1,35
		TESADO	1,35			V_v	0,45
		SCU	1,35			ENV_Vy	1,5
		ENV_TERM	0,9			ENV_G	1,35
ELU_D_SC	Linear Add	ENV_G	1,35	ELU_D_Vy_SC_W	Linear Add	TESADO	1,35
		TESADO	1,35			SCU	1,05
		SCU	1,35			ENV_Vy	1,5
						V_v	0,45

Las combinaciones tipo “Linear Add” son combinaciones lineal que suman directamente los valores de las acciones actuantes en los elementos de la estructura. Se emplean generalmente en las combinaciones en ELU y ELS. Las combinaciones tipo “Range Add” sirven para crear envolvente aditivas de diferentes acciones, escogiendo los valores máximo (o mínimos) de todas las acciones incluidas en la combinación.

Las combinaciones implementadas para las comprobaciones en ELU accidental para sismo son las siguientes.

Tabla 13. Combinaciones de acciones accidentales (sismo) implementadas en el modelo de cálculo de la pasarela.

COMBINACIONES ELU SISMO			
COMBINACIÓN	TIPO COMB	CASO DE CARGA	FACTOR DE ESCALA
ELU_SISMOX	Linear Add	ENV_G	1
		TESADO	1
		SISMO_X_ULT	1
		SISMO_Y_ULT	0,3
ELU_SISMOY	Linear Add	ENV_G	1
		TESADO	1
		SISMO_Y_ULT	0,3
		SISMO_X_ULT	1
ELS_SISMOX	Linear Add	ENV_G	1
		TESADO	1
		SISMO_X_FREQ	1
		SISMO_Y_FREQ	0,3
ELS_SISMOY	Linear Add	ENV_G	1
		TESADO	1
		SISMO_X_FREQ	0,3
		SISMO_Y_FREQ	1

La ventaja de emplear Excel para realizar las combinaciones de acciones es que la implementación en el modelo de cálculo se realiza directamente sin necesidad de introducir ningún dato manualmente.

9. IMPLEMENTACIÓN DE ACCIONES EN EL MODELO DE CÁLCULO

Como se ha explicado a lo largo de este anejo, los valores de las acciones, la geometría, secciones y combinaciones e hipótesis a tener en cuenta en el modelo, se muestra a continuación la implementación de dichas acciones en el modelo de cálculo (se adjuntan algunas de las más representativas).

Posteriormente, se muestra para alguna de los casos de carga definidos en el modelo de cálculo, los diagramas de axiles, cortantes y flectores de alguno de los casos anteriormente definidos.

9.1. ACCIONES EN EL MODELO

Se muestra a modo ejemplificativo la aplicación de las cargas muertas, viento longitudinal y transversal positivo y tesado.

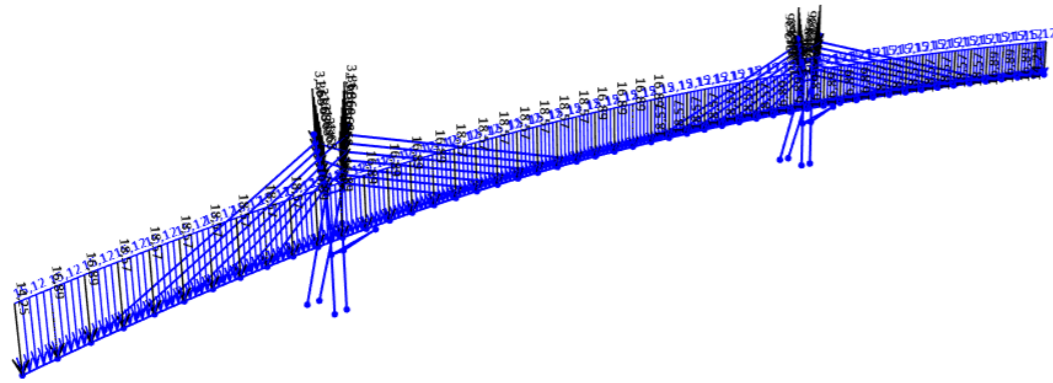


Figura 9.1. Cargas muertas aplicadas sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

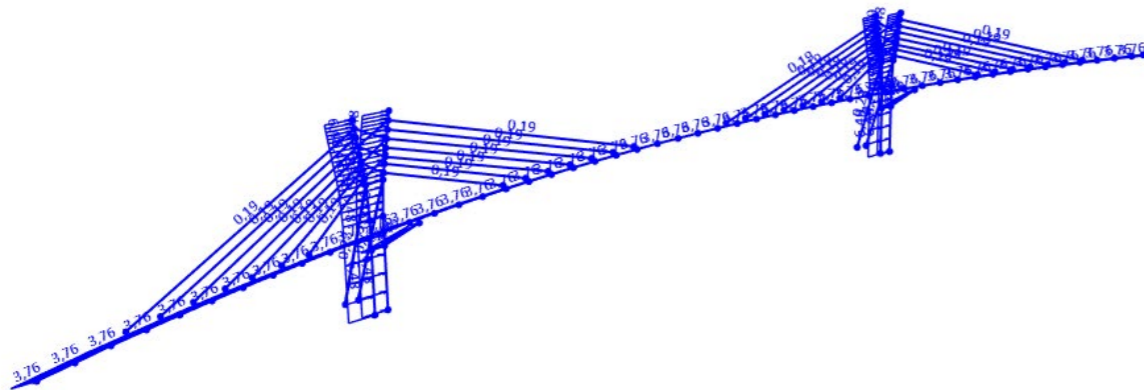


Figura 9.2. Viento longitudinal "X" positivo aplicado sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

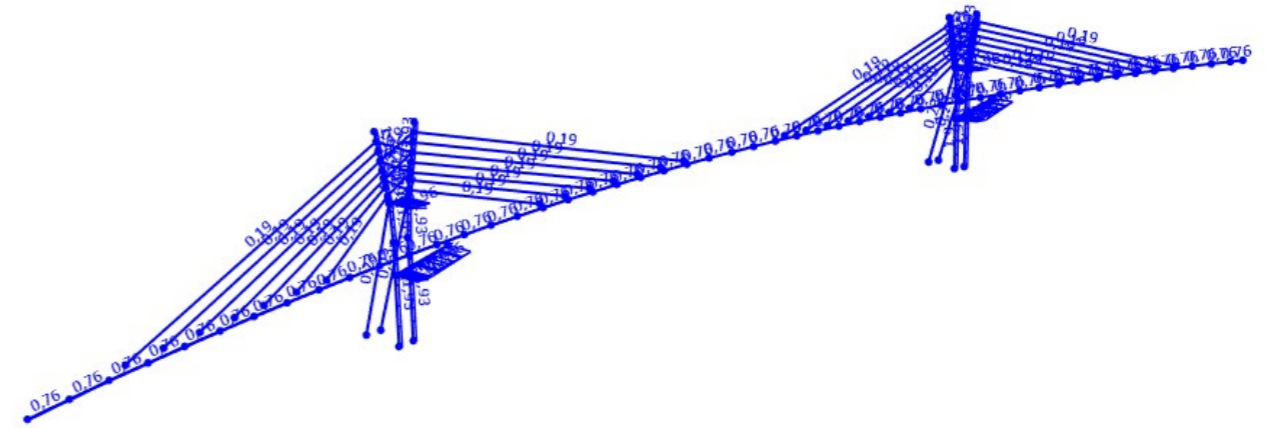


Figura 9.3. Viento transversal "Y" positivo aplicado sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

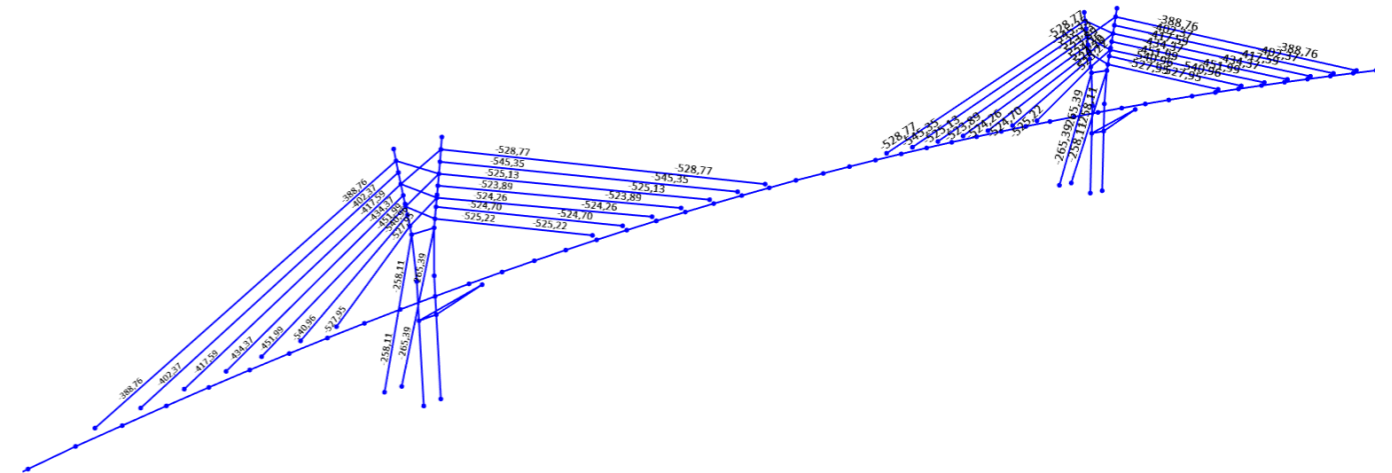


Figura 9.4. Carga de tesado de los tirantes y retenidas (gradiente de temperatura) aplicada sobre el modelo de la estructura. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

9.2. DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA

Para observar el efecto del tesado en la estructura, se presentan las deformadas de la estructura sometida a peso propio, cargas muertas y tesado por separado (con un factor de escala que representa de manera exagerada el comportamiento frente a esas acciones) y, finalmente se muestra a escala real la actuación conjunta de las cargas permanentes, que corresponde a la situación previa a la puesta en servicio.

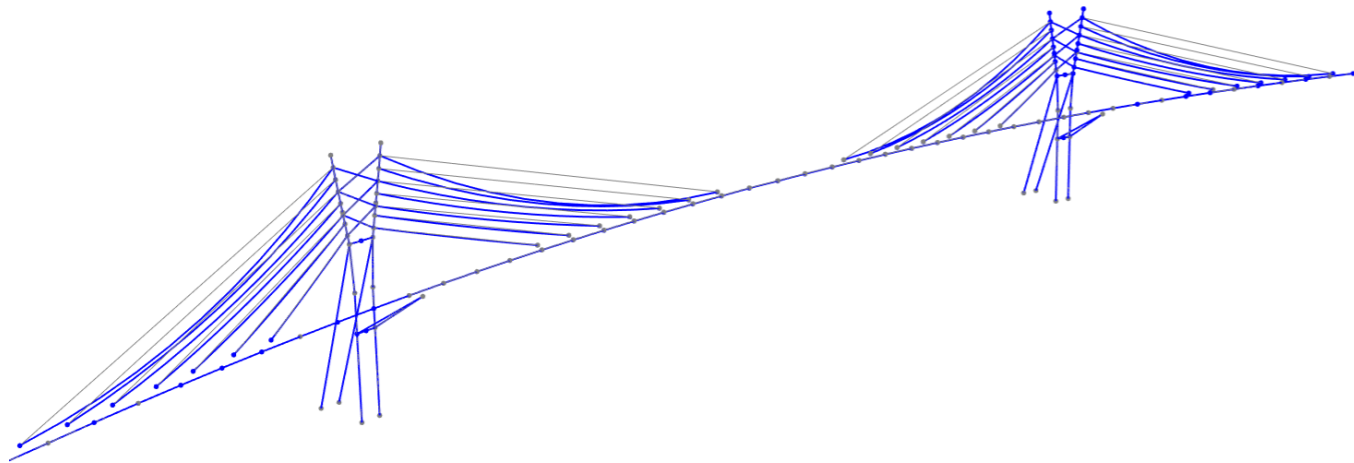


Figura 9.5. Deformada del caso de carga *Peso Propio* (factor de escala automático: 0,1). Fuente: *Elaboración Propia (SAP2000)*

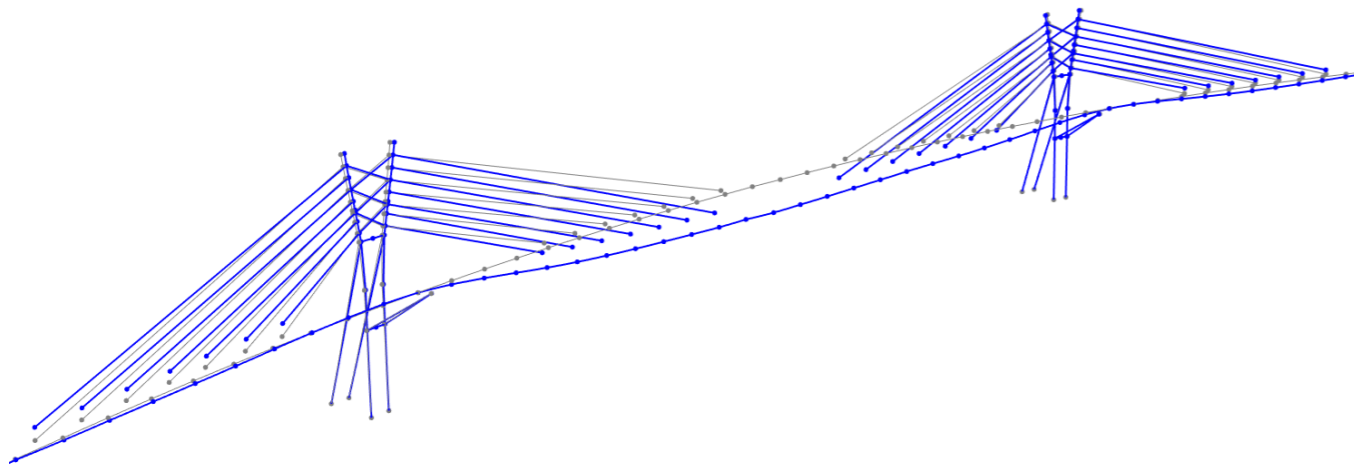


Figura 9.6. Deformada del caso de carga *Cargas Muertas* (factor de escala automático: 9). Fuente: *Elaboración Propia (SAP2000)*

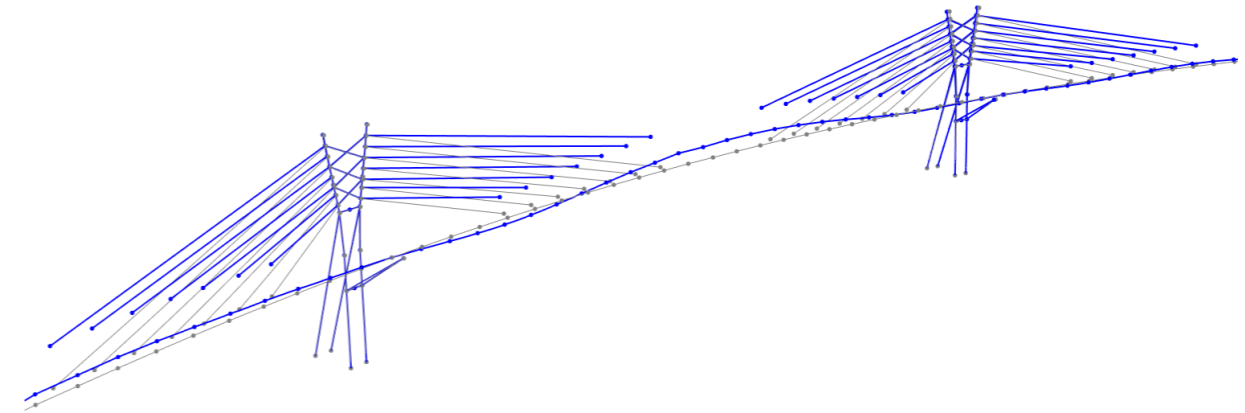


Figura 9.7. Deformada del caso de carga *Tesado* (factor de escala automático: 3). Fuente: *Elaboración Propia (SAP2000)*

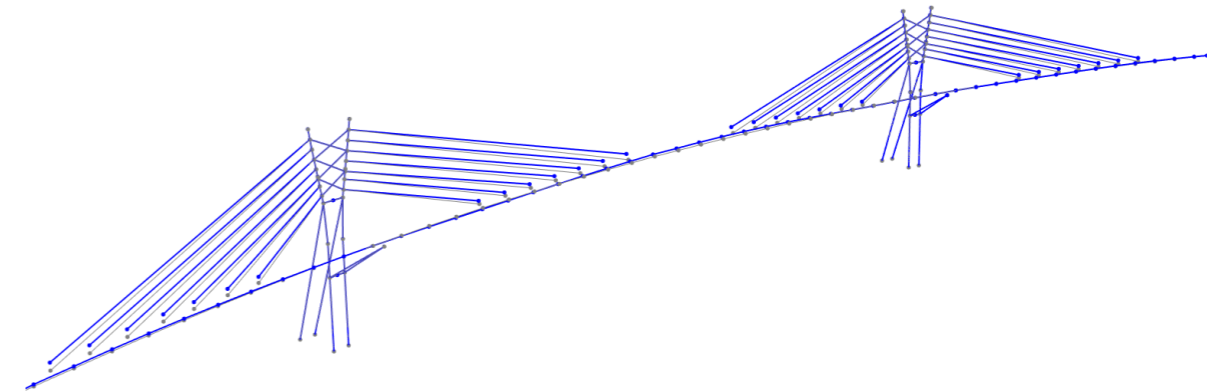


Figura 9.8. Deformada de las *Cargas Permanentes (PP+CM+TESADO)* (factor de escala real: 1). Fuente: *Elaboración Propia (SAP2000)*

También se muestra la deformada de la envolvente las cargas térmicas a modo de ejemplo de acciones variables.

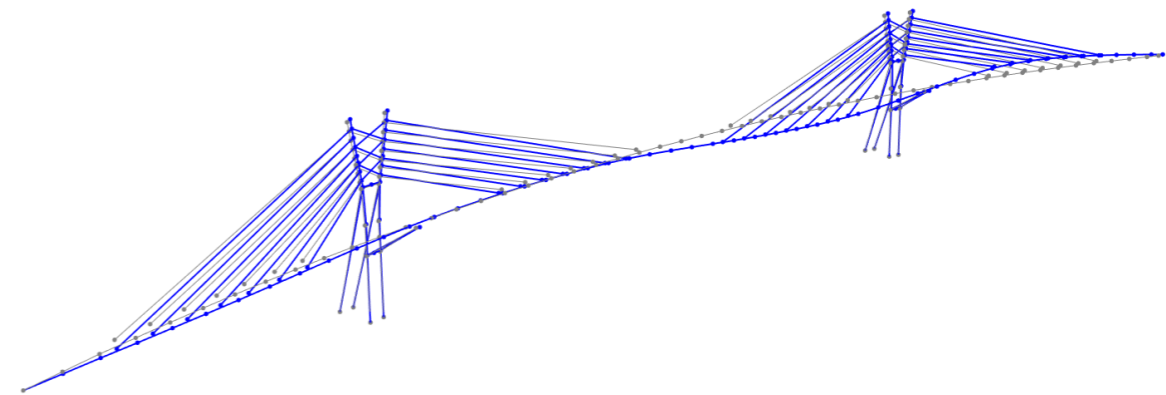


Figura 9.9. Deformada de la envolvente de *Cargas Térmicas* (factor de escala automático: 3). Fuente: *Elaboración Propia (SAP2000)*

9.3. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS DE LA ESTRUCTURA

De igual manera que se ha procedido en los subapartados de esta parte del anejo, se muestran los diagramas de axiles, cortantes y flectores para el caso de cargas permanentes y tres casos de carga variable. Existen dos tramos del tablero (tirante 7 de la torre izquierda y tirante 4 de la torres derecha), cuya representación de dichos diagramas no se ha representado o presenta valores erróneos debido a algún fallo en el proceso de cálculo del software empleado para el modelado de la estructura.

- **DIAGRAMAS DE AXILES**

Se muestran los diagramas de axiles de diferentes casos de carga a modo ejemplificativo. El color azul representa los valores de axiles positivos y el rojo negativos (el verde corresponde al valor de la envolvente asociada mínimos y el azul al valor máximo).

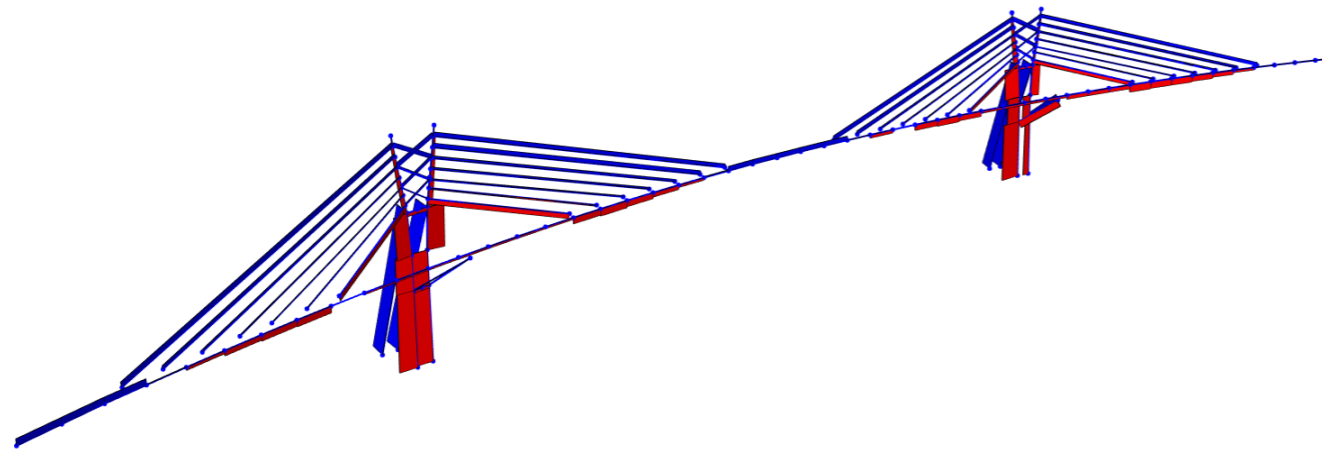


Figura 9.10. Diagrama de axiles de la estructura en el caso de carga PP+CM+TESADO. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

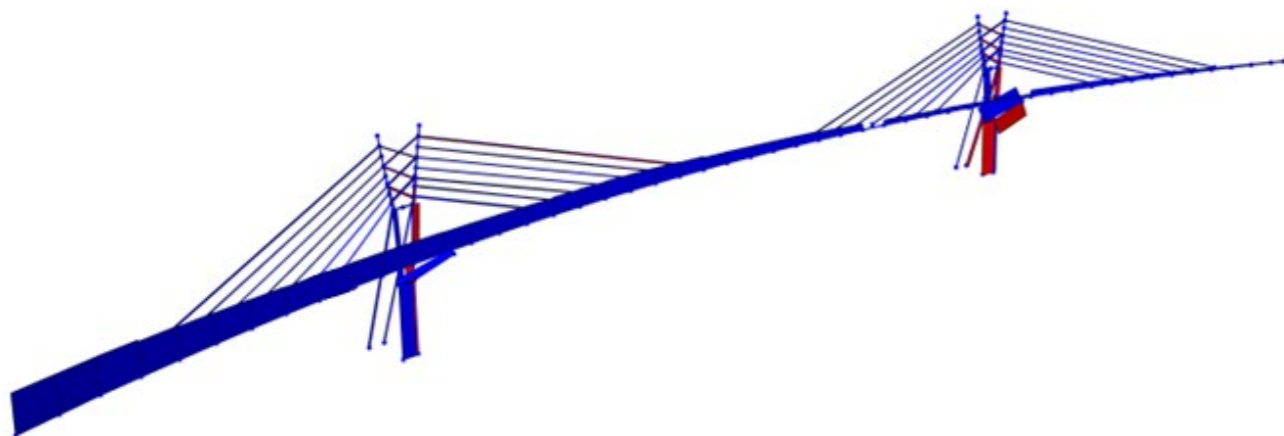


Figura 9.11. Diagrama de axiles de la estructura en el caso de carga Viento longitudinal "X" positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

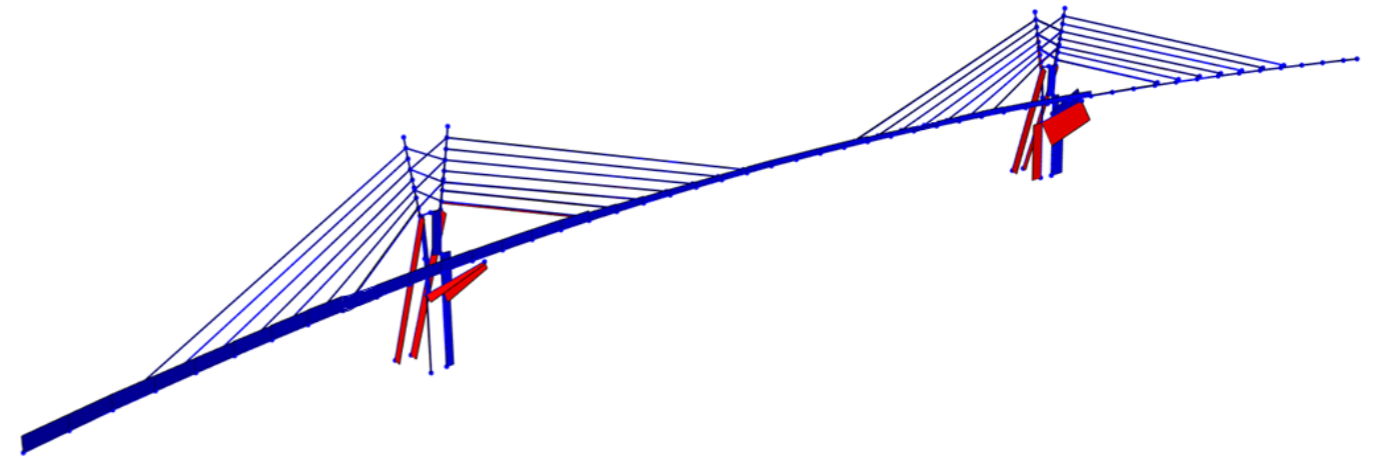


Figura 9.12. Diagrama de axiles de la estructura en el caso de carga Viento transversal "Y" positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

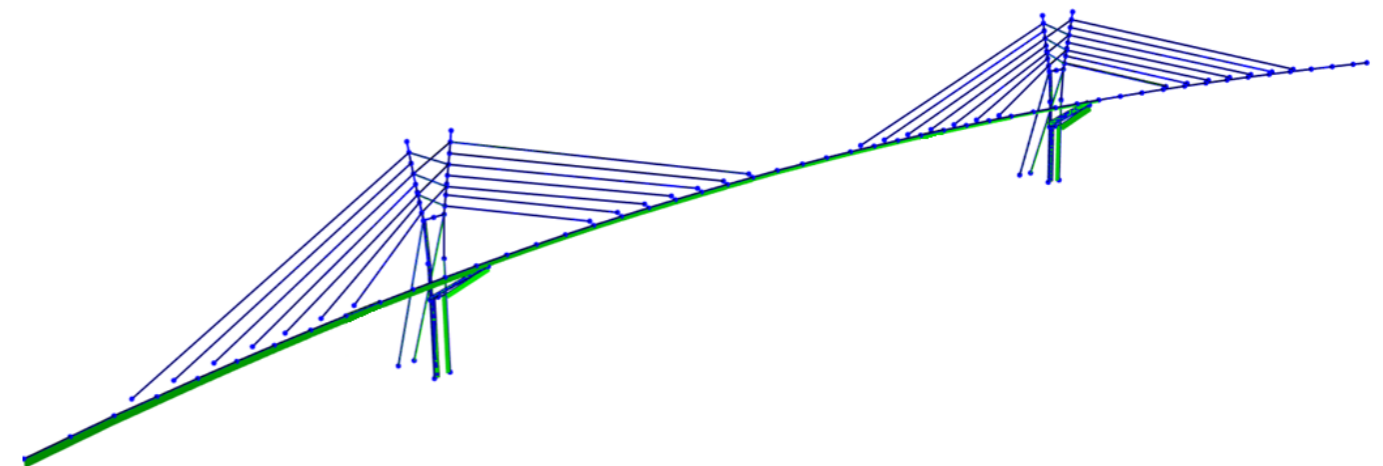


Figura 9.13. Diagrama de axiles de la estructura para la envolvente de Cargas Térmicas. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

• **DIAGRAMAS DE CORTANTES**

Se analizan los mismos casos de carga mostrados en el apartado de diagramas de axiles. El color azul representa los valores de cortantes positivos y el rojo negativos (el verde corresponde al valor de la envolvente asociada mínimos y el azul al valor máximo).

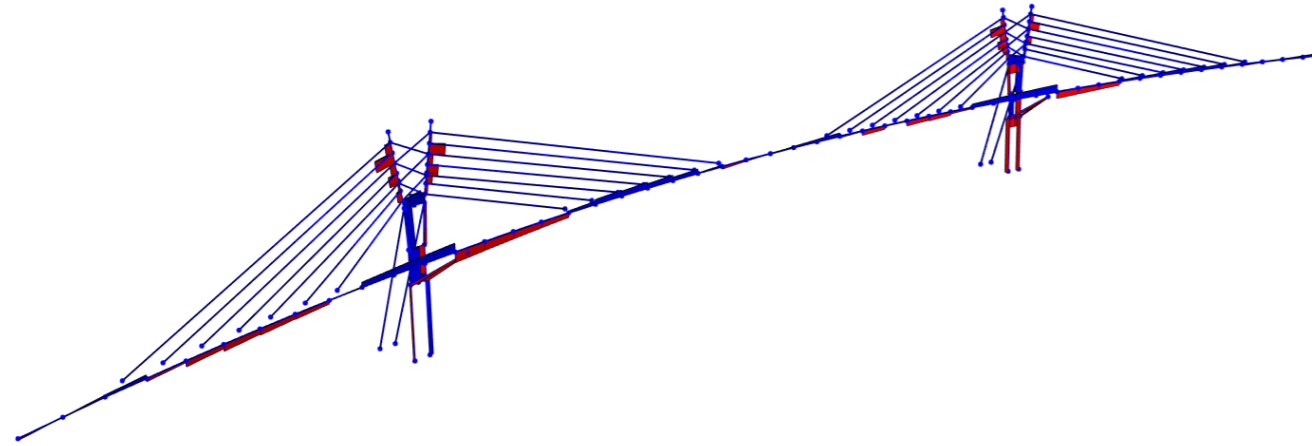


Figura 9.14. Diagrama de cortante de la estructura en el caso de carga PP+CM+TESADO. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

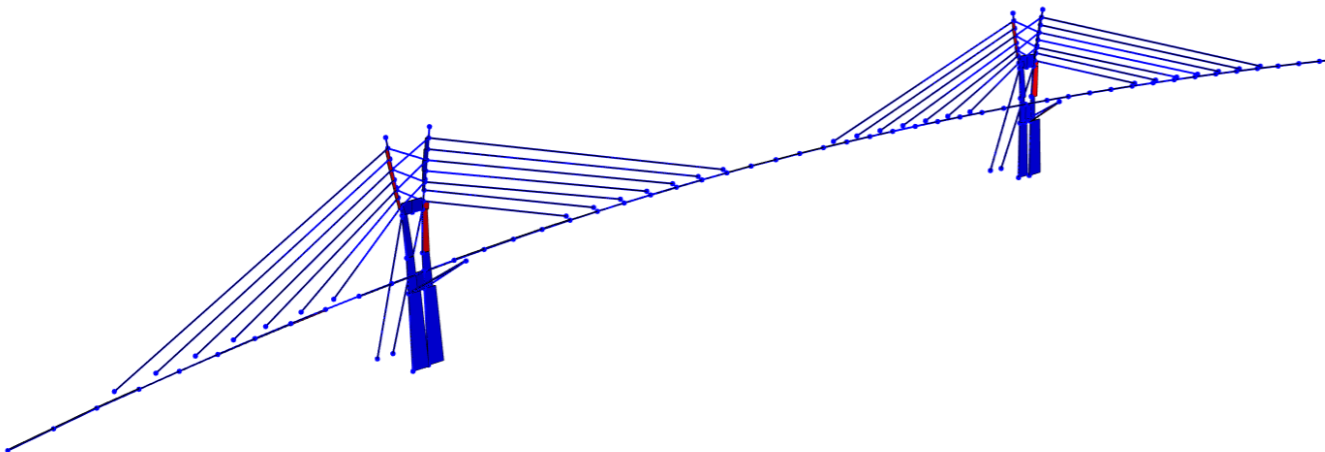


Figura 9.15. Diagrama de cortante de la estructura en el caso de carga Viento longitudinal "X" positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

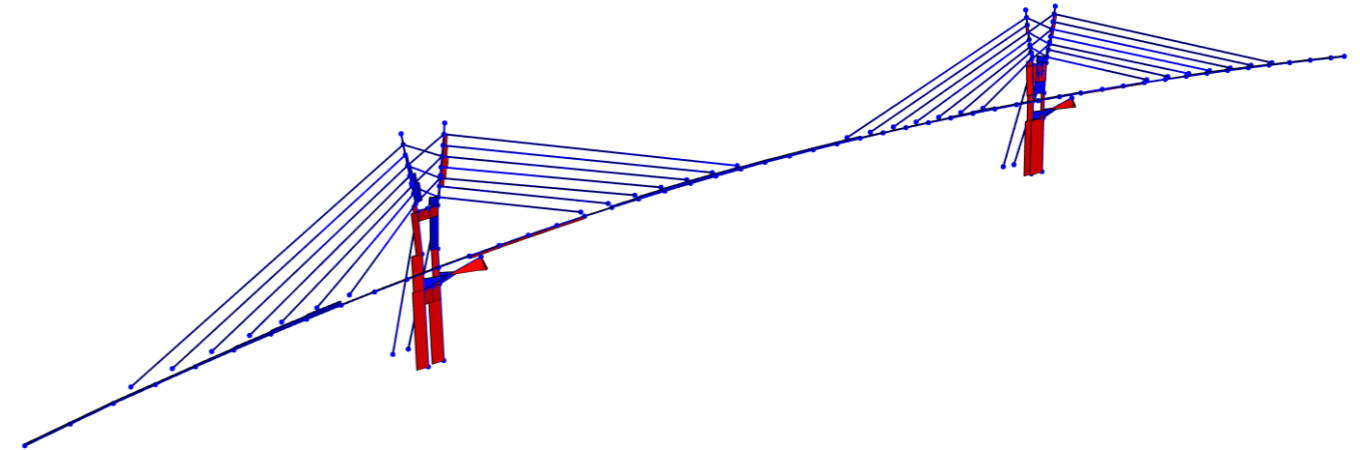


Figura 9.16. Diagrama de cortante de la estructura en el caso de carga Viento transversal "Y" positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

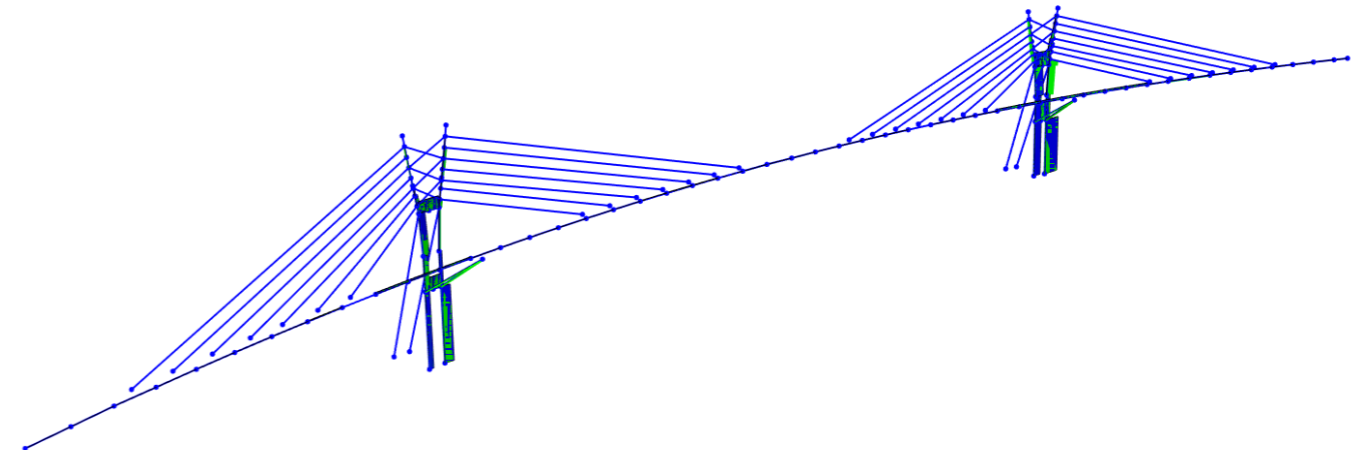


Figura 9.17. Diagrama de cortante de la estructura para la envolvente de Cargas Térmicas. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

ϕ

- **DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES**

Procedemos de igual manera que en los dos apartados anteriores para los mismos casos de carga. El color azul representa los valores de momentos positivos y el rojo negativos (el verde corresponde al valor de la envolvente asociada mínimos y el azul al valor máximo).

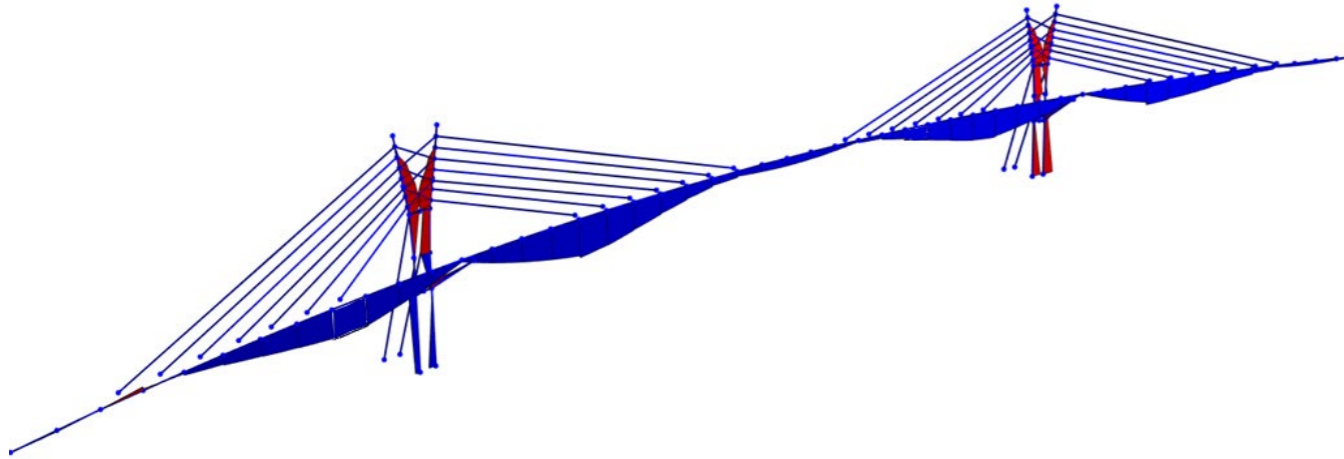


Figura 9.18. Diagrama de momentos de la estructura en el caso de carga PP+CM+TESADO. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

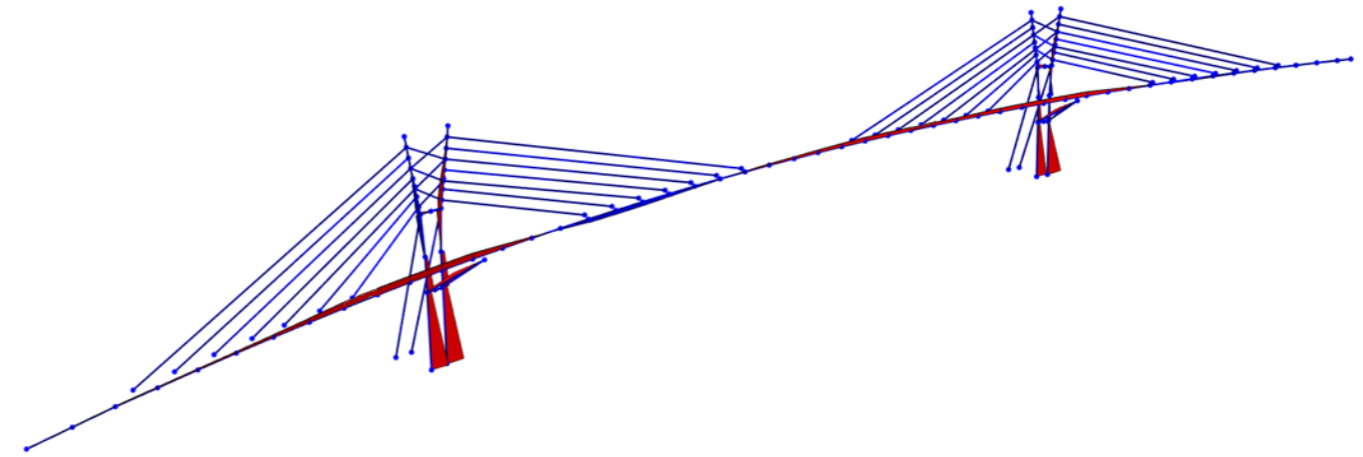


Figura 9.20. Diagrama de momentos de la estructura en el caso de carga Viento transversal "Y" positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

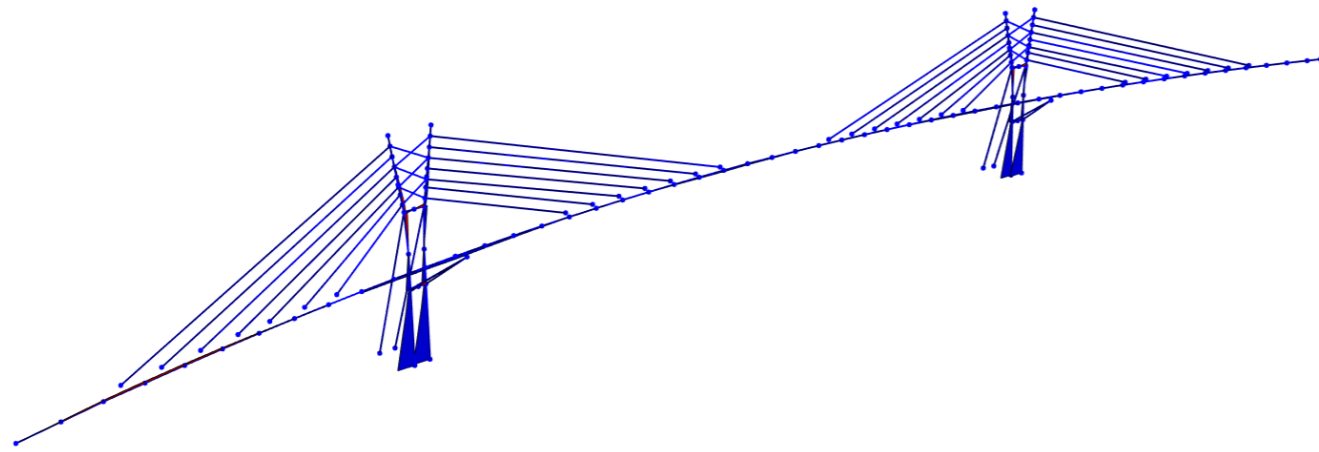


Figura 9.19. Diagrama de momentos de la estructura en el caso de carga Viento longitudinal "X" positivo. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

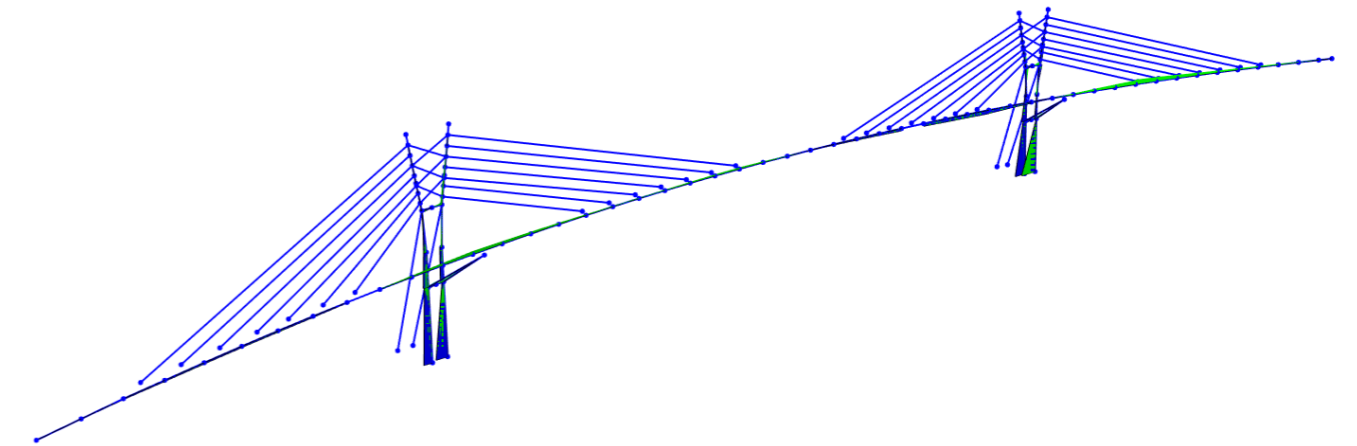


Figura 9.21. Diagrama de momentos de la estructura para la envolvente de Cargas Térmicas. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

Una vez finalizados las representaciones de las acciones en el modelo de cálculo, deformadas y diagramas de esfuerzos, se procederá a realizar un análisis de los resultados obtenidos y de las combinaciones de acciones que prescribe la norma.

10. RESULTADOS DEL MODELO DE CÁLCULO

Tras procesar el modelo de cálculo de la pasarela, previa introducción de acciones y combinaciones, se obtienen los valores de los esfuerzos y tensiones en los diferentes elementos de la estructura.

Dado que se trata de una estructura de grandes dimensiones (298 metros de longitud con elementos de más de 30 metros de altura), se han realizado varios módulos de programación en el lenguaje "Python" para el filtrado de los valores deseados (máximos o mínimos) para conjunto de elementos de la estructura. Dichos módulos, al ejecutarse, se le indica el documento de Excel (en formato .csv) con los valores de los esfuerzos, reacciones, desplazamientos o tensiones obtenido tras el procesado de la estructura y genera otro archivo de Excel con una tabla resumen de resultados donde te proporciona el valor máximo (y mínimo) de cada esfuerzos, reacción, desplazamiento o tensión del grupo de elementos del cual se ha generado la hoja de cálculo.

A modo ejemplificativo, se muestra un extracto del módulo de Python de filtrado de datos de esfuerzos (realizado en Visual Studio Code).

```
FILTRADOTFM_ESFUERZOS.PY > ...
1 fichero_fuerzas = input("Fichero entrada: ")
2 P,V2,V3,T,M2,M3 = list(),list(),list(),list(),list(),list()
3
4 for line in open(fichero_fuerzas,"r"):
5     line = line.strip("\n")
6     if "Combination" in line:
7         valores_fuerzas = line.split(";")[5:]
8
9         P.append(float(valores_fuerzas[0].replace(",",".")))
10        V2.append(float(valores_fuerzas[1].replace(",",".")))
11        V3.append(float(valores_fuerzas[2].replace(",",".")))
12        T.append(float(valores_fuerzas[3].replace(",",".")))
13        M2.append(float(valores_fuerzas[4].replace(",",".")))
14        M3.append(float(valores_fuerzas[5].replace(",",".")))
15
16
17
18
19 P.sort(),V2.sort(),V3.sort(),T.sort(),M2.sort(),M3.sort()
20
21
22 max_P,min_P = P[-1],P[0]
23 max_V2,min_V2 = V2[-1],V2[0]
24 max_V3,min_V3 = V3[-1],V3[0]
25 max_T,min_T = T[-1],T[0]
26 max_M2,min_M2 = M2[-1],M2[0]
27 max_M3,min_M3 = M3[-1],M3[0]
28
29 resultados = list()
30 for line in open(fichero_fuerzas,"r"):
31     line = line.strip("\n")
32     if "Combination" in line:
33         fields = line.split(";")[5:]
34         if max_P == float(fields[0].replace(",",".")):
35             var = "Max_P" + ";" + line
36             resultados.append(var)
37         if min_P == float(fields[0].replace(",",".")):
38             var = "Min_P" + ";" + line
39             resultados.append(var)
40         if max_V2 == float(fields[1].replace(",",".")):
41             var = "Max_V2" + ";" + line
42             resultados.append(var)
43         if min_V2 == float(fields[1].replace(",",".")):
44             var = "Min_V2" + ";" + line
45             resultados.append(var)
```

Figura 10.1. Módulo de filtrado de datos del modelo de cálculo (parte 1). Fuente: Elaboración Propia (Python)

```
46 if max_V3 == float(fields[2].replace(",",".")):
47     var = "Max_V3" + ";" + line
48     resultados.append(var)
49 if min_V3 == float(fields[2].replace(",",".")):
50     var = "Min_V3" + ";" + line
51     resultados.append(var)
52 if max_T == float(fields[3].replace(",",".")):
53     var = "Max_T" + ";" + line
54     resultados.append(var)
55 if min_T == float(fields[3].replace(",",".")):
56     var = "Min_T" + ";" + line
57     resultados.append(var)
58 if max_M2 == float(fields[4].replace(",",".")):
59     var = "Max_M2" + ";" + line
60     resultados.append(var)
61 if min_M2 == float(fields[4].replace(",",".")):
62     var = "Min_M2" + ";" + line
63     resultados.append(var)
64 if max_M3 == float(fields[5].replace(",",".")):
65     var = "Max_M3" + ";" + line
66     resultados.append(var)
67 if min_M3 == float(fields[5].replace(",",".")):
68     var = "Min_M3" + ";" + line
69     resultados.append(var)
70
71
72 resultados.sort()
73 output = open("res_esf_ELU_XXX.csv","w")
74 output.write("\n".join(resultados))
```

Figura 10.2. Módulo de filtrado de datos del modelo de cálculo (parte 2). Fuente: Elaboración Propia (Python)

Cabe destacar que el filtrado de resultados del modelo era estrictamente necesario ya que, únicamente para el tablero, el fichero de salida de esfuerzos del programa SAP2000 contenía más de 20000 filas (por citar un ejemplo).

• RESULTADOS DEL TABLERO

Tabla 14. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en el tablero.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN-m)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Max_P	67	ELU_D_SC_TERM	9229,7	-38,6	91,9	223,1	75982,8	23274,0
Max_V2	79	ELU_D_SC_TERM	-3065,3	4516,2	1075,1	2403,3	-7036,3	-22515,9
Max_V3	74	ELU_D_TERM_SC	-8455,5	-903,5	3759,8	-4303,2	-16357,9	56779,8
Max_T	60	ELU_D_SC_TERM	-10339,7	1140,5	-1858,8	8093,6	-20060,3	50756,2
Max_M2	66	ELU_D_TERM_SC	7184,2	-390,2	323,3	428,0	90083,1	13081,3
Max_M3	75	ELU_D_SC_TERM	-9480,3	-25,2	3132,8	-4520,2	-28011,7	60314,5
Min_P	49	ELU_D_TERM_SC	-33473,7	-771,5	567,0	-4732,1	-28202,9	23532,0
Min_V2	55	ELU_D_SC_TERM	-14252,6	-4160,2	-1593,6	-348,8	-47295,8	-27698,6
Min_V3	59	ELU_D_TERM_SC	-28606,3	140,5	-3474,5	4140,2	-28280,0	39407,8
Min_T	74	ELU_D_SC_Vy	-11378,1	-1451,6	1802,8	-7374,5	-11092,8	39765,4
Min_M2	55	ELU_D_TERM_SC	-22194,2	-3113,0	-2975,7	-579,0	-74260,4	-20273,6
Min_M3	55	ELU_D_SC_TERM	-14252,6	-4160,2	-1593,6	-348,8	-47295,8	-27698,6

RESULTADOS DE LAS TORRES

Tabla 15. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en las torres.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	119	ELU_D_TERM	20873,5	-305,4	54,6	2,1	0,6	4,2
Max_V2	95	ELU_D_SC_TERM	2022,5	11838,8	-144,0	-34,2	-22253,6	-21349,2
Max_V3	108	ELU_D_TERM	-10858,9	11755,5	16800,8	5432,4	148590,2	123326,4
Max_T	103	ELU_D_TERM_SC	2597,1	4172,5	11687,3	9312,4	140206,0	66642,6
Max_M2	98	ELU_D_TERM	-26920,8	5419,8	16469,4	3307,5	172246,1	67822,9
Max_M3	108	ELU_D_TERM	-10858,9	11755,5	16800,8	5432,4	148590,2	123326,4
Min_P	98	ELU_D_TERM_SC	-52763,1	1262,4	3521,2	-1685,3	74522,9	17961,6
Min_V2	106	ELU_D_SC_TERM	-5873,1	-8249,5	-2877,0	-46,1	-6645,9	-15574,3
Min_V3	103	ELU_D_TERM	-38209,1	-1685,8	-9135,7	-1305,5	-49131,5	-21900,2
Min_T	108	ELU_D_SC_TERM	-24297,1	-3420,2	-1335,2	-3916,4	45586,7	-59885,3
Min_M2	103	ELU_D_TERM	-38209,1	-1685,8	-9135,7	-1305,5	-49131,5	-21900,2
Min_M3	108	ELU_D_SC_TERM	-24297,1	-3420,2	-1335,2	-3916,4	45586,7	-59885,3

RESULTADOS DE LAS VIGAS RIOSTRA DE LAS TORRES

Tabla 16. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en las riostras de las torres.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	121	ELU_F_G	-1893,3	984,0	8,7	0,0	4,9	-1131,7
Max_V2	122	ELU_D_TERM	-2815,9	9066,5	1127,4	0,4	3967,1	4972,2
Max_V3	122	ELU_D_SC_TERM	-4092,8	292,2	1205,2	0,4	1628,4	11041,1
Max_T	122	ELU_D_Vx	-3155,5	-2032,1	1129,9	0,4	-1255,9	5064,9
Max_M2	122	ELU_D_TERM	-2815,9	9066,5	1127,4	0,4	3967,1	4972,2
Max_M3	21	ELU_D_SC_TERM	-5236,7	7996,2	245,2	0,0	563,1	14091,7
Min_P	121	ELU_D_TERM_SC	-6254,1	2638,4	-1609,5	-0,6	-223,0	-12684,0
Min_V2	122	ELU_D_SC_TERM	-4352,5	-6957,7	-1044,9	-0,4	-1506,4	-9806,1
Min_V3	122	ELU_D_TERM	-3248,7	-2988,0	-2622,8	-0,9	-1667,2	-13907,8
Min_T	122	ELU_D_TERM_SC	-3692,8	-4638,8	-2569,9	-0,9	-1733,9	-11370,8
Min_M2	122	ELU_D_TERM	-3248,7	-3005,2	-2622,8	-0,9	-3901,3	-4017,6
Min_M3	21	ELU_D_SC_TERM	-5345,6	4942,3	-545,2	0,0	-382,6	-16793,5

RESULTADOS DE LOS APOYOS DEL TABLERO

Tabla 17. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en los apoyos del tablero.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	119	ELU_D_TERM	20873,5	-305,4	54,6	2,1	0,6	4,2
Max_V2	120	ELU_D_SC_TERM	11588,2	-63,9	40,5	0,4	24,2	2,1
Max_V3	120	ELU_D_Vy_Vv	8672,8	-224,3	82,9	-0,7	547,0	-2641,6
Max_T	119	ELU_D_TERM	20841,8	-358,0	54,6	2,1	569,1	-3524,4
Max_M2	119	ELU_D_Vx_SC	-8323,1	-357,4	80,0	-0,7	624,7	-3520,6
Max_M3	120	ELU_D_TERM	9724,5	-189,3	45,4	1,8	13,0	13,9
Min_P	120	ELU_D_TERM	-27144,6	-1211,9	-120,7	-0,8	-1283,8	-12602,9
Min_V2	120	ELU_D_TERM	-27144,6	-1211,9	-120,7	-0,8	-1283,8	-12602,9
Min_V3	120	ELU_D_TERM_SC	-26185,6	-1156,1	-121,7	-1,0	-1289,8	-12010,3
Min_T	120	ELU_D_SC_TERM	-10546,0	-698,4	-59,1	-1,2	-612,5	-7146,0
Min_M2	120	ELU_D_TERM_SC	-26185,6	-1156,1	-121,7	-1,0	-1289,8	-12010,3
Min_M3	120	ELU_D_TERM	-27144,6	-1211,9	-120,7	-0,8	-1283,8	-12602,9

RESULTADOS DE LOS TIRANTES

Tabla 18. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en los tirantes.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	22	ELU_D_SC_Vx	7260,0	-47,0	0,1	0,0	0,0	0,0
Max_V2	8	ELU_D_Vx_SC	4645,9	50,0	0,1	0,0	0,0	0,0
Max_V3	8	ELU_D_Vy_SC_Vv	5309,6	-47,9	8,3	0,0	0,0	0,0
Max_T	14	ELU_D_SC_Vx	-8095,4	0,0	0,0	0,0	-0,9	109,3
Max_M2	8	ELU_D_Vy_SC_Vv	5297,6	0,0	0,0	0,0	121,1	699,6
Max_M3	29	ELU_D_Vx_SC	4062,0	0,0	0,0	0,0	45,0	729,0
Min_P	28	ELU_D_TERM_SC	-9915,5	18,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Min_V2	8	ELU_D_Vx_SC	4532,1	-50,0	-0,1	0,0	0,0	0,0
Min_V3	8	ELU_D_Vy_SC	4558,5	47,9	-8,3	0,0	0,0	0,0
Min_T	9	ELU_D_Vy_SC_Vv	5287,4	43,0	-7,5	0,0	0,0	0,0
Min_M2	8	ELU_D_Vy_SC_Vv	5277,2	0,0	0,0	0,0	-121,1	698,8
Min_M3	8	ELU_D_Vx_SC	4491,6	45,9	-0,1	0,0	0,0	0,0

Tabla 19. Resultado de tensiones de las combinaciones en ELU en los tirantes.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	S11 (Kn/m2)	S12 (Kn/m2)	S13 (Kn/m2)
Max_S11	22	ELU_D_SC_Vx	2819163,2	0,0	0,0
Max_S12	8	ELU_D_Vx_SC	284480,4	4083,1	0,0
Max_S13	8	ELU_D_Vy_Vv	234582,4	3918,7	678,2
Min_S11	29	ELU_D_Vx	-2248760,0	0,0	0,0
Min_S12	8	ELU_D_Vx_SC	277507,3	-4083,1	0,0
Min_S13	8	ELU_D_Vy_SC_Vv	323888,0	-3918,7	-678,2

RESULTADOS DE LOS TIRANTES DE RETENIDA Y TENSORES

Tabla 20. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU en tirantes de retenida y tensores.

TIRANTES DE RETENIDA								
HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	116	ELU_D_SC_TERM	18582,4	10,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Min_P	113	ELU_D_TERM_SC	10278,4	0,0	0,0	0,0	0,0	61,3

TENSORES								
HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	36	ELU_D_SC_TERM	7346,0	-2,7	0,0	0,0	0,0	0,0
Min_P	17	ELU_D_TERM	-2529,2	1,8	0,0	0,0	0,0	0,0

Una vez definida herramienta que ha facilitado la extracción y análisis de resultados se procede a verificar el análisis estático lineal de la estructura mediante las hipótesis de los estados límite.

10.1. COMPROBACIONES ELU RESISTENTE (SRT)

Se procede a verificar el cumplimiento de los estados límite últimos según el Código Estructural, se corroborará que las hipótesis asumidas en la elección de la geometría y elementos estructural verifica su cumplimiento dentro del marco normativo.

La nomenclatura y el proceso a seguir en dichas verificaciones será común para todos los elementos estructurales de la pasarela. En las tablas obtenidas mediante el filtrado de datos, la primera columna hace referencia al esfuerzo, reacción, desplazamiento o tensión máxima o mínima que se quiere estudiar, seguido del número del elemento en el que se produce, la combinación que genera dicho efecto y los valores deseados (en amarillo) con sus valores concomitantes a dicho efecto.

La verificación de los estados límite último, salvo el de fatiga, debe satisfacer la siguiente condición:

$$E_d \leq R_d$$

Donde:

- E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones
- R_d : valor de cálculo de la resistencia del elemento correspondiente

Las comprobaciones resistentes en los elementos de acero siguen una formulación (para el cálculo del axil, cortante y flector) que se muestra a continuación, siendo común en los siguiente apartados.

Se deberá verificar que el axil de cálculo sea inferior al resistente para todos los elementos de la estructura.

$$\frac{N_{ED}}{N_{c,RD}} \leq 1$$

Donde:

- N_{ED} : Valor de cálculo del esfuerzo axil
- $N_{c,RD}$: Resistencia de cálculo de la sección a compresión

Para secciones de clase 1, 2 o 3 se puede obtener el valor del axil resistente mediante la siguiente fórmula.

$$N_{c,RD} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}}$$

El valor de cálculo del momento flector deberá cumplir la siguiente expresión.

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,RD}} \leq 1$$

Donde:

- M_{ED} : Valor de cálculo del momento flector
- $M_{c,RD}$: Resistencia de cálculo de la sección a flexión

El valor de la resistencia de cálculo de la sección a estudiar a flexión se define de la siguiente manera.

$$M_{c,RD} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}}$$

La verificación del valor del cortante de cálculo deberá cumplir la siguiente expresión.

$$\frac{V_{ED}}{V_{c,RD}} \leq 1$$

Donde:

- V_{ED} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante
- $V_{c,RD}$: Cortante resistente de cálculo

El valor de la resistencia de cálculo de la sección a estudiar a cortante se define de la siguiente manera.

$$V_{pl,RD} = \frac{A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{MO}}$$

10.1.1. ANÁLISIS DEL TABLERO

Primero se analiza la sección estructural del tablero, que es el elemento de mayor longitud de la estructura de la pasarela.

Se deberá determinar la clase del elemento, siguiendo el apartado 5.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

El tablero está formado por la chapa superior, que, al estar soldada a la losa de hormigón, no abolla, la chapa de fondo y las tres almas que compartimentan las dos células del cajón.

- CLASE DE LAS ALMAS

Alma central

Disponiendo un rigidizador longitudinal en la mitad del alma se obtiene los siguientes valores.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,814$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0,75}{0,015} = 50 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,75 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Almas laterales

Disponiendo un rigidizador longitudinal en la mitad del alma izquierda se obtiene los siguientes valores.

$$\text{alma izquierda} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{0,575}{0,015} = 38,33 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,75 \rightarrow \text{Clase 1}$$

$$\text{alma derecha} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{0,917}{0,015} = 61,17 \leq 83 \cdot \varepsilon = 67,73 \rightarrow \text{Clase 2}$$

Chapa de fondo

Se dispone en la célula izquierda un rigidizador en la mitad de la chapa. En la célula derecha será necesario disponer de dos rigidizadores a 1/3 y 2/3 de la longitud de la chapa.

$$\text{chapa izquierda} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{0,730}{0,025} = 29,75 \leq 38 \cdot \varepsilon = 31,00 \rightarrow \text{Clase 2}$$

$$\text{chapa derecha} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{0,580}{0,025} = 23,2 \leq 33 \cdot \varepsilon = 26,93 \rightarrow \text{Clase 1}$$

- COMPROBACIONES RESISTENTES

Se comprueba según la formulación pertinente que el tablero resiste los esfuerzos máximos obtenidos tras el modelado de la estructura. Los valores del área, módulo plástico y área de cortante se han obtenido según las propiedades seccionales de los elementos introducidos en SAP2000.

Tabla 21. Comprobaciones resistentes del tablero metálico.

TIPO DE COMPROBACIÓN					
AXIL (kN)		MOMENTO FLECTOR (kN·m)		CORTANTE (kN)	
Ned	33473,67	Med	48251,57	Ved	4516,19
Nrd	68802,38	Mpl,rd	56360,48	Vrd	26770,20
Aprovechamiento	0,49	Aprovechamiento	0,86	Aprovechamiento	0,17
Cumple		Cumple		Cumple	

10.1.1. ANÁLISIS DE LAS TORRES

Se analiza las torres teniendo en cuenta que el axil resistente depende del área total de la sección de una ménsula y el flector es soportado en conjunto por el relleno de hormigón y el acero estructural.

Tabla 22. Comprobaciones resistentes una de las ménsulas de las torres.

TIPO DE COMPROBACIÓN			
AXIL (kN)		MOMENTO FLECTOR (kN·m)	
Ned	52763,00	Med	123326,00
Nrd	148400,00	Mpl,rd	132257,48
Aprovechamiento	0,36	Aprovechamiento	0,93
Cumple		Cumple	

10.1.2. ANÁLISIS DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DE LAS TORRES

Primero se comprobará las clases de las chapas que forman los arriostramientos para corroborar que no abollan y se puede emplear la formulación utilizada en el tablero.

- CLASE DE LAS ALMAS

Alma central

El alma de los arriostramientos cuenta con tres rigidizadores transversales que le otorgan rigidez, además de un valor estético añadido. Se comprueba el tramo del alma de mayor distancia entre rigidizadores.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,814$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0,39}{0,015} = 26 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,75 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Alas

Se comprueba las alas, siendo Clase 1, al igual que el alma de los arriostramientos.

$$\frac{c}{t} = \frac{0,21}{0,03} = 7 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,34 \rightarrow \text{Clase 1}$$

- COMPROBACIONES RESISTENTES

Las comprobaciones resistentes se muestran a continuación.

Tabla 23. Comprobaciones resistentes de los arriostramientos de las torres.

TIPO DE COMPROBACIÓN					
AXIL (kN)		MOMENTO FLECTOR (kN·m)		CORTANTE (kN)	
Ned	6254,10	Med	16793,50	Ved	9066,50
Nrd	20995,71	Mpl,rd	18706,13	Vrd	10694,83
Aprovechamiento	0,30	Aprovechamiento	0,90	Aprovechamiento	0,85
Cumple		Cumple		Cumple	

10.1.3. ANÁLISIS DE APOYOS DEL TABLERO

- CLASE DE LAS ALMAS

Alma central

Se comprueba disponiendo de un rigidizador longitudinal en el centro del alma.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,814$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0,78}{0,015} = 52 \leq 72 \cdot \varepsilon = 58,75 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Alas

Se comprueba las alas, siendo Clase 1, como el alma del soporte.

$$\frac{c}{t} = \frac{0,21}{0,03} = 7 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7,34 \rightarrow \text{Clase 1}$$

- COMPROBACIONES RESISTENTES

Las comprobaciones resistentes se muestran a continuación.

Tabla 24. Comprobaciones resistentes de los soportes del tablero.

TIPO DE COMPROBACIÓN					
AXIL (kN)		MOMENTO FLECTOR (kN·m)		CORTANTE (kN)	
Ned	27044,00	Med	12600,00	Ved	1212,00
Nrd	28071,27	Mpl,rd	20145,07	Vrd	9299,86
Aprovechamiento	0,96	Aprovechamiento	0,63	Aprovechamiento	0,13
Cumple		Cumple		Cumple	

10.1.4. ANÁLISIS DE TIRANTES, TIRANTES DE RETENIDA Y TENSORES

Se analiza la resistencia a axil (elementos traccionados) de los diferentes elemento cable que componen la estructura del tablero. Los momentos y cortantes no se transmiten debido a que se encuentran biarticulados.

Tabla 25. Comprobaciones resistentes axiles de los cables de la estructura.

COMPROBACIONES AXILES CABLES (kN)					
TIRANTES		TIRANTES DE RETENIDA		TENSORES	
Ned	9915,46	Ned	18572,40	Ned	7346,00
Nrd	29656,46	Nrd	44777,35	Nrd	13912,77
Aprovechamiento	0,33	Aprovechamiento	0,41	Aprovechamiento	0,53
Cumple		Cumple		Cumple	

10.2. COMPROBACIONES ELS

Según la IAP-11, las verificaciones de los ELS deberán satisfacer la siguiente condición.

$$E_d \leq C_d$$

Donde:

- E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones según IAP-11
- C_d : valor límite del efecto de las acciones para el ELS considerado

10.2.1. CRITERIOS FUNCIONALES DEBIDOS A LA FLECHA

Se deberá verificar que la flecha vertical máxima (correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso), sea menor que la siguiente expresión.

$$f_{max} = L/1200 = 148/1200 = 0,123 \text{ m}$$

Obtenemos, por tanto, del modelo de cálculo el valor de la flecha para la combinación frecuente de ELS en el punto medio del vano central (flecha máxima de la pasarela).

$$f_{max} = 0,123 > f_{centro \text{ luz}} = 0,056 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

En lo referente a las ménsulas de las torres, se comprobará la flecha horizontal siguiendo la siguiente condición.

$$f_{max} = H/300 = 32,69/300 = 0,109 \text{ m}$$

Del modelo de SAP2000 se obtiene el valor del desplazamiento horizontal máximo en cabeza de torre.

$$f_{max} = 0,109 > f_{torre} = 0,107 \rightarrow \text{Cumple}$$

10.2.2. CONTRAFLECHAS DE EJECUCIÓN

La contraflecha de ejecución se define, para puentes metálicos y mixto según la IAP-11, como una deformación vertical en sentido antigravitatorio que se produce a raíz de deformaciones instantánea y diferidas que puede afectar a la apariencia o funcionalidad de la estructura. Estas contraflechas derivan del proceso constructivo empleado para la ejecución del proyecto.

En este caso, dado que el proceso constructivo no es objeto de este proyecto, se valora cualitativamente los tres procesos constructivos que puedes darse en caso de realizarse el proyecto.

- Construcción mediante apeos convencionales con cimbra aporticada. Esta solución se presenta como la más viable dada la geometría de la estructura y su tipología. Evita tener grandes tramos en voladizo y avanzar sobre firme.
- Construcción mediante voladizos sucesivos. Esta metodología es muy empleada en puentes y pasarelas atirantadas cuando el plano de las torres coincide con el del tablero, pudiendo ejecutar la torre, extendiendo el tablero desde ese punto mediante voladizos, posteriormente atirantados en cuanto se ejecuten.

- Construcción mediante empuje del tablero desde estribos. Esta solución se suele emplear para tipologías estructurales viga o arco, pero, para esta pasarela, dado que el tablero es poco rígido resulta complicado de ejecutar.

10.2.3. ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES EN PASARELAS PEATONALES

Atendiendo al apartado 7.2.2 de la IAP-11, establece los rangos de frecuencias naturales de vibración para eludir dicha comprobación.

- Rango crítico para vibraciones lateral, entre 0,5 a 1,20 Hz.
- Rango crítico para vibraciones verticales y longitudinales, entre 1,25 a 4,60 Hz.

Adicionalmente, establece que, independientemente de la condición anterior, si se cumple alguna de las siguientes circunstancias, será necesario comprobar mediante estudios dinámicos.

- Luz superior a 50 metros
- Anchura útil superior a 3,0 metros
- Tipología estructural singular o nuevos materiales
- Ubicado en zona urbana donde sea previsible un tráfico intenso de peatones

Se verifica que se cumple las tres primeras circunstancias, por lo que será conveniente establecer unos requisitos de confort. La IAP-11 en lo relativo a esta comprobación es pobre en conclusiones, por lo que recurre a la publicación del SETRA: "Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loadings" más extensa en el desarrollo de este fenómeno para establecer una formulación o categoría adecuada. En caso de que la comprobación establecida en dicha publicación se cumpla, se eludirá en cálculo de fenómenos aeroelásticos y se verifica el cumplimiento frente a estados límite de vibraciones en pasarelas.

Según la publicación del SETRA, apartado 4.1, se deberá establecer la clase de tráfico para la pasarela. Esta pasarela no está en entorno urbano o en un nexo de unión entre poblaciones, por lo que la clase 1 o 2 quedan descartadas. La clase 4 es la menos restrictiva y la que más se corresponde a la situación de la pasarelas objeto de estudio (pasarela poco utilizada para asegurar la continuidad de acera peatonal, en este caso una senda natural). Dado que emplear clase 4 eludiría un estudio dinámico, se asume la clase 3 en la pasarela (estando del lado de la seguridad) y se comprobará la frecuencia del primer modo de vibración de la estructura para corroborar que se ubica fuera de los rangos de frecuencia armónica de oscilación.

De SAP2000 se extrae la frecuencia de vibración vertical correspondiente al peso propio de la estructura. La frecuencia obtenida es de 0,44 Hz.

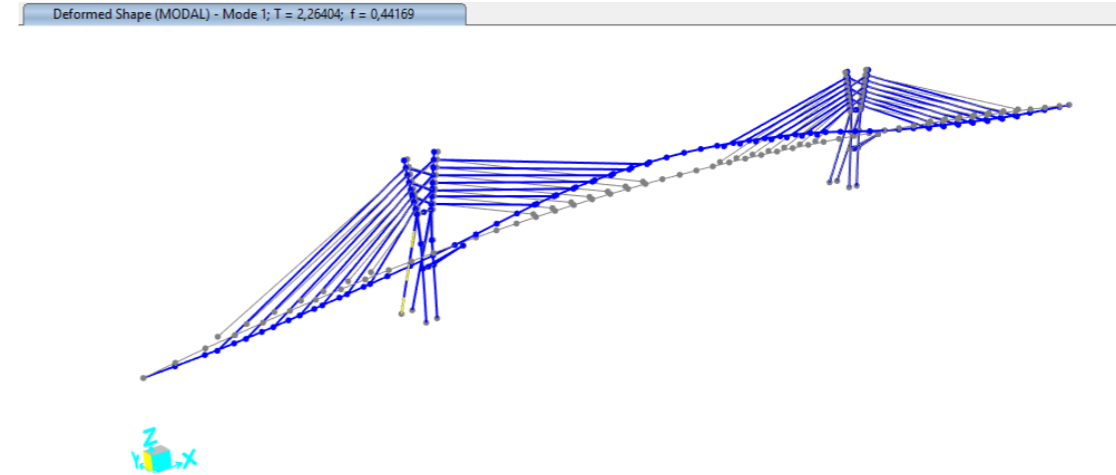


Figura 10.3. Periodo y frecuencia del primer modo de vibración de la estructura de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

Atendiendo al apartado 4.3.1 de la publicación del SETRA, se comprueba el nivel de riesgo de resonancia de la estructura.

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

Figura 10.4. Rangos de frecuencia de las vibraciones verticales y horizontales (en Hz). Fuente: SETRA

Se corrobora que estamos en el nivel Rango 4: "riesgo de resonancia depreciable", por lo que se cumple el estado límite de vibraciones en pasarelas peatonales y se confirma el no requerir de un cálculo de fenómenos aeroelásticos de la pasarela (en caso de que hubiese sido necesario, la accesibilidad a un ensayo de túnel de viento de la estructura quedaba fuera del alcance de este proyecto).

11. CÁLCULO SÍSMICO

Para la realización de las comprobaciones en estado límite último accidental para sismo, será necesario definir los criterios y las hipótesis necesarias para su implementación en el modelo de cálculo.

Según el Anejo nº5: Sismología de este proyecto, se han definido los dos espectro de respuesta sísmica para situaciones última y frecuente siguiendo las directrices de la NCSP-07. Posteriormente, se han introducido en el software de cálculo SAP2000 para la realización del cálculo modal espectral.

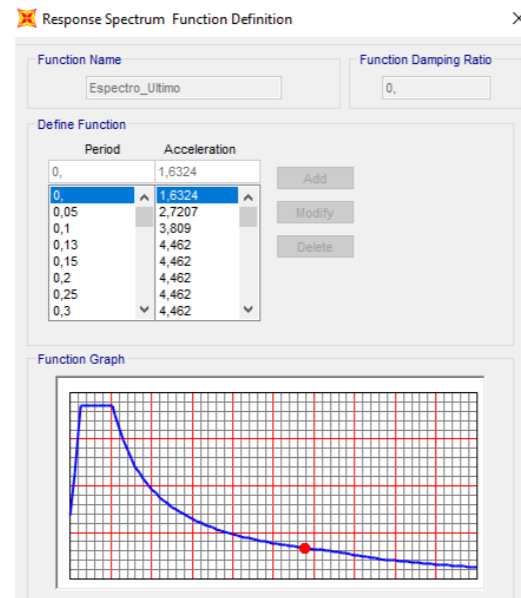


Figura 11.1. Espectro de respuesta sísmica último introducido en SAP2000. Fuente: Elaboración Propia (SAP2000)

Será necesario establecer el caso de carga modal, modificando la masa movilizada en el análisis sísmico. El programa contempla únicamente la movilización de los elementos estructurales definidos en el modelo, por lo que será necesario indicarle al programa que las cargas muertas de la estructura se movilicen junto al peso propio. En pasarelas se desprecia el efecto de la movilización de la masa asociada a la sobrecarga de uso.

Se definen los casos de carga asociados al sismo en el eje longitudinal (SismoX) y eje transversal (SismoY), que contemplan las aceleraciones producidas por los espectros de respuesta en la dirección deseada.

11.1. MODOS DE VIBRACIÓN

A continuación, se definen tres casos modales a estudiar, dos mediante los vectores de Ritz ("X" e "Y") y uno mediante los vectores de Eigen. Se comprobarán los modos necesarios para movilizar al menos el 90% de la masa efectiva de la estructura como establece la norma.

El método de Ritz proporciona una mayor precisión para un menor número de modos, por lo que el coste computacional del modelos es menor que empleando vectores de Eigen, aunque será necesario definir en la dirección que actúa en sismo.

Tabla 26. Modos de vibración, periodos, frecuencias y masa movilizada según Ritz o Eigen para la estructura de la pasarela.

CASO DE CARGA	MODO	PERIODO	FRECUENCIA	MASA MOVILIZADA
MODAL_EIGEN	1	2,264	0,442	0,003
	2	1,794	0,557	0,087
	3	1,381	0,724	0,094
	4	1,036	0,966	0,094
	5	0,754	1,326	0,097
	6	0,733	1,364	0,101
	7	0,662	1,510	0,191
	8	0,531	1,882	0,192
	9	0,528	1,894	0,239
	10	0,490	2,041	0,695
MODAL_RITZ_X	1	2,264	0,442	0,000
	2	1,794	0,557	0,016
	3	1,381	0,724	0,051
	4	1,036	0,966	0,055
	5	0,752	1,330	0,070
	6	0,663	1,507	0,163
	7	0,532	1,878	0,329
	8	0,395	2,534	0,625
	9	0,298	3,354	0,780
	10	0,157	6,371	0,962
MODAL_RITZ_Y	1	2,264	0,442	0,003
	2	1,794	0,557	0,087
	3	1,381	0,724	0,094
	4	1,036	0,966	0,094
	5	0,747	1,338	0,100
	6	0,663	1,508	0,190
	7	0,507	1,974	0,472
	8	0,473	2,116	0,713
	9	0,310	3,227	0,789
	10	0,116	8,604	0,953

La movilización de la masa efectiva de más del 90% se producen mediante los dos casos de carga Modal mediante los vectores de Ritz, corroborando lo comentado en este apartado, siendo necesarios la consideración de diez modos de vibración para el estudio del proyecto.

Se muestran a continuación los seis primeros modos de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal "Y" ya que se moviliza más del 90% de la masa modal efectiva y moviliza en los primeros modos mayor masa efectiva que en el eje longitudinal.

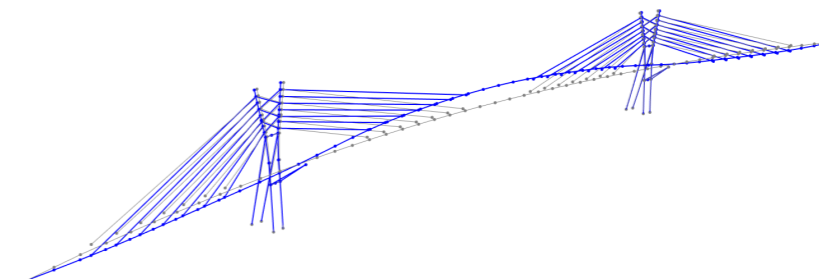


Figura 11.2. Primer modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP2000

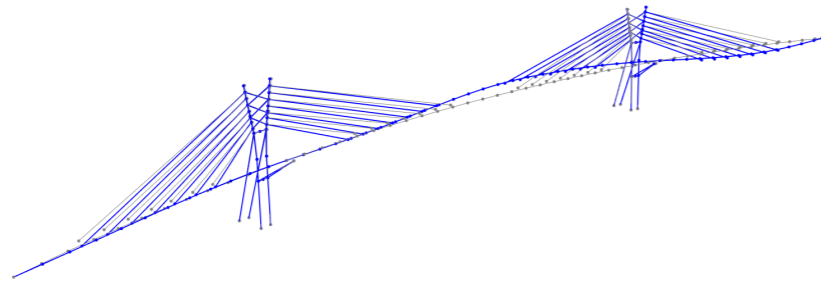


Figura 11.3. Segundo modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP2000

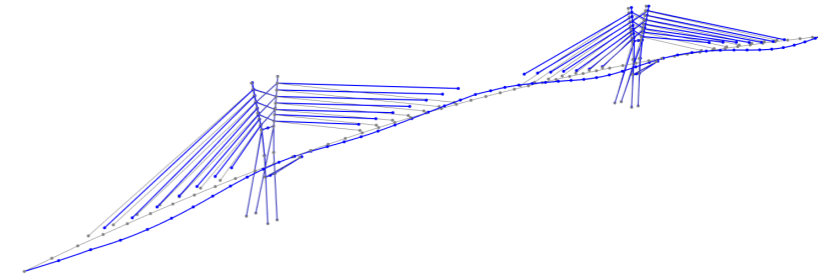


Figura 11.7. Sexto modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP2000

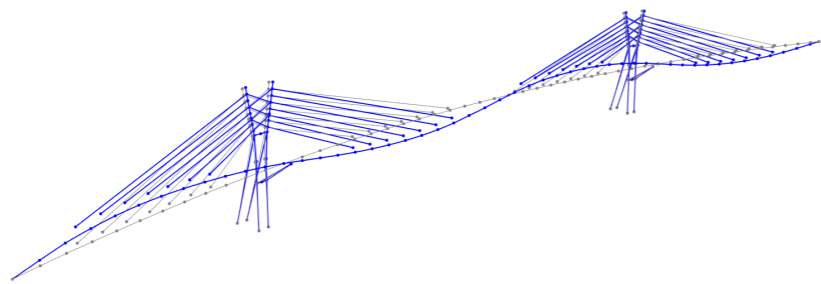


Figura 11.4. Tercer modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP2000

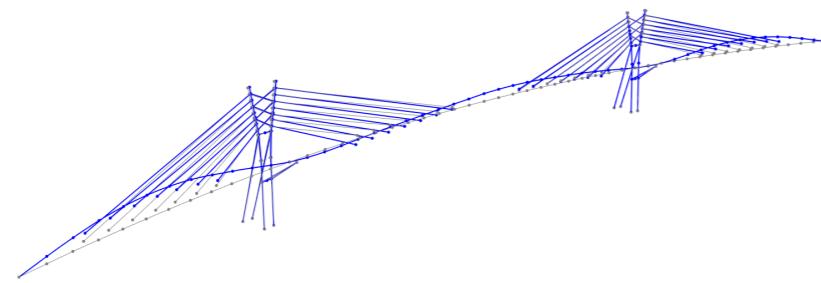


Figura 11.5. Cuarto modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP2000

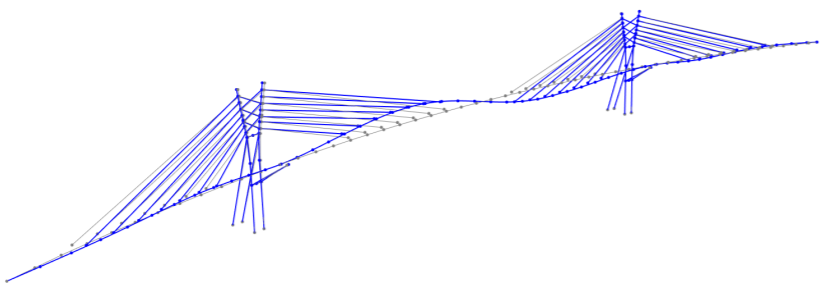


Figura 11.6. Quinto modo de vibración según los vectores de Ritz en el eje transversal. Fuente: SAP2000

11.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se muestran los resultados de las reacciones obtenidas para los cuatro casos de carga de sismo procesados en el modelo de cálculo en SAP2000. Se puede comprobar que los valores son notablemente inferiores a los obtenidos en las reacciones para comprobaciones en ELU resistente.

Tabla 27. Reacciones obtenidas en el análisis modal espectral del sismo último del modelo de cálculo.

HIPÓTESIS	NUDO	COMBINACIÓN	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kN-m)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Max_F1	61	SISMO_X_ULT	1251,02	293,07	82,55	0,00	0,00	0,00
Max_F2	126	SISMO_Y_ULT	327,08	1260,93	1814,47	26134,02	4244,02	1560,16
Max_F3	121	SISMO_X_ULT	379,02	666,46	1705,62	10795,07	5384,43	463,16
Max_M1	121	SISMO_Y_ULT	270,02	1502,80	1661,69	27732,25	4016,01	1584,27
Max_M2	121	SISMO_X_ULT	379,02	666,46	1705,62	10795,07	5384,43	463,16
Max_M3	112	SISMO_Y_ULT	241,45	1032,07	1507,48	25983,41	3535,16	1700,15

Tabla 28. Reacciones obtenidas en el análisis modal espectral del sismo frecuente del modelo de cálculo.

HIPÓTESIS	NUDO	COMBINACIÓN	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kN-m)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Max_F1	61	SISMO_X_FRE	824,34	193,23	54,41	0,00	0,00	0,00
Max_F2	126	SISMO_Y_FRE	211,81	843,31	1230,51	18149,89	2797,56	1070,27
Max_F3	121	SISMO_X_FRE	249,68	427,71	1121,34	7064,95	3546,21	297,74
Max_M1	121	SISMO_Y_FRE	179,05	998,55	1104,96	19192,92	2663,65	1087,56
Max_M2	121	SISMO_X_FRE	249,68	427,71	1121,34	7064,95	3546,21	297,74
Max_M3	112	SISMO_Y_FRE	160,55	717,24	1028,11	18178,14	2339,92	1189,10

Los resultados de esfuerzos en todos los elementos de la estructura se han reunido en una tabla realizada mediante el módulo de filtrado de datos realizado en Python (al igual que los desplazamiento y rotaciones).

Tabla 29. Esfuerzos obtenidos en el análisis modal espectral del modelo de cálculo.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN-m)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
Max_P	47	SISMO_X_ULT	1335,71	44,96	70,29	160,94	5718,60	1174,40
Max_V2	42	SISMO_X_ULT	249,34	374,47	89,64	0,03	136,99	550,92
Max_V3	54	SISMO_X_ULT	738,01	58,03	417,80	263,30	3544,45	795,70
Max_T	52	SISMO_X_ULT	769,38	60,76	348,97	273,58	2292,47	663,76
Max_M2	47	SISMO_X_ULT	1335,71	44,96	70,29	160,94	5921,78	990,75
Max_M3	52	SISMO_Y_ULT	674,37	65,88	269,18	253,38	3259,20	1537,54

Los desplazamiento y rotaciones máximas del modelo global se muestra a continuación. Siguiendo la línea de los resultados de los esfuerzos, los valores son pequeños en comparación a ELU y ELS.

Tabla 30. Desplazamientos y rotaciones obtenidas en el análisis modal espectral del sismo del modelo de cálculo.

VALORES MÁXIMOS GLOBALES	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
	0,020	0,088	0,069	0,019	0,007	0,002

Con estos resultados finalizamos el análisis sísmico de la estructura, observando que los valores obtenidos no salen del rango admisible para tener en consideración un diseño sísmico específico de la estructura.

12. ANÁLISIS DE LOS MODOS DE PANDEO

En este apartado del documento se va a comprobar los modos de pandeo globales de la estructura partiendo de un caso de carga de pandeo (tipo "Buckling" según SAP2000) que se define por la siguiente expresión.

$$PANDEO = 1,35 \cdot (PP + CM) + 1,35 \cdot TESADO + 1,35 \cdot SCU$$

Los resultados a analizar serán los factores de carga crítica de la estructura, que, según el apartado 5.2.1 del Anejo 22 del Código Estructural, si dicho factor asociado al primero modo de pandeo de la estructura es superior a 10 para el análisis elástico, los efectos de segundo orden se pueden despreciarse, es decir, que el análisis lineal de la estructura es suficiente para la verificación y comprobación de la misma.

En caso de obtener valores próximos a 10, se estudiará la posibilidad de eludir el análisis no lineal de la estructura, corroborando la decisión con resultados de esfuerzos y desplazamiento obtenidos en ambos análisis.

Se muestran los primero seis modos de pandeo de la estructura con el factor de carga crítica asociados.

- Primer modo de pandeo (Factor de carga crítica: 8,68)

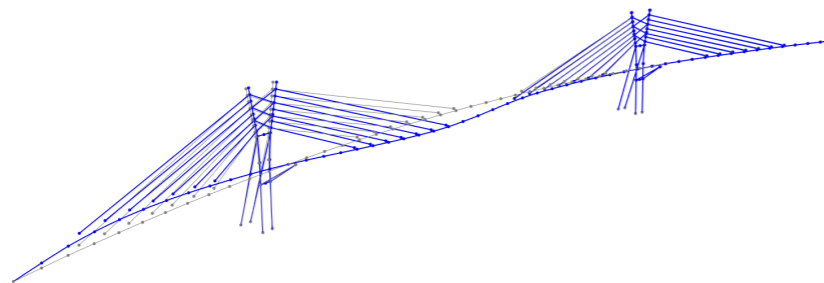


Figura 12.1. Primer modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP2000

- Segundo modo de pandeo (Factor de carga crítica: 11,20)

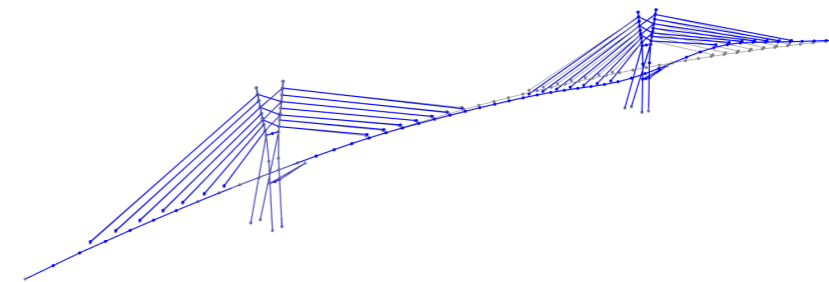


Figura 12.2. Segundo modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP2000

- Tercer modo de pandeo (Factor de carga crítica: 11,56)

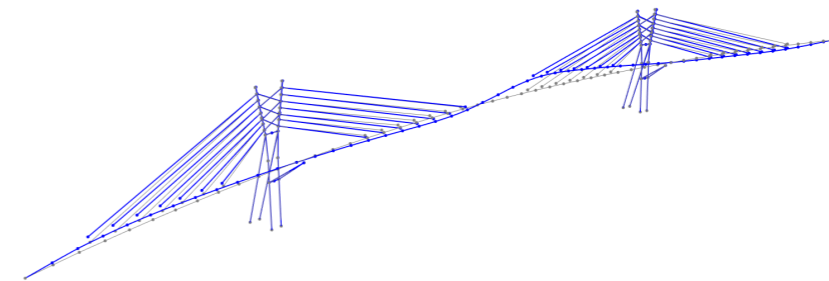


Figura 12.3. Tercer modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP2000

- Cuarto modo de pandeo (Factor de carga crítica: 14,07)

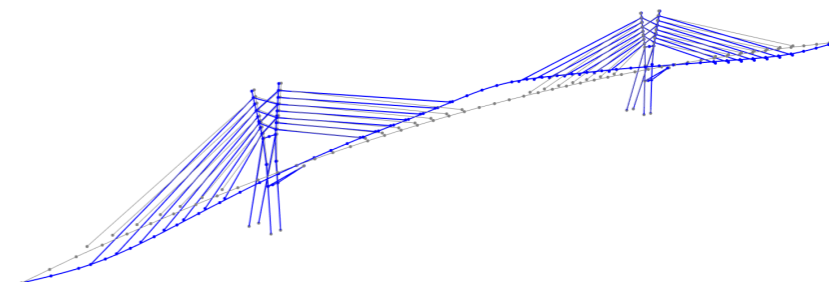


Figura 12.4. Cuarto modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP2000

- Quinto modo de pandeo (Factor de carga crítica: 17,57)

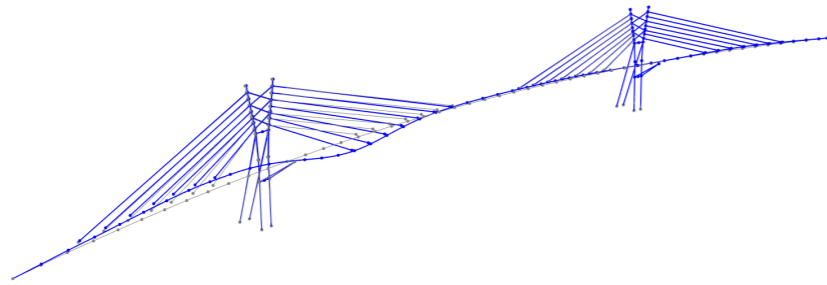


Figura 12.5. Quinto modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP2000

- Sexto modo de pandeo (Factor de carga crítica: 21,46)

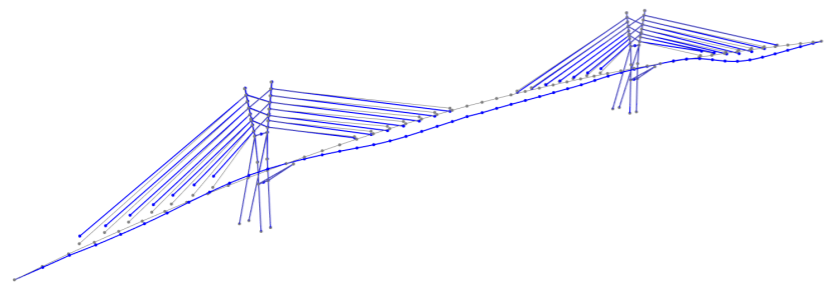


Figura 12.6. Sexto modo de pandeo de la estructura global. Fuente: SAP2000

A la vista de los resultados obtenidos, el primer modo de pandeo de la estructura tiene asociado un valor de carga crítica inferior a diez, aunque muy próximo. Los demás modos de pandeo están por encima del umbral citado.

Por tanto, se realiza un análisis comparativo entre los esfuerzos en torres y desplazamientos en el tablero obtenidos mediante los dos tipos de modelados.

12.1. IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS

Para definir el análisis no lineal mediante el método P-Delta, es necesario definir previamente las imperfecciones geométricas producidas en los elementos de la estructura principal (las torres y el tablero). Posteriormente, se definirán tres casos de carga en el programa de tipo “Notional” asociados cada uno a los casos de carga gravitatoria de la estructura (peso propio, cargas muertas y sobrecarga de uso).

Este caso de carga “Notional”, permite en SAP2000, el definir una imperfección geométrica de un elemento del modelo asociando un caso de carga y una imperfección geométrica (obtenida según el apartado 5.2 del Eurocódigo 2: parte 1, mismo procedimiento definido en el Código Estructural y método alternativo en el Eurocódigo 2: parte 2), escogiendo el defecto de verticalidad más desfavorable. También permite seleccionar el plano de mayor sollicitación de la estructura.

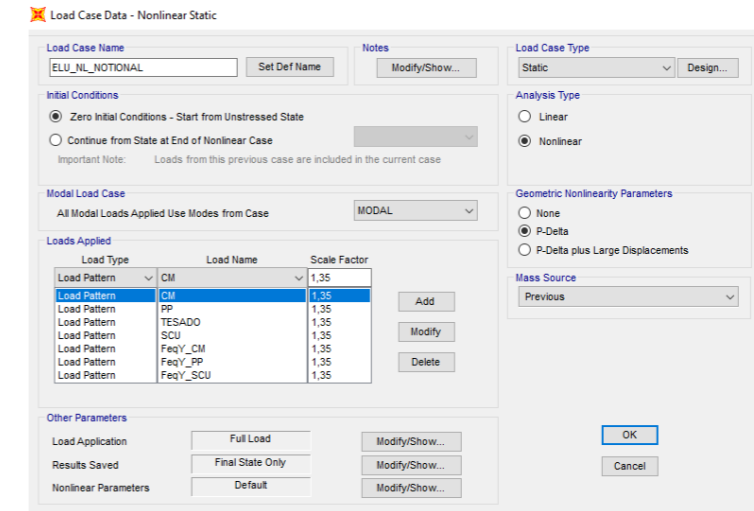


Figura 12.7. Caso de carga no lineal a procesar en el modelo. Fuente: SAP2000

Para el cálculo del defecto de verticalidad introducido en las torres en los casos de carga tipo “Notional” se emplea el Eurocódigo 2: parte 1 (apartado 5.2.5), cuya expresión del defecto queda definida de la siguiente manera.

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Se obtiene el valor del defecto de verticalidad de las torres.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

$$h = 32,69 \text{ m}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{32,69}} = 0,349 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{3}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$$

$$\theta_1 = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,866 = 0,00288 \text{ rad}$$

Se comprueba el defecto obtenido según el Eurocódigo 2: parte 2 y se escoge el más desfavorable.

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{32,69}} = 0,00175 \text{ rad}$$

Resulta más desfavorable considerar el defecto de verticalidad de 0,00288 rad para las torres.

12.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL

Se adjuntan los resultados de los esfuerzos en el tablero y en las torres más desfavorables considerando los casos de carga de ELU no lineal mediante análisis P-Delta y ELU no lineal P-Delta con "Notional".

Tabla 31. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU no lineal en las torres.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	108	ELU_NL_PDELTA	6566,6	-4072,1	-564,7	-3130,8	53074,9	-30251,6
Max_V2	110	ELU_NL_PDELTA	3176,4	7640,7	1605,5	21,4	12041,7	-6202,6
Max_V3	103	ELU_NL_PDELTA	-58149,9	-3712,0	12069,7	1706,5	-1222,5	-26461,7
Max_T	103	ELU_NL_NOTIONAL	-41744,8	-126,8	2269,2	3638,3	-8027,5	-36414,7
Max_M2	103	ELU_NL_PDELTA	-60346,6	-3712,0	12069,7	1706,5	132980,0	-70080,7
Max_M3	98	ELU_NL_PDELTA	-46832,0	2747,0	3029,4	-3603,9	58278,5	54091,0
Min_P	103	ELU_NL_PDELTA	-53346,6	-3712,0	12069,7	1706,5	132980,0	-70080,7
Min_V2	106	ELU_NL_NOTIONAL	-5660,6	-7836,8	-2837,5	-47,4	-6657,8	-14630,5
Min_V3	109	ELU_NL_PDELTA	-6537,5	5792,3	-5439,3	-2558,1	-18970,5	21908,2
Min_T	103	ELU_NL_PDELTA	-44617,5	2731,6	3036,6	-3605,5	24407,6	22227,9
Min_M2	103	ELU_NL_PDELTA	-14836,6	-3138,7	-3316,4	-47,4	-28798,2	-28600,0
Min_M3	108	ELU_NL_PDELTA	4370,0	-4072,1	-564,7	-3130,8	46795,6	-64769,6

Tabla 32. Resultado de esfuerzos de las combinaciones en ELU no lineal en el tablero.

HIPÓTESIS	Nº BARRA	COMBINACIÓN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
Max_P	66	ELU_NL_NOTIONAL	10434,8	-591,5	-153,6	215,5	38643,1	35073,8
Max_V2	79	ELU_NL_NOTIONAL	-5133,6	2993,4	1076,7	-1221,2	-29927,6	-11109,1
Max_V3	79	ELU_NL_PDELTA	-5139,5	2500,9	1078,2	-1220,4	-23244,6	5994,3
Max_T	62	ELU_NL_PDELTA	-3790,4	769,2	-555,3	4217,9	7056,2	45702,8
Max_M2	69	ELU_NL_PDELTA	10397,7	1445,7	-413,6	1070,4	44385,3	26531,6
Max_M3	60	ELU_NL_PDELTA	-3772,0	80,1	-668,8	2683,8	2346,0	48168,3
Min_P	86	ELU_NL_PDELTA	-8205,4	288,7	-287,3	1314,0	-4665,6	39779,1
Min_V2	55	ELU_NL_NOTIONAL	-3661,1	-2956,0	-941,6	244,2	-27557,4	-7749,2
Min_V3	80	ELU_NL_NOTIONAL	-8126,7	-2919,6	-1024,0	-1387,7	-29927,7	-11089,6
Min_T	71	ELU_NL_NOTIONAL	-3122,8	-777,5	270,3	-4542,6	15670,5	37191,9
Min_M2	80	ELU_NL_PDELTA	-8146,4	-2919,8	-1023,4	-1387,0	-29971,2	-11099,6
Min_M3	79	ELU_NL_PDELTA	-5139,5	2993,3	1078,2	-1220,4	-29971,2	-11119,2

A la vista de los resultados, los valores máximos y mínimos, son menos restrictivos que los obtenidos mediante las combinaciones en ELU, exceptuando el valor de mínimo axil y del momento "M3" en las torres, siendo estos valores ligeramente superiores a los obtenidos en el análisis lineal.

Se concluye que el análisis lineal representa adecuadamente el comportamiento de la estructura y se rescinde de realizar un análisis complejo y más extenso de carácter no lineal.

13. CÁLCULO DEL ARMADO DE LA LOSA DEL TABLERO

En este apartado se definirá la armadura correspondiente a la losa superior del tablero. Aunque la estructura portante del tablero sea la parte inferior metálica, la losa superior deberá disponer de una armadura mínima para evitar problemáticas asociadas a esfuerzos de flexión producida por la sobrecarga de uso.

Se va a diferenciar los cálculos en dos apartados, el tramos del carril bici, el cual está completamente apoyado en la estructura del tablero (unido mediante cercos) y necesitará armadura mínima geométrica.

El otro tramo, tiene de encofrado la chapa grecada y apoya sobre los cuchillos, generándose tramos de tres metros en los cuales la losa tiene la cara inferior libre. Este cálculo podrá requerir una armadura superior a la mínima geométrica o mecánica. Todos los cálculos se realizan para un hormigón C30/37.

13.1. DURABILIDAD DE LA LOSA

Se definen, según el Eurocódigo 2: parte 1, la clase de exposición y el recubrimiento mínimo necesario en la losa del tablero.

La clase de exposición será XC3 (humedad moderada) al estar expuesta a la intemperie.

A partir de la clase de exposición se determina el recubrimiento nominal de la losa.

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

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm\} = \max\{12; 30; 10\} = 30 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = \text{control de ejecución intenso} = 5 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 5 = 40 \text{ mm}$$

Este recubrimiento será aplicable al tramo de acera dado que el espesor de la losa en el tramo del carril bici y su condición de apoyo constante en todo el tramo hace el requerir únicamente un malla de armadura geométrica.

• TRAMO CARRIL BICI

En el tramo del carril bici, se dispondrá únicamente armadura geométrica, siendo la más restrictiva en el cálculo (se corrobora dicha decisión gracias a los cálculos realizados en el tramo de acera). Se evalúa una rebanada de 1x1 metro, siendo extendida la distribución de la malla de armadura.

$$A_{s,min,geo} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 70 = 140 \text{ mm}^2$$

Empleando barras $\phi 8$, quedaría distribuido de la siguiente manera.

$$A_{\phi 8} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 8^2}{4} = 50,26 \text{ mm}^2$$



- Armadura en ambas direcciones:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{140}{50,26} = 2,78 \rightarrow 3 \text{ barras}$$

$$\text{separación de barras} = 1000 - (2 \cdot 40) = 920 \text{ mm} \rightarrow \frac{920}{3} = 306 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

$$n^{\circ} \text{ barras requerido} = \frac{920}{300} = 3,06 \rightarrow 4 \text{ barras con separación } 230 \text{ mm}$$

distribución de armadura en ambas direcciones $\rightarrow 4\phi 8/23 \text{ cm} \cdot m$

Queda entonces calculado la malla necesaria a disponer en el tramo del carril bici para una sección de 1x1 metro. Extendiendo en la totalidad del carril bici a lo largo del tablero se obtiene la armadura necesaria para dicho carril.

• TRAMO ACERA

Se va a evaluar el tramo más desfavorable de la losa que corresponde a la separación entre cuchillo dejando libre de apoyos una parte de la losa de tres metros de longitud y dos metros de ancho.

La armadura mínima establecida en la normativa en cuantía mínima geométrica y mecánica se definen a continuación.

$$\text{Cara de 2 metros} \rightarrow A_{s,min,geo} = 0,002 \cdot A_c = 800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara de 2 metros} \rightarrow A_{s,min,mec} = \frac{w}{z} \cdot \frac{f_{ct,ml}}{f_{yd}} = \frac{1/6 \cdot b \cdot h^3}{0,8 \cdot h} \cdot \frac{f_{ct,ml}}{f_{yd}} = 766,67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara de 2 metros} \rightarrow A_{s,min} = \max \{A_{s,geo}; A_{s,mec}\} = \max \{800; 766,67\} = 800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara de 3 metros} \rightarrow A_{s,min,geo} = 0,002 \cdot A_c = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara de 3 metros} \rightarrow A_{s,min,mec} = \frac{w}{z} \cdot \frac{f_{ct,ml}}{f_{yd}} = \frac{1/6 \cdot b \cdot h^3}{0,8 \cdot h} \cdot \frac{f_{ct,ml}}{f_{yd}} = 1150 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara de 3 metros} \rightarrow A_{s,min} = \max \{A_{s,geo}; A_{s,mec}\} = \max \{1200; 1150\} = 1200 \text{ mm}^2$$

Obtenidas las cuantías mínimas por cara, se obtiene la armadura recomendada mínima de flexión para el elemento a estudiar.

$$A_s = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Cara de 2 metros} \rightarrow A_s = 0,04 \cdot 2000 \cdot 200 \cdot \frac{20}{435} = 736 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara de 3 metros} \rightarrow A_s = 0,04 \cdot 3000 \cdot 200 \cdot \frac{20}{435} = 1104 \text{ mm}^2$$

Se comprueba que es más restrictivo el empleo de armadura mínima geométrica que la mínima mecánica y mínimo recomendado a flexión simple.

Se realiza un cálculo sencillo basado en la EHE-08 y, en consecuencia, el Código Estructural de armado simple a flexión de una viga biapoyada sometida a 5 kN/m².

$$q = 5 \cdot \text{Ancho tributario} = 5 \cdot 10 = 10 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{10 \cdot 3^2}{8} = 11,25 \text{ kN} \cdot m$$

$$U_0 = f_{cd} \cdot b \cdot d = 20 \cdot 2000 \cdot 0,8 \cdot 200 = 6400 \text{ kN}$$

$$\mu_d = \frac{M_{max}}{U_0 \cdot d} = \frac{11,25}{6400 \cdot 0,8 \cdot 0,2} = 0,01099$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_d} = 0,011$$

$$U_{s1} = \omega \cdot U_0 = 0,011 \cdot 6400 = 70,70 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{70700}{435} = 162,53 \text{ mm}^2$$

Se corrobora que el armado a disponer en la losa en el tramo de acera será de 1200 mm² en la dirección longitudinal del tablero y 800 mm² en la dirección transversal.

Empleando barras $\phi 12$, quedaría distribuido de la siguiente manera.

$$A_{\phi 12} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,1 \text{ mm}^2$$

- Armadura longitudinal:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{1200}{113,1} = 10,61 \rightarrow 11 \text{ barras}$$

$$\text{separación de barras} = 2000 - (2 \cdot 40) = 1920 \text{ mm} \rightarrow \frac{1920}{11} = 174 \text{ mm}$$

distribución de armadura longitudinal $\rightarrow 11\phi 12/17 \text{ cm}$

- Armadura transversal

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{800}{113,1} = 7,07 \rightarrow 8 \text{ barras}$$

$$\text{separación de barras} = 3000 - (2 \cdot 40) = 2920 \text{ mm} \rightarrow \frac{2920}{8} = 365 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

$$n^{\circ} \text{ barras requerido} = \frac{2920}{300} = 9,73 \rightarrow 10 \text{ barras con separación } 290 \text{ mm}$$

distribución de armadura transversal $\rightarrow 10\phi 12/29 \text{ cm}$

Esta distribución se extenderá en todo el tramo de acera, visible con mayor detalle en el Documento nº2: Planos, quedando la definición por metro del armado de la siguiente manera.

distribución de armadura longitudinal $\rightarrow 5\phi 12/17 \text{ cm} \cdot \text{metro}$

distribución de armadura transversal $\rightarrow 3\phi 12/29 \text{ cm} \cdot \text{metro}$

-Detalles de armado longitudinal de la losa superior

-Detalles de armado transversal de la losa superior

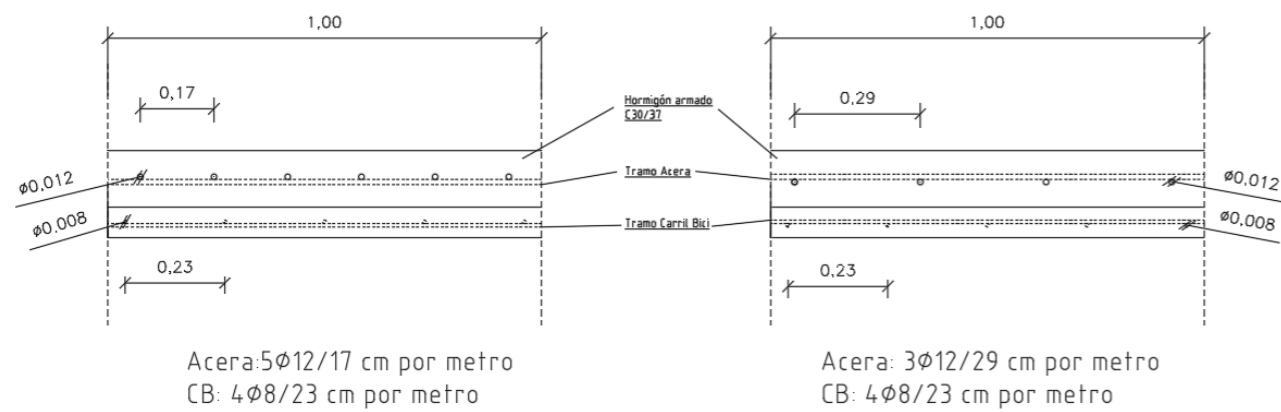


Figura 13.1. Detalle de armado de la losa superior del tablero. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)



Anejo 8: **Equipamientos**



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	3
2. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN	3
3. PAVIMENTACIÓN.....	4
3.1. BISEL ENTRE CARRILES	4
3.2. ACERA PEATONAL.....	4
3.3. CARRIL BICI.....	4
4. DRENAJE	4
5. ILUMINACIÓN.....	5
6. ACCESIBILIDAD A PERSONAS DE MOVILIDAD REDUCIDA.....	5

Índice de Figuras

Figura 2.1. Recorte obtenido del catálogo para el cable adoptado (ABS2). Fuente: Ronstan: Balustrade & Railing Cables.....	3
Figura 2.2. Diseño adoptado en la barandilla del lado interior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)...	3
Figura 2.3. Diseño adoptado en la barandilla del exterior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)	3
Figura 4.1. Solución adoptada para el drenaje del tablero de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....	5
Figura 5.1. Iluminación mediante focos en la pasarela de Electric Wharf. Fuente: Price & Myers 3D Engineering	5
Figura 5.2. Pasamanos con iluminación LED integrada. Fuente: Ferretea.com.....	5

1. INTRODUCCIÓN

El objeto de este anejo es la definición de los elementos necesarios para la puesta en servicio de la estructura. Dichos elementos abarcan requerimientos de seguridad del peatón y del ciclista, pavimentación y drenaje, entre otros.

Será necesarios que los elementos no estructurales cumplan los requisitos mínimos de confort, durabilidad y seguridad.

Se justificarán las dimensiones y los diseños para las diferentes condiciones que el elemento requiere, adjuntando los croquis y planos necesarios. Para más detalle en lo referente a planos, cotas y detalles, recurrir al Documento nº2: Planos.

2. ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

El diseño de las barandillas se ha realizado teniendo en cuenta los ángulos y la estética global del tablero de la pasarela, dando lugar a un diseño diferente para el lado exterior e interior.

Ambas barandillas están diseñadas en acero, con un pasamanos de sección tubular de acero inoxidable y cables dispuestos cada 15 cm, consiguiendo no alterar la visual del usuario en la pasarela.

La barandilla interior (contención aguas abajo) parte del tramo final de cada cuchillo con cierta inclinación concordante con el ángulo del cuchillo del tablero. La barandilla exterior, al no comenzar en un cuchillo, su inclinación es prácticamente nula, siendo más esbelta que la interior.

Los dos elementos están dispuestos cada 3 metros en el tablero, coincidiendo con la disposición de los cuchillos y el diafragma del tablero. La altura de dichas barandillas es de 1,50 metros, según la guía "Project el Construction des Ponts, de J.A. Calgaro", la altura mínima de barandillas en pasarelas se define mediante la siguiente fórmula.

$$h_{min} = \min\{1,20 \text{ m}; 0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,005\} = \min\{1,20 \text{ m}; 1,10 \text{ m}\} = 1,20 \text{ m} \rightarrow \text{adoptamos } 1,50 \text{ m}$$

Se escoge una altura superior a la mínima para evitar posibles accidentes derivados del paso de ciclistas en la pasarela.

Los cables se han escogido del catálogo comercial "Ronstan: Balustrade & Railing Cables". Para un diámetro adoptado de 5 mm, el modelo adecuado para la pasarela es el "ABS2- Microloc Adjusters".

ABS2 - Microloc Adjusters		
Type A		
Type B		
Description	Cable Diameters	Lengths/Span
The versatile cable with a bold technical style	3mm	1/8"
	4mm	5/32"
	5mm	3/16"
		ABS2 Type A - 10m (32') maximum length.
		ABS2 Type B - 5m (16') maximum length.

Figura 2.1. Recorte obtenido del catálogo para el cable adoptado (ABS2). Fuente: Ronstan: Balustrade & Railing Cables

Las chapas que forman las vigas artesas serán de 15 mm para las almas y 20 mm para las alas. Estas últimas tendrán un vuelo de 30 mm.

• DISEÑO BARANDILLA (LADO INTERIOR)

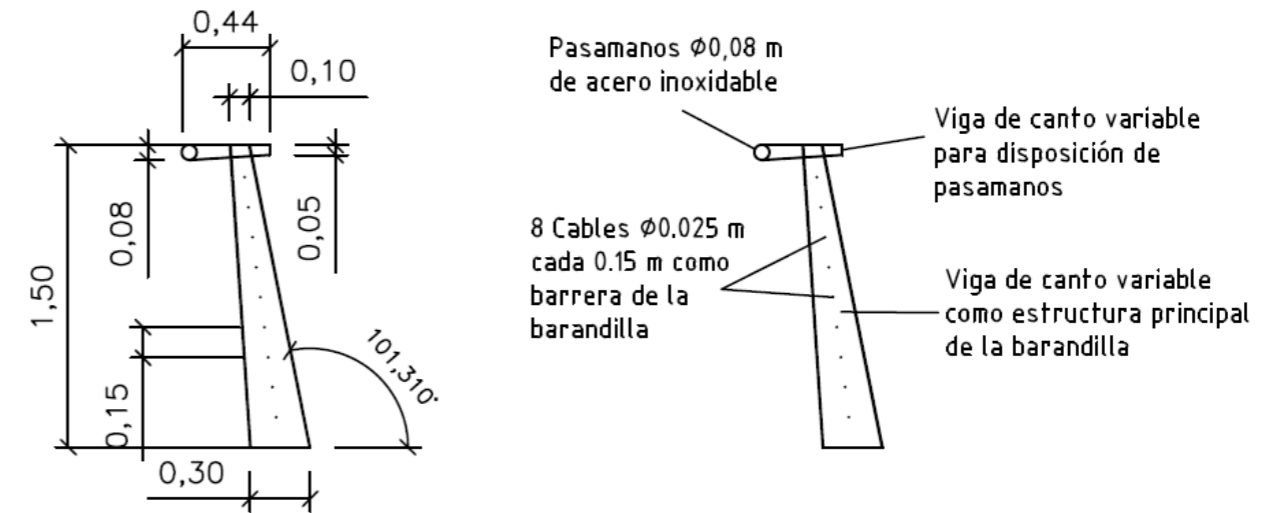


Figura 2.2. Diseño adoptado en la barandilla del lado interior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

• DISEÑO BARANDILLA (LADO EXTERIOR)

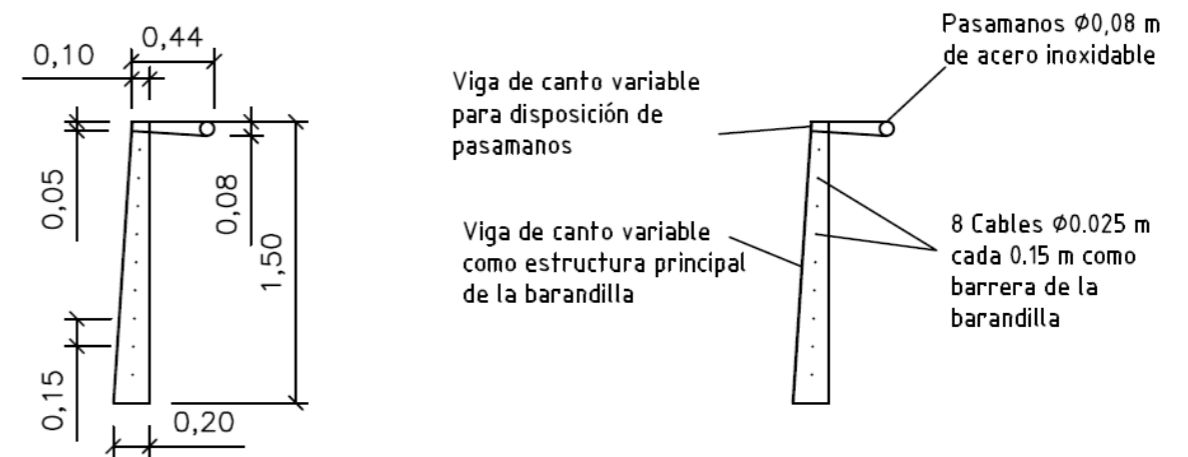


Figura 2.3. Diseño adoptado en la barandilla del exterior. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

- **COMPROBACIÓN DEL FLECTOR EN EMPOTRAMIENTO**

Se comprueba el momento producido por una carga de 1,5 kN/m actuando en el pasamanos, siguiendo el apartado 4.1.7 de la IAP-11 (siguiendo las directrices de la norma EN 1317-6).

$$M_{Ed} = 1,5 \cdot 1,5 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 1,50 \text{ m} = 10,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Siendo el primer término el coeficiente de mayoración, el segundo la carga actuante, seguido del ancho tributario y la altura de la barandilla.

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot h}{I}$$
$$I = 1,5175 \cdot 10^6 \text{ mm}^4; h \text{ (canto viga en empotramiento)} = 400 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{10,12 \cdot 10^6 \cdot 400}{15,175 \cdot 10^6} = 266,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{MO}} = \frac{355}{1,05} = 338,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ed} = 266,7 \leq \sigma_{adm} = 338,1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Queda comprobado el diseño de las barandillas de la pasarela según las prescripciones de la norma.

Ambas barandillas quedarán soldadas a la estructura del tablero en todo el perímetro de la sección de la viga.

- **COMPROBACIÓN DEL FLECTOR EN PASAMANOS**

Se realiza una comprobación similar a la del empotramiento para comprobar que el pasamanos no abolla.

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 3^2}{8} = 1,68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow W_{pl} \leq \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{1,68 \cdot 10^6}{235 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 40^3}{4}\right)} = 0,14 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

3. PAVIMENTACIÓN

El pavimento como tal, está formado por la losa de hormigón dispuesta sobre el tablero metálico de la pasarela. En este apartado de pavimentación se definirán los remates relacionados con la separación entre el carril bici y la acera y el tratamiento superficial adoptada para ambos carriles.

3.1. BISEL ENTRE CARRILES

El bisel que se dispondrá en el cambio de canto entre la acera y el carril bici está formado por una chapa metálica de 20 mm de espesor, de acero corten, en consonancia con los demás elementos metálicos del tablero.

Este elemento se dispondrá longitudinalmente y servirá de elemento diferenciador entre ambos carriles, siendo visible para los ciclistas, evitando que se produzca pérdida visual del trazado curvo de la pasarela y se precipiten a la acera. Se adjunta el diseño adoptado para dicho elemento.

3.2. ACERA PEATONAL

Se emplea un tratamiento liso para pavimentación de hormigón en exteriores en el tramo de acera de la pasarela.

Se recomienda emplear una resina acrílica en base disolvente, transparente y de un solo componente, apta para el sellado de pavimentos de hormigón (similar a "Sika ProSeal-30") para conseguir un acabado liso mate. El espesor recomendado de dicha capa es de 150 a 200 μm . Esta resina es muy empleada para pavimentación en hormigón en parques, jardines y zonas peatonales de nueva construcción.

Otra característica es la resistencia a la abrasión, pudiendo soportar temperatura elevadas, importante ya que se trata del elemento del tablero sometido a mayor radiación solar.

3.3. CARRIL BICI

El tratamiento escogido para el tramo de carril bici debe presentar una adecuada flexibilidad para soportar el tráfico rodado ligero.

Esta flexibilidad se puede lograr aplicando, por ejemplo, un ligante a base de tecnología co-elástica en dispersión acuosa (similar a resina epoxi "SikaFloor-2100"). Este tipo de resinas están diseñadas especialmente para pavimentos continuos y son aptas para tráfico rodado ligero.

La ventaja de este producto es el acabado rugoso que puede otorgar al pavimento, mejorando la adherencia entre rueda y carril. También tiene la posibilidad de escoger color, pudiendo dotar al carril bici del color rojo, común en los carriles bici del municipio de Benissa.

4. DRENAJE

El drenaje se realizará dotando de pendiente tanto a la acera como al carril bici, desaguando en el barranco de Santa Ana. Dado que se trata de un cauce natural, el desagüe no requerirá de una obra específica para la canalización del agua. Esto implicaría un mantenimiento adecuado, siendo comúnmente intermitentes en el municipio "gotas frías" (precipitaciones elevadas en un escaso periodo de tiempo), durante algunas épocas del año y ausencia de precipitaciones como situación climática general.

Dado que existen dos carriles a diferente alturas, el drenaje del carril bici se realizará dotando de una pendiente de 1,5% (en dirección al borde del tablero), aumentando al 2,0% en los 10 cm próximos al bisel (para evitar acumulaciones en la transición entre acera y carril bici).

Para el tramo de acera se procederá dotando de una pendiente constante en dirección exterior del tablero del 1,5% para el desagüe al barranco.

La siguiente figura muestra la solución adoptada para el drenaje.

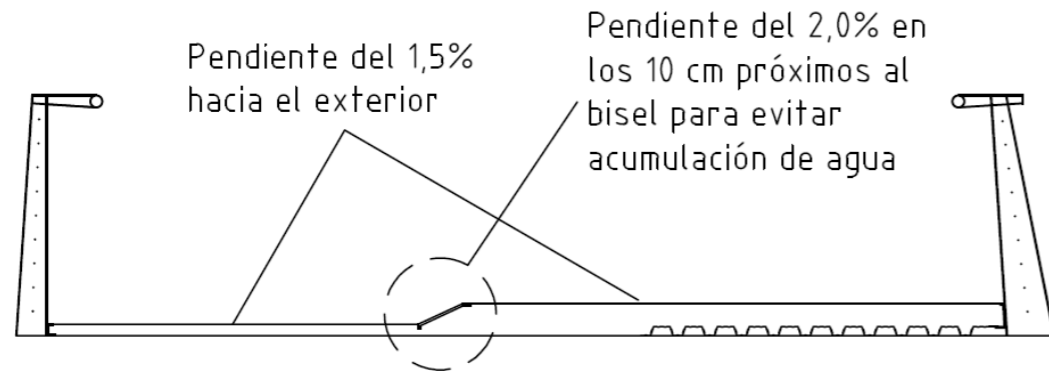


Figura 4.1. Solución adoptada para el drenaje del tablero de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

5. ILUMINACIÓN

La iluminación queda fuera del alcance del proyecto dado que se trata de un análisis estructural de una pasarela ciclopeatonal y el diseño de la iluminación conllevaría el disponer de tomas, redes de cableado y demás elementos relacionados con la electrotecnia.

Como aporte adicional, de manera cualitativa, se podría disponer de dos focos de iluminación para cada torre, dispuestos en los taludes próximos a dichos elementos.

Para la iluminación del tablero se podrían disponer de focos dispuestos a pie de calle, distribuidos longitudinalmente como elemento de iluminación único o de manera conjunta mediante un sistema de iluminación LED integrado en el pasamanos.



Figura 5.1. Iluminación mediante focos en la pasarela de Electric Wharf. Fuente: Price & Myers 3D Engineering



Figura 5.2. Pasamanos con iluminación LED integrada. Fuente: Ferretea.com

6. ACCESIBILIDAD A PERSONAS DE MOVILIDAD REDUCIDA

Se ha respetado la anchura de los carriles bici y de la acera para permitir el acceso a cualquier usuario. La señalización, pendientes y trazado se han tenido en cuenta para facilitar la integración en actividades de carácter rural, deportivo y lúdico.

Según la "Guía técnica de accesibilidad para la red de caminos naturales" proporcionada por el Gobierno de España los aspectos a considerar en las rutas peatonales naturales son los siguientes:

- Ancho libre de paso en los diferentes tramos del recorrido
- Pendientes y tipo de pavimento
- Espacio suficiente en las áreas de descanso, ocio y miradores
- Altura de los elementos y tamaño de letra empleado
- Espacios de aproximación, acceso a los diferentes elementos y ángulos utilizados para ello
- Posibilidad de accionar y manipular los distintos elementos

Con todo ello se ha tratado de respetar las indicaciones del gobiernos para adaptar la pasarela objeto de este proyecto a las necesidades de la población.



Anejo 9:
Estética, Paisaje y Medio Ambiente



Índice del Anejo

- 1. INTRODUCCIÓN3
- 2. ESTÉTICA DE LOS PUENTES3
- 3. JUSTIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LA PASARELA4
 - 3.1. GEOMETRÍA.....4
 - 3.2. DISEÑO DE LAS TORRES4
 - 3.3. DISEÑO DEL TABLERO5
 - 3.4. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS6
 - 3.5. DISEÑO GLOBAL DE LA PASARELA6
- 4. INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA.....7
 - 4.1. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DEL PAISAJE Y SU DINÁMICA.....7
 - 4.2. INTEGRACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL ENTORNO8
- 5. MEDIO AMBIENTE9
 - 5.1. FLORA9
 - 5.2. FAUNA10
- 6. ODS10

Índice de Figuras

- Figura 2.1. Puente arco de tablero de Cullera sobre el río Júcar. Autor: Salvador Monleón Cremades ...3
- Figura 2.2. Pasarela sobre el río Ebro para la Expo de 2008 en Zaragoza. Autor: Carlos Fernández Casado SL3
- Figura 3.1. Viñedos en época invernal. Fuente: Vinetur4
- Figura 3.2. Vista 3D del diseño empleado en las torres de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....4
- Figura 3.3. Diseño final adoptado para las torres de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)5
- Figura 3.4. Resultado del contraste de materiales desde una vista 3D como usuario de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks).....5
- Figura 3.5. Racimo de uva blanca siendo cortado. Fuente: Vinetur6
- Figura 3.6. Estribos adoptados para el proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....6
- Figura 3.7. Vista simétrica del proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal (cimentación+estructura+estribos) Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD).....6
- Figura 4.1. Vista aérea de las inmediaciones del proyecto. Fuente: Google Maps7
- Figura 4.2. Entorno del emplazamiento de la obra. Fuente: Elaboración propia7
- Figura 4.3. Puente del Quisi tras su última rehabilitación. Fuente: FGV7

- Figura 4.4. Vista 3D del proyecto completo de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks) 8
- Figura 4.5. Modelo 3D de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)..... 8
- Figura 4.6. Vista 3D frontal de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)..... 8
- Figura 4.7. Vista 3D desde el cauce este de la pasarela objeto de este proyecto integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks) 8
- Figura 5.1. Caña vera y chumbera (Especies Invasoras Exóticas de la Comunidad Valenciana) Fuente: Conselleria de Infraestructuras, Territorio y Medio Ambiente 9
- Figura 6.1. Objetivos de Desarrollo Sostenible. Fuente: un.org 10

Índice de Tablas

- Tabla 1. Afecciones al entorno de la pasarela. 9
- Tabla 2. Relación de los ODS con la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto..... 10

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es consolidar el diseño escogido para la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto, atendiendo a la estética, la funcionalidad, la integración en el paisaje y el medio ambiente.

Se valorará el aspecto estético en relación a la tipología estructural escogida, la justificación de las formas de los elementos estructurales y su integración conjunta en el entorno.

Para valorar dichos criterios, se ha recurrido a publicaciones y conferencias de profesionales en el entorno de los puentes. Entre ellos destacar a David P. Billington, Ian Firth, Javier Manterola, Salvador Monleón e Ignacio Payá.

2. ESTÉTICA DE LOS PUENTES

Cada tipología estructural de puentes presenta ciertos elementos que dotan a la solución de un valor visual y estético añadido el cual se debe valorar desde el punto de vista estructural y económico adicionalmente.

Por ejemplo, los puentes arco (ya sea de arco superior o inferior), obtienen su valor gracias al elemento estructural principal del puente. Para un puente de arco superior, el disponer de una configuración de péndolas (ya sean verticales o en malla), el disponer de diferentes geometrías en los arriostramientos de los arcos (en caso de disponerse dos arco), la inclinación o geometría de la directriz del arco, da pie mucho juego en cuanto al diseño para dotar de un carácter único a la estructura. Este juego se puede visualizar durante el avance sobre el puente y desde el exterior del mismo.



Figura 2.1. Puente arco de tablero de Cullera sobre el río Júcar. Autor: Salvador Monleón Cremades

El disponer de un arco inferior otorga una visual desde fuera del puente curiosa, debido al impacto que genera en el entorno en el que se puede situar el puente. Por otro lado, el impacto que se produce en el momento de atravesar la estructura es menos atractivo, al obtener una visual de los equipamientos y acabados del tablero.

El mismo problema les ocurre a los puentes viga, en lo referente al impacto visual exterior e interior, que en los puentes de arco inferior. Aunque esta tipología da mucho juego en cuanto al diseño de pilas y tablero, únicamente es apreciable por personas que no vayan a hacer uso directo de la estructura.

Esto no quiere decir que ambas tipología deban descartarse en la proyección de nuevos puentes. No solo el valor visual de la estructura es un condicionante para descartar la elección de un diseño. De hecho, se prima la economía, la rapidez de ejecución y su funcionalidad frente a este criterio (a veces olvidado por muchos ingenieros).

Las últimas dos tipologías que quedan por comentar son las que su funcionamiento estructural principal depende de cables, los puentes colgantes y atirantados.

Los puentes colgantes obtienen una visual exterior algo monótona y repetitiva, debido a la estricta necesidad de su configuración estructural principal, la catenaria, que deberá adoptar siempre una directriz acorde con el antifunicular de las cargas solicitadas.

A principios del siglo XX fue una tipología estructural llamativa, novedosa, pero actualmente ha quedado en desuso, no por su estética, sino por su competitividad frente a otras tipologías estructurales.

Por último, los puentes atirantados, permiten obtener configuraciones razonablemente diferentes. El diseño de las torres (una única ménsula, en forma de "A", de "Y" invertida, etc...) y con secciones totalmente distintas.

La disposición de los tirantes (arpa, semiarpa o abanico), la inclinación de los mismos, la disposición del plano de atirantamiento, el número de planos de atirantamiento, ... Da lugar a muchas posibilidades que dotan a esta tipología estructural de una identidad única.

Desde el exterior del puente, la visual que se obtiene es el observar cómo los cables (elementos muy esbeltos) parten de las torres con cierta inclinación y sustentan un tablero aparentemente pesado.

Desde el interior, los planos de anclaje, la disposición de las torres juegan su papel, obteniendo el puente su atractivo estético que lo caracteriza.



Figura 2.2. Pasarela sobre el río Ebro para la Expo de 2008 en Zaragoza. Autor: Carlos Fernández Casado SL

Por ello, es muy importante el diseñar teniendo en cuenta todos estos "inputs", en consonancia con un buen diseño estructural, económico y funcional (algunos profesionales no tienen en cuenta estos dos últimos) para garantizar la integración social de un elemento de grandes dimensiones, que da servicio a las personas solventando obstáculos que la naturaleza ha dispuesto.

3. JUSTIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LA PASARELA

En este apartado se desarrollan los diseños adoptados para el proyecto de esta pasarela.

3.1. GEOMETRÍA

La justificación de la elección de la tipología estructural se basa en el intentar salvar la mayor luz posible con el menor número de elementos estructurales. Emplear dos torres, permite jugar con la disposición de los cables, los cambios de inclinación, además de reducir las dimensiones de los elementos estructurales y geotécnicos de la pasarela en comparación con el empleo de una única torre.

La visual obtenida en un valle con estas dimensiones resulta más llamativa e integrada si se disponen en los tramos llanos de los taludes, que en la mitad del cauce del barranco.

El disponer de una única torre, implica un descenso del impacto visual producido por el usuario de la pasarela, debido a la separación requerida entre tirantes y el estar anclados en el lado exterior del tablero.

3.2. DISEÑO DE LAS TORRES

El diseño adoptado se ha podido contemplar en anejos anteriores, en los que se ha justificado estructuralmente su diseño, pero la elección de la geometría y de las secciones no atiende principalmente a un carácter estructural. Antes de valorar cual es el diseño óptimo, se ha tratado de esbozar ideas que pueden cuadrar e integrarse en el entorno, para más adelante descartar y perfeccionar las ideas iniciales.

El diseño de las torres viene directamente inspirado por el medio que rodea la pasarela. Benissa cuenta con una producción de productos derivados de la uva, de notable presencia a nivel nacional. El cultivo más extendido en todo el municipio es la vid, por lo que, el diseño de las torres atiende directamente al tronco leñosos el cual produce la uva.



Figura 3.1. Viñedos en época invernal. Fuente: Vinetur

Se plantea como solución inicial un puente atirantado de dos vanos con una única torre en forma de “Y” similar a la de una vid. Tras varios planteamientos, la idea queda descartada y se opta por la solución de dos torres con una simetría algo similar a la de este arbusto, partiendo de dos ménsulas y con una

geometría en alzado con cierta inclinación y de superficie redondeada (a diferencia de la angulosidad de las vides). El empleo de péndolas como arriostramiento de las ménsulas con la oblicuidad de su disposición les otorga a las torres cierto movimiento.

El empleo de acero corten remata a las torres con una estética orgánica y adecuada al diseño que se ha querido lograr.

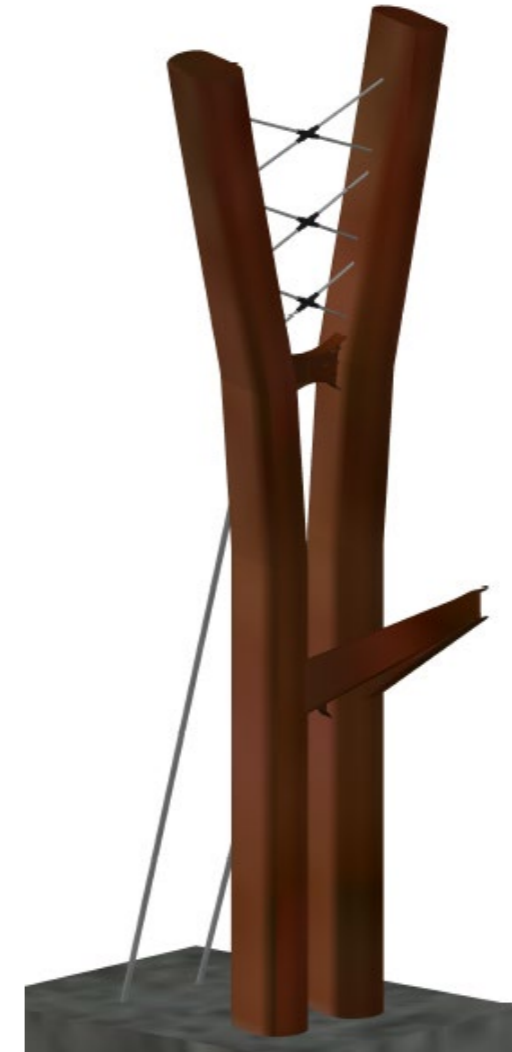


Figura 3.2. Vista 3D del diseño empleado en las torres de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

La elección de la tipología estructural atirantada, en consonancia con el diseño de torres adoptada, puede asemejarse al periodo de formación de las ramas de las vides, previo brote del fruto.

Finalmente para evitar la saturación de acero corten en los elementos de la pasarela y dotar a las torres de una diferenciación que ponga en valor su función portante de la pasarela, se le aplicará una pintura de color “blanco hueso” (RGB 235-225-201) quedando el diseño de la siguiente manera.

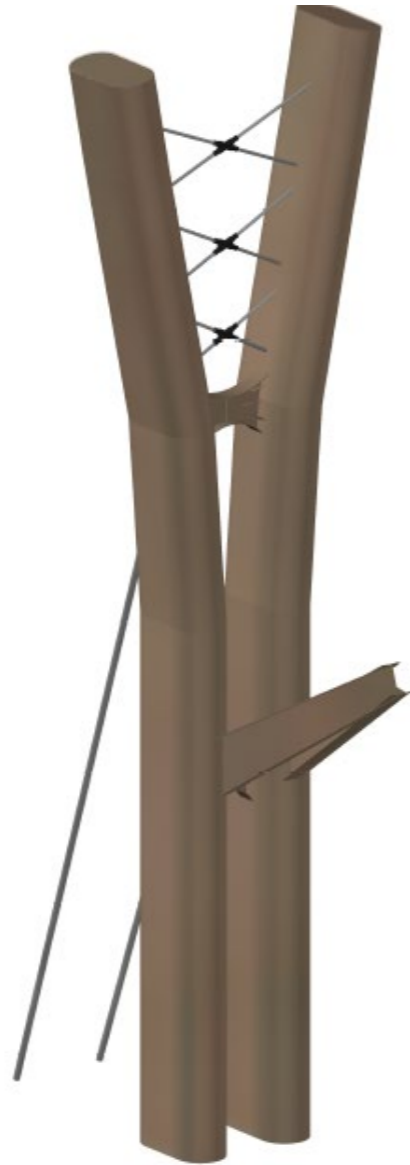


Figura 3.3. Diseño final adoptado para las torres de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

3.3. DISEÑO DEL TABLERO

En consecuencia con el diseño de las torres, el tablero debe seguir unas directrices artísticas similares, pero resulta más complicado debido a que este elemento requiere de un diseño más enfocado a la eficiencia estructural.

Para poder obtener un tablero esbelto y aerodinámico, la geometría del cajón debe atender a un diseño que reduzca los posibles desplazamientos y rotaciones que pueden generar fuerzas horizontales. Por ello, dentro de las limitaciones citadas, se ha buscado un diseño del cajón fuera de los estándares en el mundo de los puentes, con fuertes inclinaciones y una asimetría marcada entre las células del cajón que vienen marcadas por el anclaje de los tirantes únicamente en un extremo del tablero.

El empleo de cuchillos permite obtener un mayor ancho de plataforma, sin necesidad de disponer de cajón con el mismo ancho. Además, los cuchillos laterales, dotan de una estética aerodinámica y de un cambio de geometría que un cajón convencional no consigue. Los cuchillos, dispuestos cada tres metros, dotan de ritmo al cajón del tablero, así como una linealidad que rompe con la suavidad de las curvas de las ménsulas de las torres.

El empleo de acero corten en el cajón y los cuchillos sigue la línea de las torres, contrastando adecuadamente con el empleo de hormigón en la losa y los remates en acero inoxidable del pasamanos, los perfiles en "C" que encofran lateralmente la losa y la chapa grecada.



Figura 3.4. Resultado del contraste de materiales desde una vista 3D como usuario de la pasarela. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)

3.4. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

El cálculo y diseño de los estribos forman parte del proyecto “*Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante)*”, complementando el diseño completo de la pasarela.

Aunque se haya desarrollado dichos elementos en el otro proyecto, se analizarán en conjunto con los elementos estructurales de la pasarela, objeto de este documento.

Siguiendo la inspiración de diseño de las torres mezclada con las geometrías rectas y angulosas del tablero, los estribos adquieren unas dimensiones globales similares a las de un racimo de uvas, aunque con una angulosidad fuertemente marcada.



Figura 3.5. Racimo de uva blanca siendo cortado. Fuente: Vinetur

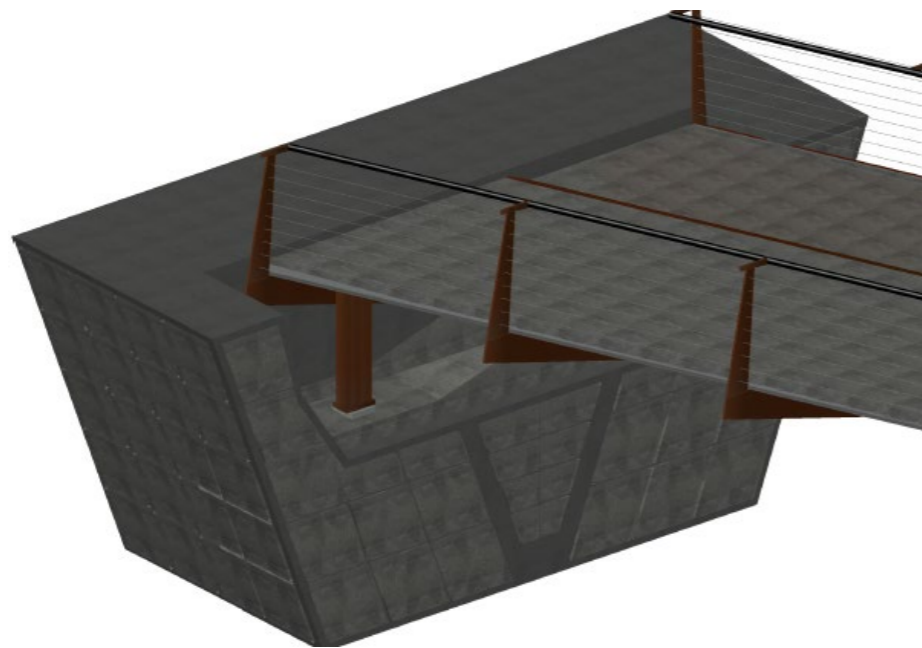


Figura 3.6. Estribos adoptados para el proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal. Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

3.5. DISEÑO GLOBAL DE LA PASARELA

Como conclusión de este apartado, es importante atender a unas necesidades estructurales, geotécnicas para la elección de los elementos que intervienen en la estructura de un proyecto. El cumplir con los requisitos funcional y económicos son principalmente, lo que permite a los ingenieros el continuar trabajando competitivamente en el sector de la ingeniería civil.

Pero nunca se debe dejar de lado la estética en el diseño de un proyecto dado que pueden servir de símbolo de un lugar, de identidad. Los puentes están proyectados para una vida útil de 100 años, es importante el saber elegir una solución de compromiso entre todos los requisitos para lograr así un proyecto único para ese lugar. El asumir un presupuesto de tal envergadura para realizar una obra monumental debe regirse por un proceso en el que se tengan en cuenta infinidad de factores (económicos, sociales, ambientales, entre otros) para lograr un resultado que la sociedad acepte adecuadamente. Todo esto se comenta por el ingeniero Ian Firth en la conferencia “Why bridges should be beautiful”.

Todo esto se detalla en el libro “La torre y el puente” de David P. Billington en el que se plantea por primera vez la teoría del arte estructural sumado a los tres criterios fundamentales a tener en cuenta en un diseño de un proyecto de ingeniería civil: Eficiencia, Economía y Elegancia, citados en “Structures and the urban environment”, del mismo autor.

Se muestra finalmente el diseño completo de la Pasarela ciclopeatonal en el Barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante).

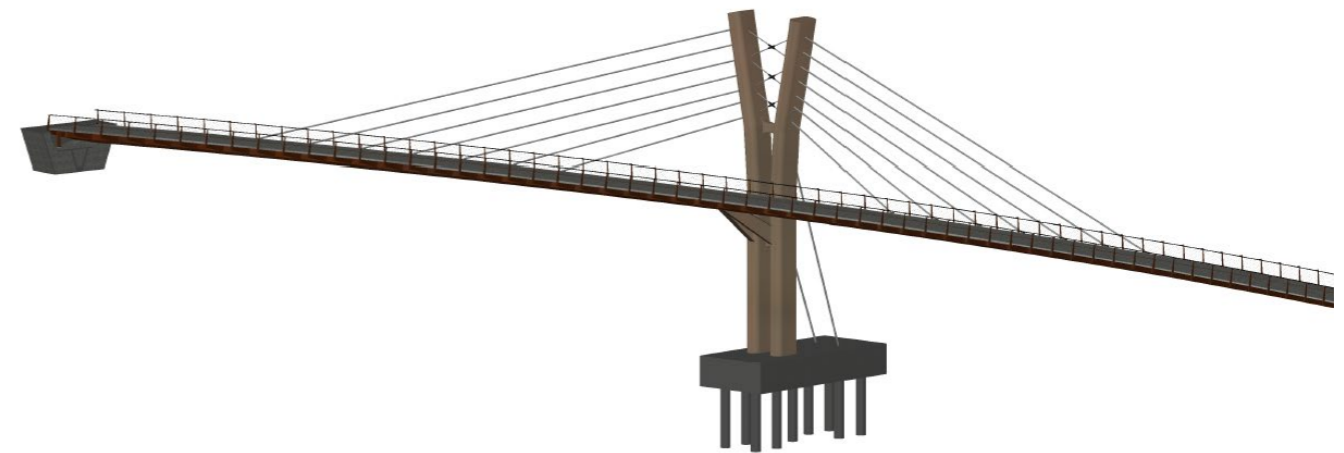


Figura 3.7. Vista simétrica del proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal (cimentación+estructura+estribos) Fuente: Elaboración Propia (AutoCAD)

4. INTEGRACIÓN PAISAJÍSTICA

En este apartado se desarrolla como la estructura, previamente analizada se integra en el entorno natural en el cual se proyecta. Se valora una situación inicial previa a la obra y su impacto tras su puesta en servicio, la afección a obras próximas (en este caso el histórico Viaducto del Quisi de principios del siglo XX) y como su diseño ha intentado respetar la línea del paisaje.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES DEL PAISAJE Y SU DINÁMICA

El proyecto de la pasarela ciclopeatonal se va a realizar en el barranco de Santa Ana (a escasos metros del barranco de Quisi), siendo un lugar frecuentado por los habitantes del municipio como senda y medio rurales donde la gente cuenta con fincas y cultivos.



Figura 4.1. Vista aérea de las inmediaciones del proyecto. Fuente: Google Maps

- **ELEMENTOS DEL PAISAJE**

El paisaje de la zona es de clima típico mediterráneo, donde abundan los arbustos y pinos marítimos, en cuanto a fauna conviven generalmente roedores. En las inmediaciones a los cauces (generalmente secos) se observan cañas y algo más de vegetación que en sus alrededores.



Figura 4.2. Entorno del emplazamiento de la obra. Fuente: Elaboración propia

- **ELEMENTOS HISTÓRICOS**

El elemento principal de la zona es el antiguo Puente del Quisi del año 1915, declarado como uno de los “100 elementos de patrimonio industrial de España”. Para la colocación de las torres se ha intentado no solaparse con las pilas del antiguo puente, alterando la visual que lleva siendo reconocida por los habitantes de la zona durante generaciones.



Figura 4.3. Puente del Quisi tras su última rehabilitación. Fuente: FGV

- **DINÁMICA DEL PAISAJE**

Al tratarse de un paisaje rural, el entorno no ha cambiado en las últimas décadas dado que la conexión mediante vehículo privado sigue realizándose mediante caminos asfaltados sin apenas señalización.

La última incorporación a la zona fue la ejecución de la línea “Trenet de la Marina” en la época en la que se realizó el Puente del Quisi.

4.2. INTEGRACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN EL ENTORNO

Una vez definido las componentes del paisaje que rodea la pasarela, se valora las decisiones adoptadas para una buena integración en la visual de la zona.

La elección de acero corten como principal material en la estructura de la pasarela, aparte de servir para justificar la similitud del diseño adoptado con el cultivo local, se integra adecuadamente en el entorno al tener una textura y un color natural. Si se hubiera empleado colores llamativos, artificiales o con acabados brillantes, la composición de la visual del medio natural no hubiese sido del todo orgánica.

Por todo ello, el intentar respetar las formas del paisaje y sus colores han sido triviales en el diseño de la pasarela. No se ha tratado de sustituir el elemento principal que dota de identidad a la zona (el Pont del Quisi) por un nuevo elemento más moderno y llamativo que atraiga más turismo cree conflicto de opiniones en los habitantes del municipio.

Lo que se ha tratado de conseguir es el ensalzamiento del monumento existente mediante una alternativa sostenible y rural para que las personas puedan realizar actividades de ocio o deportivas y que puedan contemplar desde una visual nunca antes imaginada, la belleza de uno de los iconos de la época industrial de la ingeniería alicantina.

Se adjuntan las siguientes figuras renderizadas de la pasarela objeto de este proyecto en conjunto con el Puente del Quisi y el entorno.

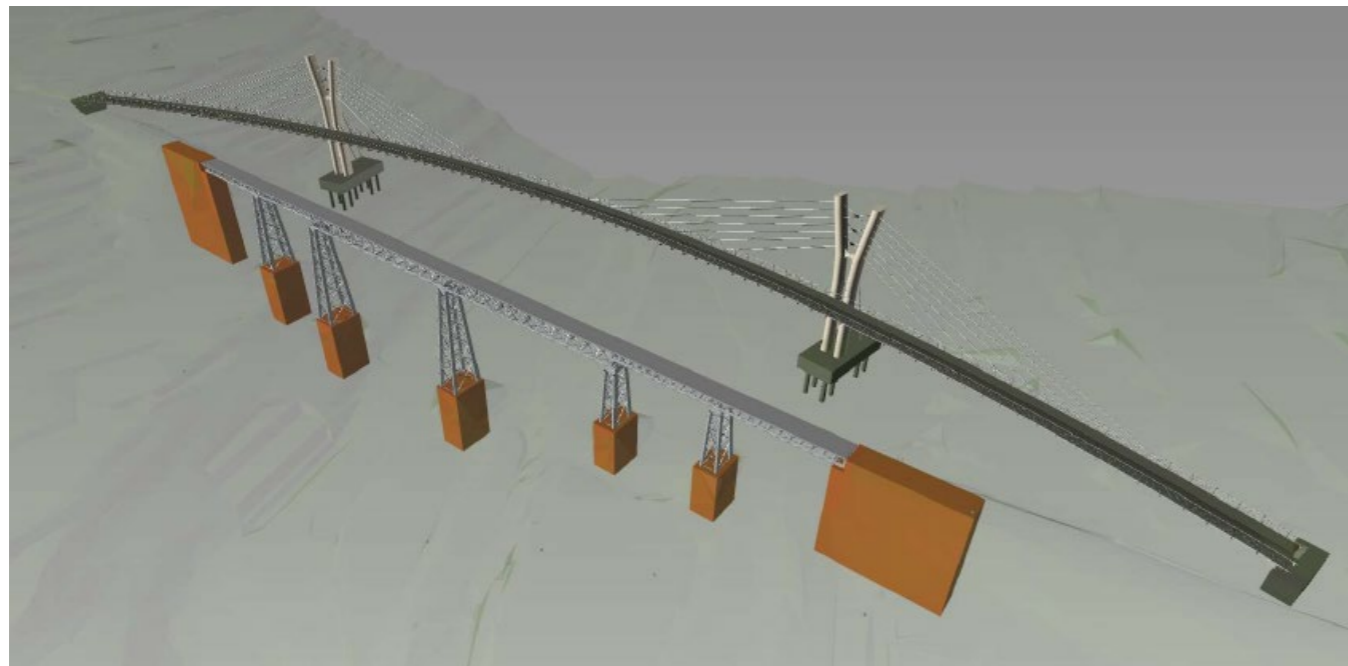


Figura 4.4. Vista 3D del proyecto completo de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)

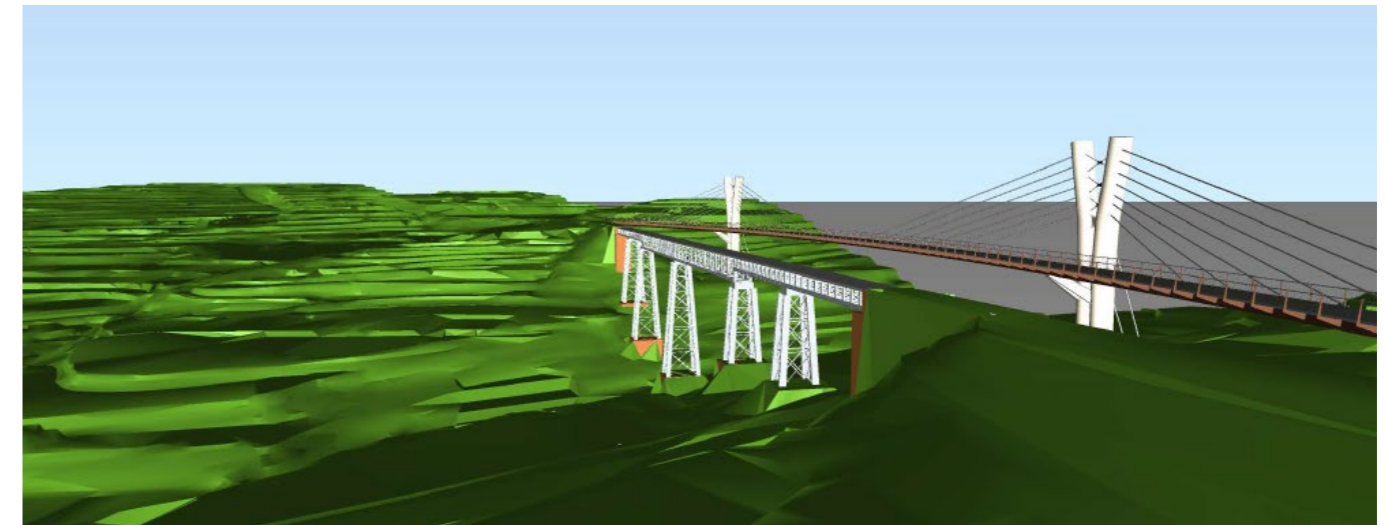


Figura 4.5. Modelo 3D de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)



Figura 4.6. Vista 3D frontal de la pasarela integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)

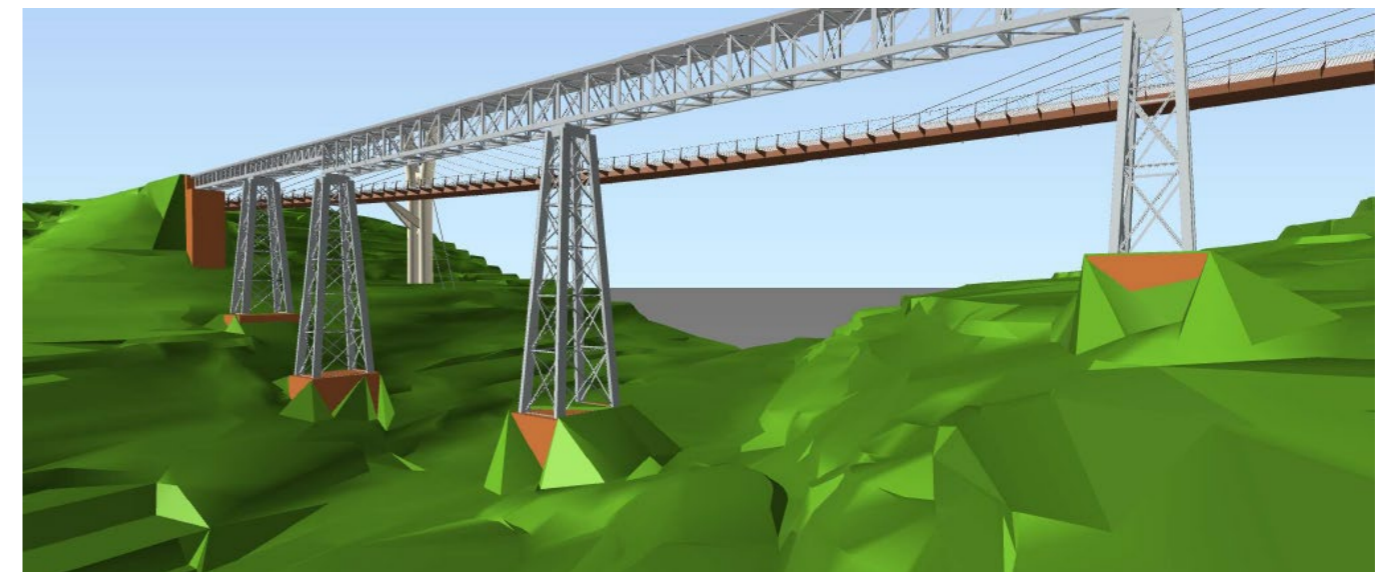


Figura 4.7. Vista 3D desde el cauce este de la pasarela objeto de este proyecto integrada en el lugar de emplazamiento. Fuente: Elaboración Propia (Navisworks)

5. MEDIO AMBIENTE

En este apartado se comentará el impacto ambiental que puede generar el proyecto al medio natural que lo rodea. Las medidas preventivas que se realizarán durante la fase de construcción en cuanto a parque de maquinaria, acopio de materiales y gestión de residuos no es objeto de este proyecto al tratarse de un diseño estructural de una pasarela ciclopeatonal.

Se analizarán temas relacionados con la sostenibilidad y resiliencia del proyecto de esta pasarela y las posibles afecciones a la flora y fauna de la zona.

Tabla 1. Afecciones al entorno de la pasarela.

TIPO DE AFECCIÓN	APRECIACIÓN
Medio ambiente/Biodiversidad/Hábitats	No se afecta ningún hábitat
Vías pecuarias	Ninguna afección a vías pecuarias (próxima a Senda Molí del Quisi)
Terrenos forestales	Localización en terrenos forestales
Cauces	Afección a CHJ
Parcelas de declaración de interés comunitario	Ninguna afección
Afección a parcelas catastrales	Ninguna afección
Afección a viviendas	Ninguna afección
Afección a caminos	Dota continuidad a dos caminos (sin afecciones)
Afección al puente existente	Ninguna afección estructural ; Mantener rasante del tablero de la pasarela a la del puente actual ; Ninguna afección hidráulica
Longitud estimada de la estructura	298 metros

• RIESGO GEOMORFOLÓGICO

Los terrenos en los cuales se va a cimentar la pasarela (generalmente roca caliza y margocaliza en niveles superiores), no se encuentran enmarcados dentro de ninguna zona de peligrosidad geomorfológica.

• RIESGO DE INUNDACIONES

Según el PATRICOVA, la zona gobernada por largas épocas de sequía y “gota fría”, a efectos de inundabilidad del terreno, no se encuentra dentro de ninguna zona con riesgo de inundación.

• CONTAMINACIÓN DE ACUÍFEROS

El grado de vulnerabilidad a la contaminación de acuíferos se define por diferentes parámetros (permeabilidad, espesor no saturado y calidad de las aguas). Según el visor GVA, se ha observado que la afección al estado de agua de los acuíferos es “vulnerabilidad baja” que se define de la siguiente manera.

- CATEGORÍA II. Vulnerabilidad baja: territorios que presentan un grado de protección muy elevado para las aguas subterráneas, en particular, para las de calidad apta para cualquier uso, así como a las que presentan escaso interés hidrogeológico por mala calidad de las aguas o por baja permeabilidad. En el caso de acoger aguas subterráneas aptas para usos urbanos y agrícolas, o bien se trata de acuíferos confinados bajo un nivel confinante de varios centenares de metros de espesor, o bien el agua está contenida en una acuitardo de muy difícil o imposible explotación.

En la práctica se extiende sobre formaciones detríticas finas y margosas cenozoicas y mesozoicas que protegen acuíferos mesozoicos calcáreos a los que confinan, o sobre las formaciones cenozoicas que rellenan fosas tectónicas con intrusión de materiales plásticos triásicos, que carecen de acuíferos de interés, aunque pueden albergar algún nivel acuífero de entidad local.

5.1. FLORA

Respecto a la vegetación presente en la zona, existen principalmente dos zonas diferenciadas, la primera sería la vegetación de ribera que se localiza en las inmediaciones del barranco del Quisi. La mayor parte del resto del terreno es zona de matorral y forestal con especies y materiales que van variando, dependiendo de su ubicación.

En la zona del barranco las especies más relevantes son el baladre (*Nerium oleander*) y la zarza (*Rubus ulmifolius*) además de la presencia invasiva de cañar (*Arundo donax*).

En el entorno más cercano de la obra existe gran diversidad de especies y tipos de cultivo dependiendo de su localización, predominando las zonas de matorral, aunque también nos encontramos cultivos de frutales, tierras con cultivos herbáceos, zonas de cultivo abandonadas y/o parcelas de suelo agrícola.

Rodeando el ámbito de actuación existen algunas zonas de vegetación natural con matorral y restos de pinar. Entre las especies más representativas de estas formaciones cabe destacar el lentisco (*Pistacea lentiscus*), coscoja (*Quercus coccifera*), romero (*Rosmarinus officinalis*), jara blanca (*Cistus albidus*), aliaga (*Ulex parviflorus*), aladierno (*Rhamnus alaternus*), zarzaparrilla (*Smilax aspera*), y espino albar (*Crataegus monogyna*). Existen esporádicamente rodales de pino carrasco (*Pinus halepensis*).

En la zona próxima, se localizan algunas parcelas agrícolas, con cítricos, plantaciones de vid (*Vitis vinifera*), olivos (*Olea europea*), almendros (*Prunus dulcis*), y algunas zonas con cultivos en abandono.

• FLORA PROTEGIDA

No se encuentra vegetación protegida en la zona de estudio del proyecto.

No obstante, se encuentran dos Especies Invasoras Exóticas de la Comunidad Valenciana, el *Arundo donax* (caña vera) y la *Opuntia ficus-indica* (chumbera).



Figura 5.1. Caña vera y chumbera (Especies Invasoras Exóticas de la Comunidad Valenciana) Fuente: Conselleria de Infraestructuras, Territorio y Medio Ambiente

5.2. FAUNA

La fauna de la zona es variada en cuanto a mamíferos, aves, gasterópodos e insectos. Existen dos especies de aves amenazadas, el Águila azor-perdicera (*Aquila fasciata*) y la Tórtola europea (*Streptopelia turtur*).

Se tratará de generar la menor afección posible al medio natural para evitar alterar el ecosistema en el que dichas aves se encuentran en vulnerabilidad.

6. ODS

Para finalizar el presente anejo, se detallarán los objetivos de desarrollo sostenible que cumple este proyecto. De acuerdo con la Agenda 2030 y las ONU, existe 17 ODS que garantizan un futuro próspero para el planeta.

El sector de la ingeniería civil no debe quedarse atrás y se debe promover dichos objetivos dentro del desarrollo de los futuros proyectos en un ámbito más sostenible y resiliente.

Este proyecto de pasarela peatonal cumple los siguientes objetivos.

- ODS nº11: Ciudades y comunidades sostenibles. El planteamiento de diseño de esta pasarela está dentro de la línea del desarrollo de poblaciones, permitiendo su desarrollo y progreso. Se ha de fomentar las relaciones sociales, las actividades al aire libre, planteando posibles nuevas formas de movilidad urbana sostenible.
- ODS nº13: Acción por el clima. Se fomenta la continuación de vías verdes que favorecen la movilidad sostenible y la adecuación a vehículos ligeros, de forma que los vehículos privados queden en desuso.
- ODS nº15: Vida de ecosistemas terrestres. Como se ha comentado en este anejo, se ha tratado de identificar las posibles vulnerabilidades del ecosistema en el que se ejecuta este proyecto para evitar causar afecciones importantes a la flora y la fauna.
- ODS nº8: Trabajo decente y crecimiento económico. Este tipo de proyectos, siguiendo la vía verde europea, se presentan como una apuesta a la movilidad sostenible apoyada por las nuevas corrientes de desarrollo urbano sostenible.
- ODS nº3: Salud y bienestar. Promover una vez ejecutada la obra actividades lúdicas y culturales por parte de los organismos competentes que publiciten el uso de las vías verdes, dedicando su ocio a la naturaleza (lugar de desconexión y saludable).
- ODS nº10: Reducción de desigualdades. Se ha tratado de respetar las anchura de los carriles y adaptarlos adecuadamente para que cualquier usuario pueda hacer uso de dicha infraestructura (niños, ancianos, PMR, ...).

OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE



Figura 6.1. Objetivos de Desarrollo Sostenible. Fuente: un.org

Para finalizar se adjunta una tabla en la que se muestra el grado de relación del proyecto con los Objetivos del Desarrollo Sostenible (ODS).

Tabla 2. Relación de los ODS con la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto

Objetivos de Desarrollo Sostenibles	Alto	Medio	Bajo	No Procede
ODS 1. Fin de la pobreza.				X
ODS 2. Hambre cero.				X
ODS 3. Salud y bienestar.	X			
ODS 4. Educación de calidad.				X
ODS 5. Igualdad de género.				X
ODS 6. Agua limpia y saneamiento.				X
ODS 7. Energía asequible y no contaminante.			X	
ODS 8. Trabajo decente y crecimiento económico.	X			
ODS 9. Industria, innovación e infraestructuras.			X	
ODS 10. Reducción de las desigualdades.	X			
ODS 11. Ciudades y comunidades sostenibles.	X			
ODS 12. Producción y consumo responsables.				X
ODS 13. Acción por el clima.	X			
ODS 14. Vida submarina.				X
ODS 15. Vida de ecosistemas terrestres.	X			
ODS 16. Paz, justicia e instituciones sólidas.				X
ODS 17. Alianzas para lograr objetivos.			X	



Anejo 10: **Valoración Económica**



Índice del Anejo

1. INTRODUCCIÓN	3
2. RELACIÓN VALORADA DE LAS UNIDADES DE OBRA	3
3. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	8



1. INTRODUCCIÓN

En el presente anejo se plantea la estimación de los posibles costes de ejecución de la pasarela ciclopeatonal. Para ello se ha dividido la obra en diferentes capítulos y se ha valorado las posibles partidas que representen las diferentes actuaciones y elementos a tener en cuenta en el proyecto.

Dado que el procedimiento constructivo y la planificación de la obra no son objeto de este proyecto, los costes estimados no tienen carácter contractual debido a las posibles reducciones en plazo dependiendo de las posibles decisiones adoptadas en la obra. Por ello, la gestión de residuos y el presupuesto de seguridad y salud no se han contemplado en este anejo.

Otra incógnita en esta valoración económica es el coste de los diferentes elementos que constituyen tanto las torres como el tablero, siendo elementos diseñados por el autor de este documento y, por tanto, no estandarizados en costes proporcionados por las diferentes empresas siderúrgicas.

Los trabajos previos, movimientos de tierras y subestructura quedan contemplados en el proyecto complementario a este (Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante)).

Por todo ello, se va a realizar una estimación aproximada de los costes de dicho proyecto de pasarela.

Los capítulos que conforman la valoración económica son los siguientes:

- **Capítulo 1:** Torres
- **Capítulo 2:** Tablero
- **Capítulo 3:** Atirantamiento
- **Capítulo 4:** Equipamientos y acabados

2. RELACIÓN VALORADA DE LAS UNIDADES DE OBRA

Se adjuntan los capítulos citados anteriormente desglosados por unidades de obra.



CAPÍTULO 1: Torres	Descripción	Importe	nº	Unidad	Total
SUMINISTRO Y MONTAJE DE ACERO S355 J2W SOLDADO	Suministro de acero S355 J2W de chapa de 50 mm, en perfil laminado en caliente acabado con capa de imprimación antioxidante, con montaje soldado en puente con estructura de acero incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes.	4,54	644299,92	kg	2925121,64 €
CONECTOR DE BARRA CORRUGADA A CIMENTACION EXISTENTE 20 MM	Conectores barras corrugadas a estructura existente formado por: ejecución de taladros en hormigón armado, relleno con resina epoxi HILTI HIT RE 500sd o equivalente y colocación de barras corrugadas B-500S de 20 mm.	22,28	16,44	m2	366,28 €
RELLENO DE C30/37 EN TORRES	Hormigón de relleno de las ménsulas de las torres, tipo C30/37, resistencia característica 30 N/mm2, consistencia plástica y tamaño máximo del árido 15 mm, suministrado y puesto en obra, incluso aditivos, bomba y p.p. de vibrado; según instrucción CE. Medido el volumen teórico ejecutado	107,86	542,52	m3	58516,21 €
TENSORES DE LAS TORRES	Tensores como sistema de arriostamiento entre las ménsulas de las torres, tesados pasivamente en obra de acero S460 según norma EC y CE. Incluye montaje, tesado, colocación y suministro	280,2	55,56	m	15567,91 €
RIOSTRAS y apoyos	Suministro de acero S355 J2W de chapa de entre 15 y 30 mm, en perfil laminado en caliente acabado con capa de imprimación antioxidante, con montaje soldado en puente con estructura de acero incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes.	3,7	16298,496	kg	60304,44 €
REPERCUSION POR KG DE ESTRUCTURA Y REPASO DE SOLDADURAS	Repercusión por kg de estructura esmerilado y repaso de soldaduras	0,2	660598,416	kg	132119,68 €
ANCLAJES DE TIRANTES	Dispositivos de anclaje de tirantes sobre chapa metálica, incluyendo suministro, montaje y transporte	911,48	60	ud	54688,80 €
TOTAL CAPÍTULO 1					3246684,96 €



CAPÍTULO 2: Tablero	Descripción	Importe	nº	Unidad	Total
C30/37 EN SOLERAS CON FIBRAS POLIPROPILENO	Hormigón C30/37 en soleras reforzado con fibras de polipropileno monofilamentadas en masa de dosificación de 1 kg/m3; maestreado y fratasado, incluso aditivos, bomba y p.p. de vibrado, curado del hormigón mediante pulverización con curador de parafinas y posterior regado, según instrucción CE. Medido el volumen teórico ejecutado.	113,54	280,12	m3	31804,82 €
ACERO PARA ARMAR TIPO B-500 S	Acero en barras corrugadas tipo B 500 S para elementos estructurales, incluso corte, labrado, colocación y p.p. de atado con alambre recocado, separadores y puesta en obra; según instrucción CE. Medido en peso nominal.	1,81	3065,4	kg	5548,37 €
CHAPA COLABORANTE DE 1,5 MM	Chapa colaborante de 1,5 mm de espesor, incluso p.p. costes, solapes y anclajes, colocada según CE, NCSP-07 y CTE.	28,94	908,9	m2	26303,57 €
SUMINISTRO Y MONTAJE DE ACERO S355 J2W SOLDADO	Suministro de acero S 355 J2W de chapa de espesor entre 15 y 25 mm, en perfil laminado en caliente acabado con capa de imprimación antioxidante, con montaje soldado en puente con estructura de acero incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes.	4,85	555862,86	kg	2695934,88 €
PERFILES EN C ENCOFRANDO	Suministro de acero S355 K2 de acero de chapa de entre 15 y 30 mm, en perfil laminado en caliente acabado con capa de imprimación antioxidante, con montaje soldado en puente con estructura de acero incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes.	3,72	10306,032	kg	38338,44 €
BISEL SEPARADOR DE CARRILES	Suministro de acero S355 J2W de chapa de entre 15 y 30 mm, en perfil laminado en caliente acabado con capa de imprimación antioxidante, con montaje soldado en puente con estructura de acero incluso parte proporcional de cortes, piezas especiales y despuntes.	3,81	13116,768	kg	49974,89 €
CONECTADORES	Acero en barras corrugadas tipo B 500 S como perno conectador y perfil doblado para asegurar la colaboración entre tablero y losa, incluso corte, labrado, colocación y p.p. de atado con alambre recocado, separadores y puesta en obra; según instrucción CE. Medido en peso nominal.	1,81	74074,605	kg	134075,04 €
REPERCUSION POR KG DE ESTRUCTURA Y REPASO DE SOLDADURAS	Repercusión por kg de estructura esmerilado y repaso de soldaduras	0,2	633002,87	kg	126600,57 €
CHAPA DE ANCLAJE Y DISPOSITIVO DE ANCLAJE DE TIRANTES	Dispositivos de anclaje de tirantes sobre chapa metálica en tablero, incluyendo suministro, montaje y transporte	1984,72	28	ud	55572,16 €
TOTAL CAPÍTULO 2					3164152,74 €



CAPÍTULO 3: Atirantamiento	Descripción	Importe	nº	Unidad	Total
TIRANTES PRINCIPALES	Sistema de tirantes formado por alambres galvanizados, denominación Y 1860-S7, con vaina de protección y relleno tipo P.A.D.E. para sistemas de atirantamiento exterior según normar EC y CE	470,31	1133	m	532861,23 €
TIRANTES DE RETENIDA	Sistema de tirantes formado por alambres galvanizados, denominación Y 1860-S7, con vaina de protección y relleno tipo P.A.D.E. para sistemas de atirantamiento exterior según normar EC y CE	495,69	93,68	m	46436,24 €
		TOTAL CAPÍTULO 3			579297,47 €



CAPÍTULO 4: Equipamientos y acabados	Descripción	Importe	nº	Unidad	Total
BARANDILLA DE ACERO	Barandilla de acero según detalle y especificaciones de planos, incluso p.p. de anclajes, totalmente terminada y colocada, con tratamiento de granallado e imprimación epoxi y terminada en esmalte de poliuretano color a elegir por la Propiedad. Medida la unidad termina	5,67	14053,68	kg	79684,37 €
PASAMANOS	Perfil circular de acero inoxidable de diámetro 8 mm como pasamanos. Incluye suministro, montaje, soldadura y colocación del mismo	43,92	596	m	26176,32 €
CABLES DE BARANDILLA	Cables dispuestos entre las barandillas como sistema de contención, incluyendo suministro, montaje y colocación	4	4768	m	19072,00 €
TRATAMIENTO SUPERFICIAL CARRIL BICI PASARELA	Suministro y puesta en obra de sistema de revestimiento rugoso para pavimentos de hormigón. El sistema está formado por la aplicación sucesiva de una capa de regularización y acondicionamiento de la superficie mortero. Medida la superficie ejecutada.	17,61	685,4	m2	12069,89 €
TRATAMIENTO SUPERFICIAL ZONA PETONAL PASARELA	Texturizado y coloreado de solera de hormigón con planchas de acero y resinas de color a elegir por la propiedad incluso preparación superficie, curado. Totalmente terminado.	11,03	983,4	m2	10846,90 €
SEÑALIZACIÓN CARRIL BICI	Pintura delimitadora de direcciones y señales de bicicleta para definir adecuadamente el carril bici	8,98	685,4	m2	6154,89 €
ILUMINACIÓN PASAMANOS	LED dispuestos cada 50 cm en el pasamanos de la barandilla, incluyendo suministro, montaje y colocación en obra	224	596	m	133504,00 €
ILUMINACIÓN PASARELA	LED en barandillas y en distintas partes de la pasarela, incluyendo montaje, colocación y suministro	317	50	ud	15850,00 €
TOTAL CAPÍTULO 4					303358,37 €



3. VALORACIÓN ECONÓMICA

Se ha realizado el sumatorio de los capítulos que componen dicho proyecto y se ha obtenido el porcentaje del coste total que representan.

Capítulos	Total coste		% Coste total
CAPÍTULO 1: Torres	3.246.684,96	€	44,51
CAPÍTULO 2: Tablero	3.164.152,74	€	43,38
CAPÍTULO 3: Atirantamiento	579.297,47	€	7,94
CAPÍTULO 4: Equipamientos y acabados	303.358,37	€	4,16
TOTAL PROYECTO	7.293.493,54	€	100,00

Para poder realizar análisis comparativo con otro proyecto similares, se ha obtenido la relación del coste de cada capítulo por metro cuadrado útil de pasarela.

Capítulos	Coste por m2	
CAPÍTULO 1: Torres	1815,82	€/m2
CAPÍTULO 2: Tablero	1769,66	€/m2
CAPÍTULO 3: Atirantamiento	323,99	€/m2
CAPÍTULO 4: Equipamientos y acabados	169,66	€/m2
TOTAL	4079,14	€/m2

Finalmente se adjunta el presupuesto estimado de la parte estructural de la pasarela ciclopeatonal objeto de este proyecto.

Presupuesto de ejecución material (P.E.M.)	7.293.493,54	€
13% de gastos generales	948.154,16	€
6% de beneficio industrial	437.609,61	€
Suma (P.E.M.+GG+BI)	8.679.257,32	€
21% IVA	1.822.644,04	€
Presupuesto base de licitación	10.501.901,35	€

El presupuesto base de licitación de la parte estructural del proyecto asciende a DIEZ MILLONES QUINIENTOS UN MIL NOVECIENTOS UNO EUROS CON TREINTA Y CINCO CÉNTIMOS.



Documento nº2:
Planos



Índice del Documento nº2: Planos

- 1.1 Situación de la pasarela ciclopeatonal
- 2.1 Emplazamiento de la pasarela ciclopeatonal
- 3.1 Topografía y estado actual del entorno de la pasarela
- 4.1 Planta general de la pasarela
- 4.2 Alzado desarrollado de la pasarela y vistas 3D
- 5.1 Secciones transversales tipo
- 6.1 Definición estructural general de la pasarela
- 7.1 Definición general de las torres
- 7.2 Definición estructural de las torres
- 8.1 Definición general del tablero
- 8.2 Definición estructural del tablero
- 9.1 Equipamientos del tablero
- 10.1 Atirantamiento de la pasarela
- 11.1 Infografía parte estructural
- 11.2 Infografía proyecto completo

España (Comunidad Valenciana)

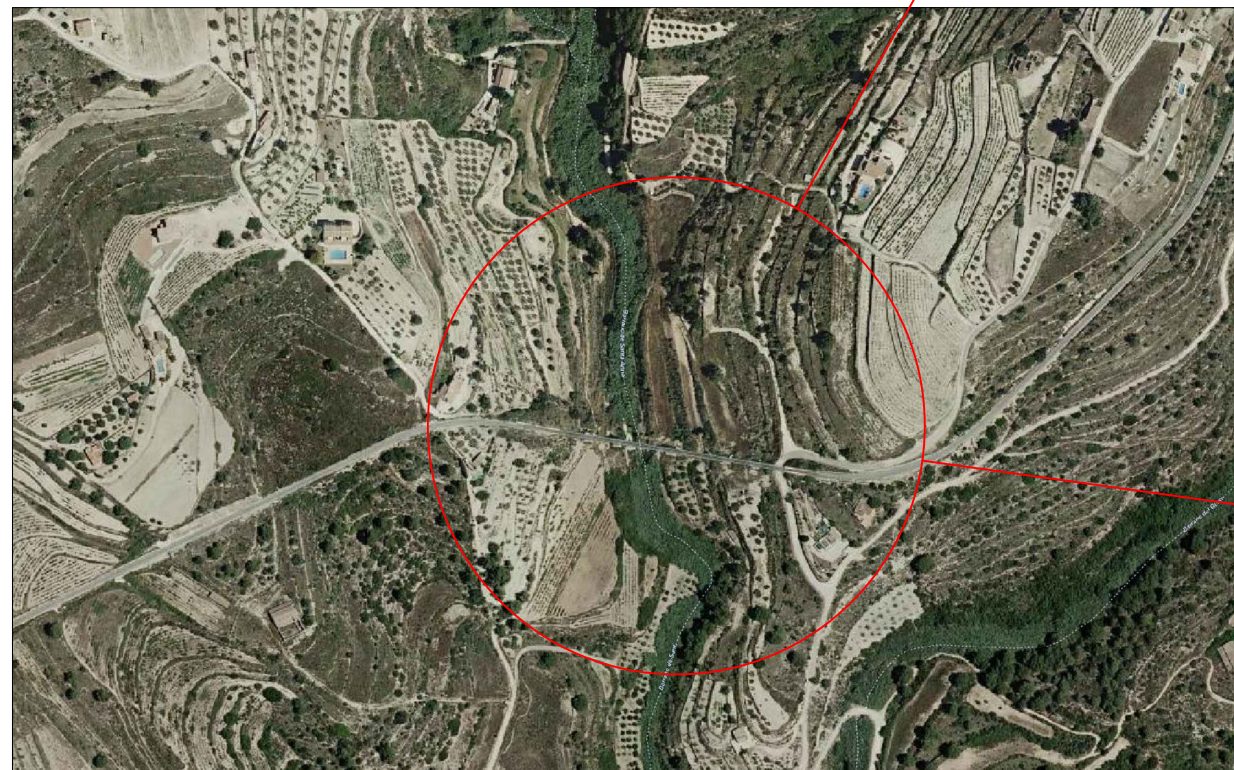


Alicante

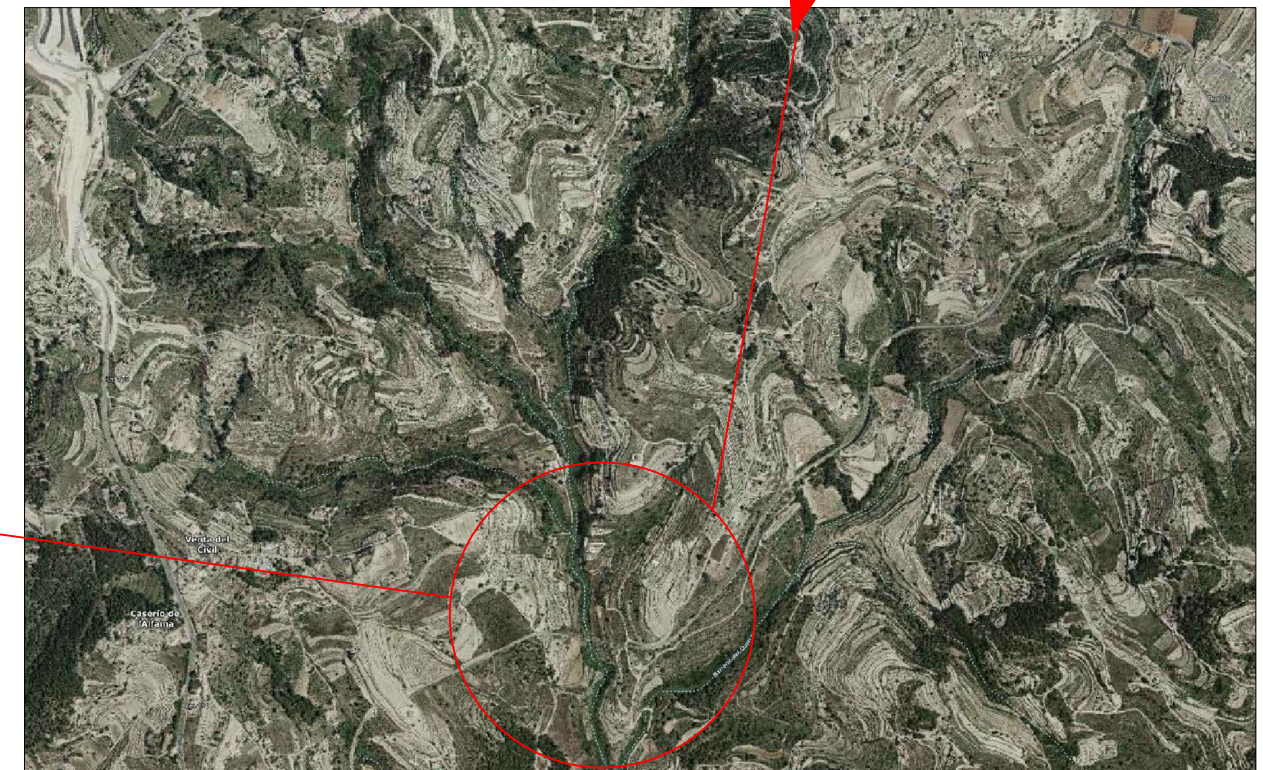


Barranco de Santa Ana

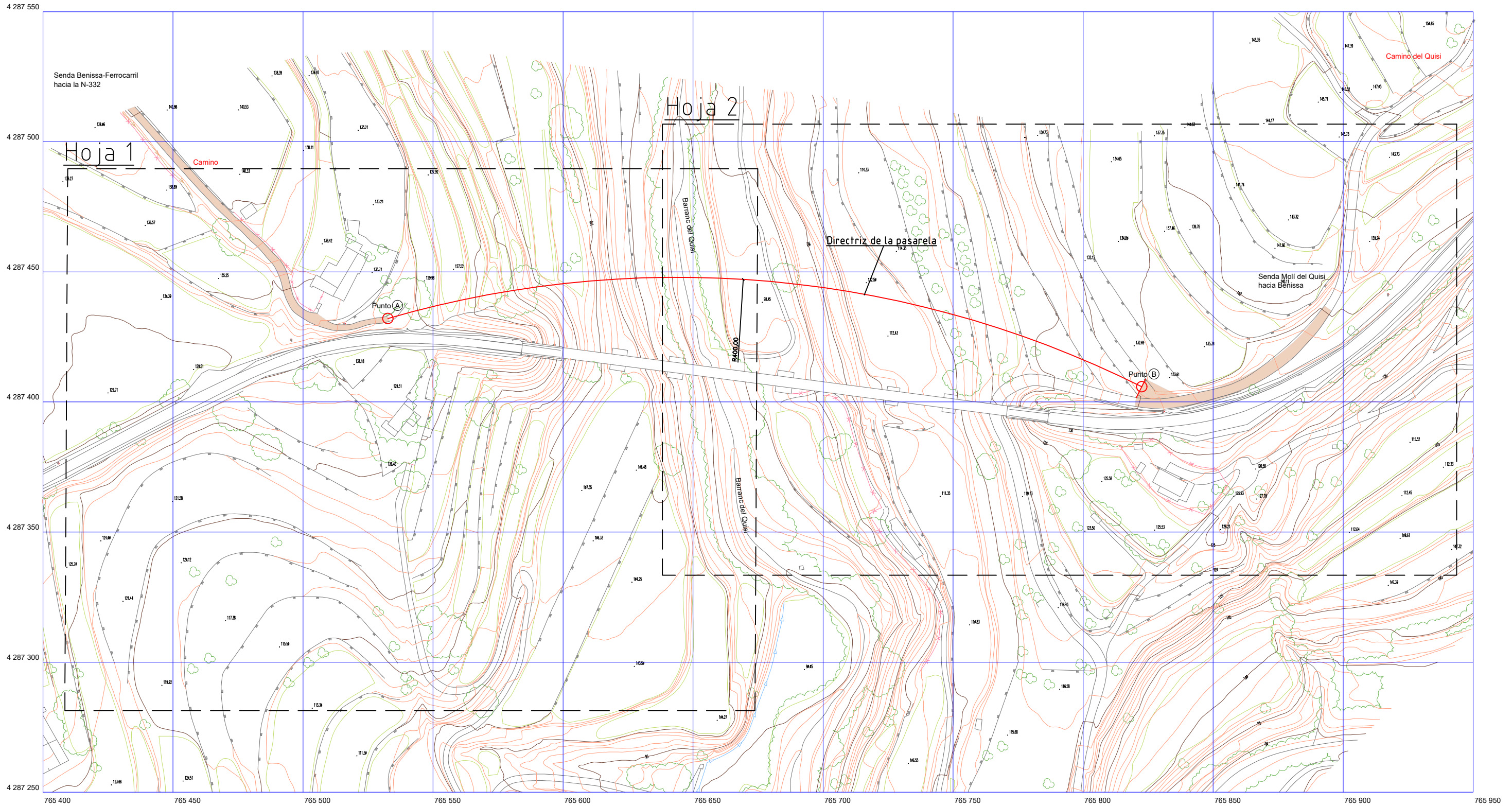
Área de implantación de la pasarela



Benissa







Punto (A), estribo oeste: (765 532.633 ; 4 287 432.088 ; 130.000)
Punto (B), estribo este: (765 822.550 ; 4 287 405.867 ; 130.000)



AUTOR:
ANDRÉS HIBERNÓN LLUCH ANTÓN

FIRMA:

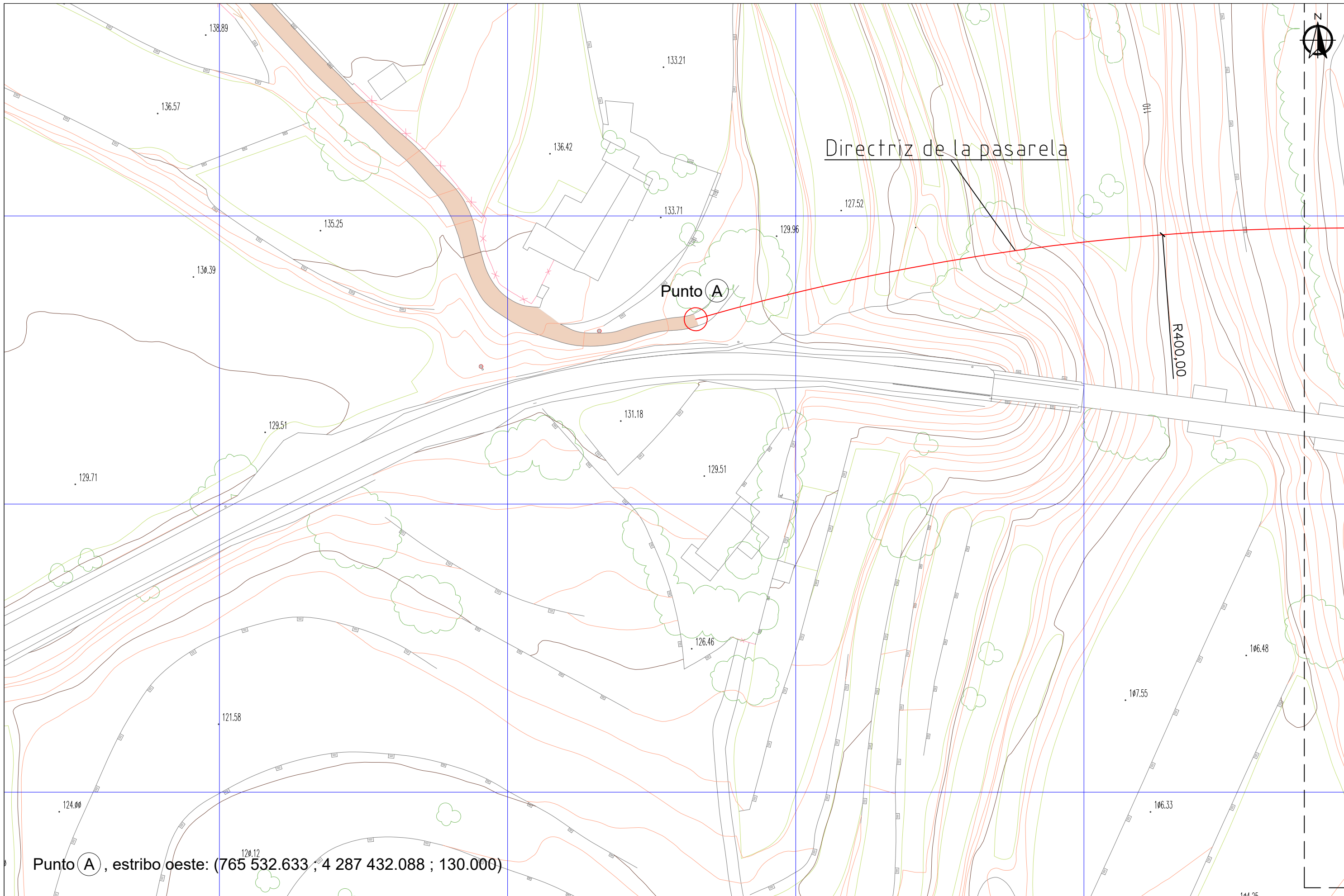
DATUM:
SISTEMA DE REFERENCIA ETRS 89
COORDENADAS UTM
HUSO 30

ESCALA:
1/1500
FECHA:
JULIO-2023

TÍTULO DEL PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PASARELA CICLOPEATONAL
EN EL BARRANCO DE SANTA ANA , T.M. DE BENISSA (ALICANTE)

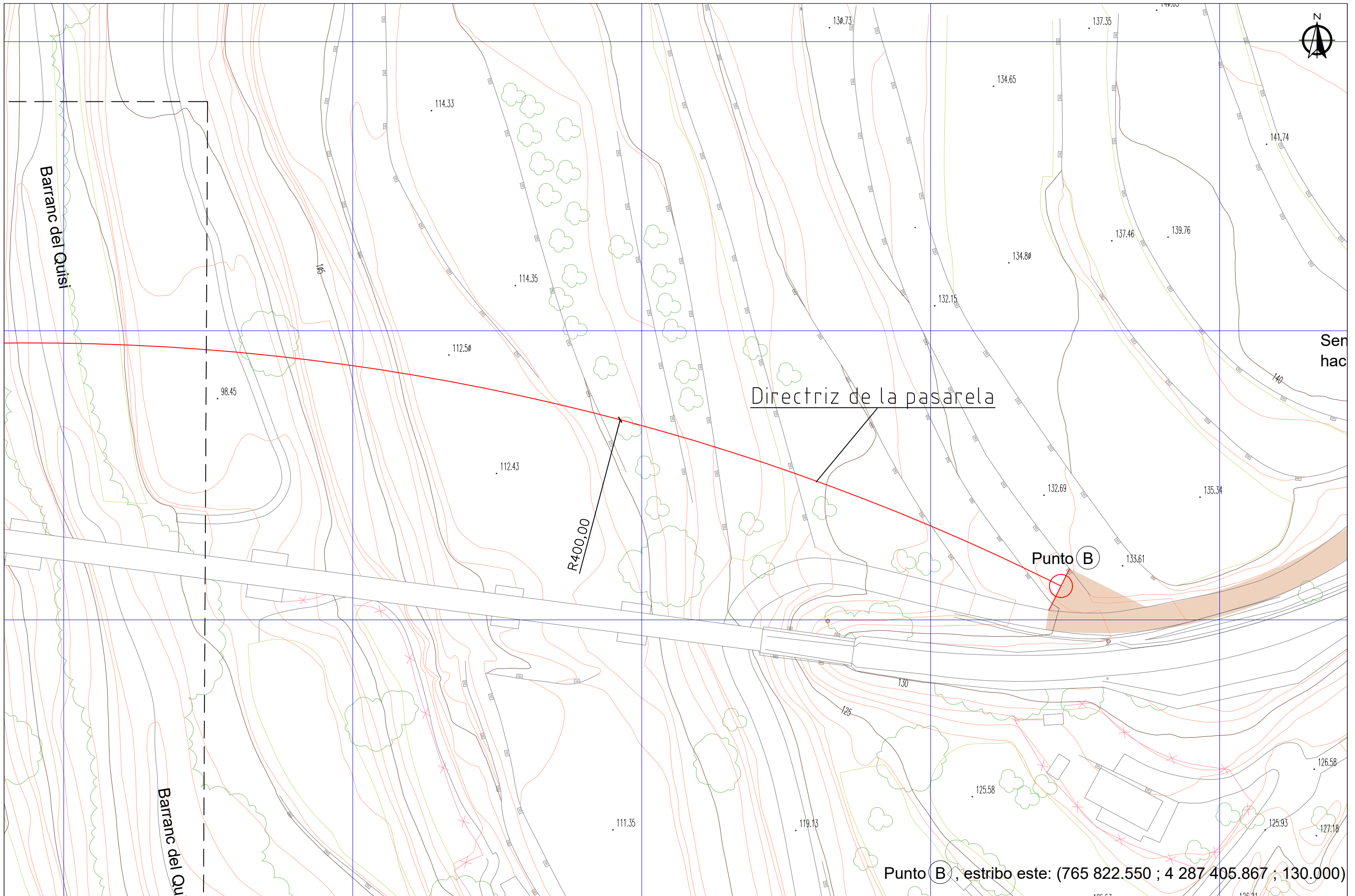
DESIGNACIÓN DEL PLANO:
TOPOGRAFÍA Y ESTADO ACTUAL DEL
ENTORNO DE LA PASARELA

NÚMERO:
3.1
PLANO 1 DE 1



Punto A, estribo oeste: (765 532.633 ; 4 287 432.088 ; 130.000)





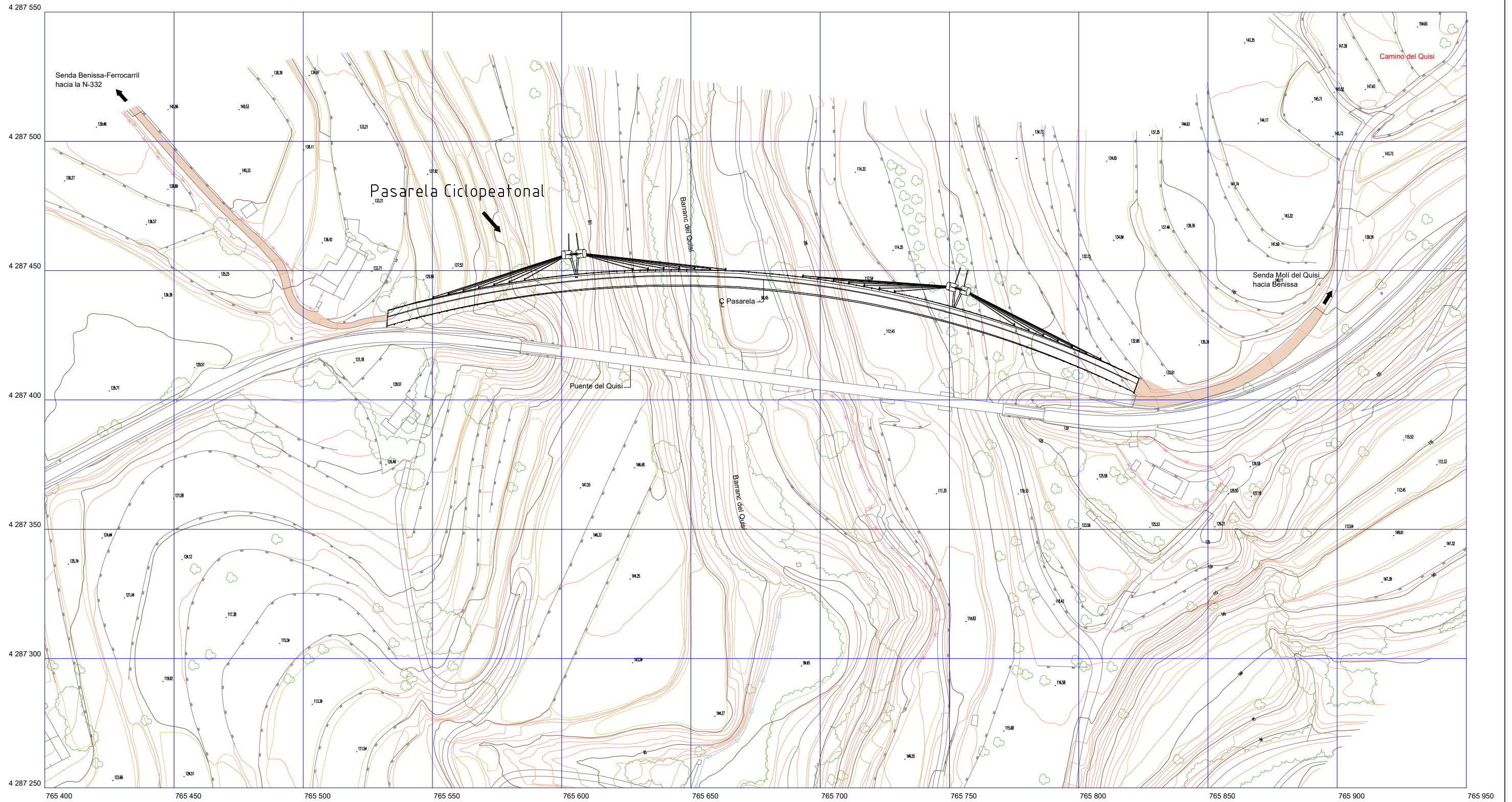
Directriz de la pasarela

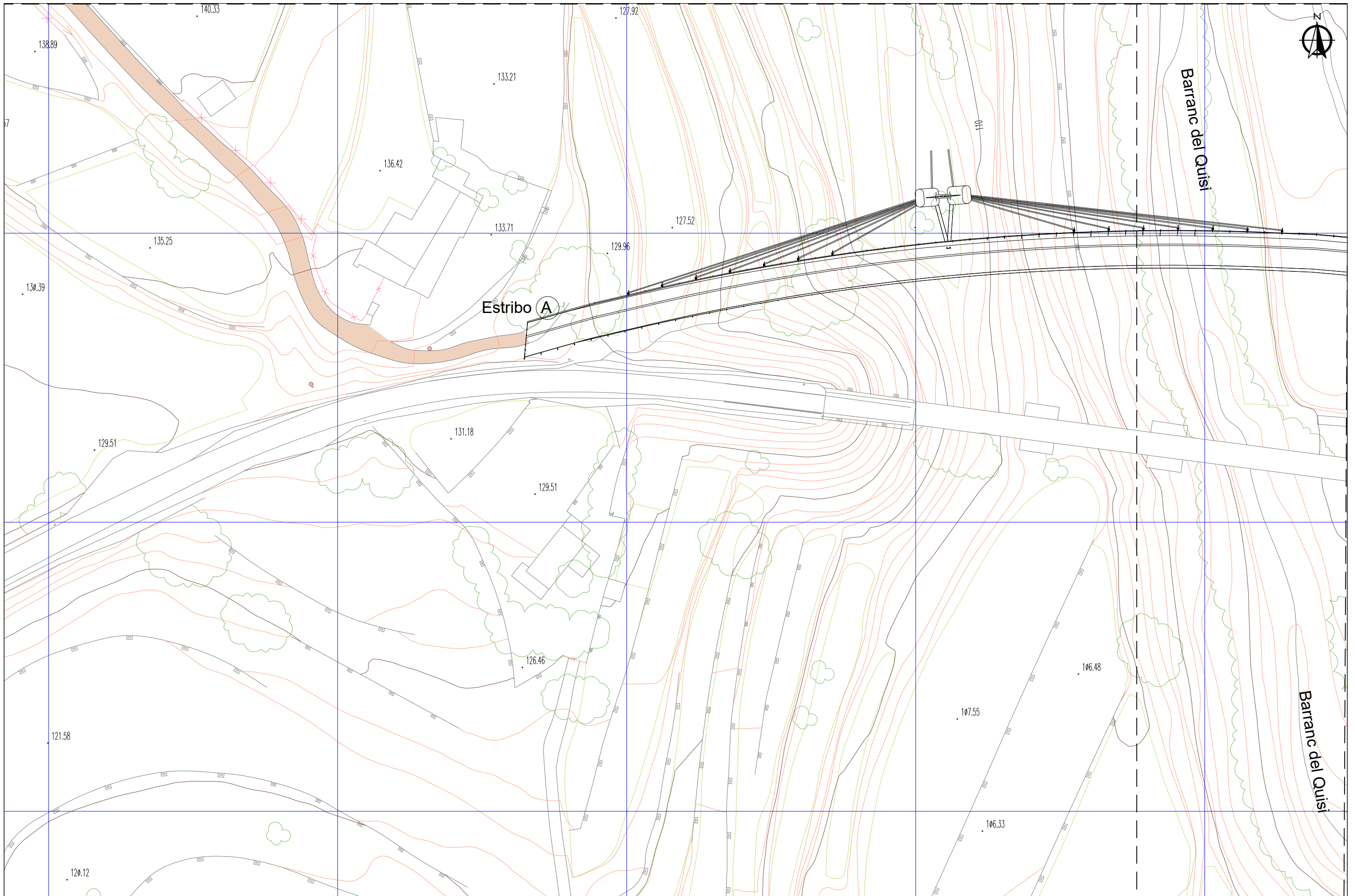
Punto B

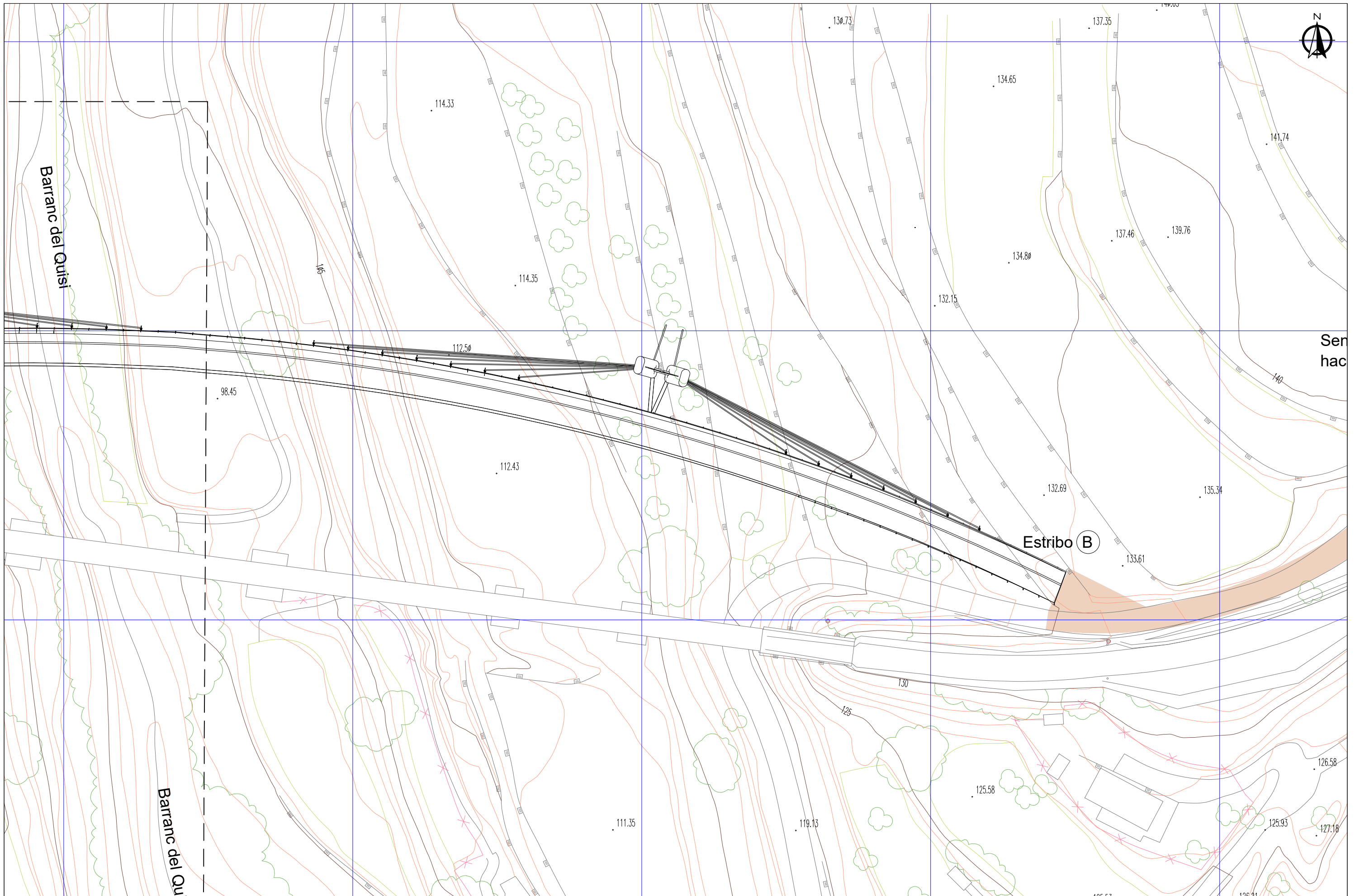
Punto B, estribo este: (765 822.550 ; 4 287 405.867 ; 130.000)

R400,00

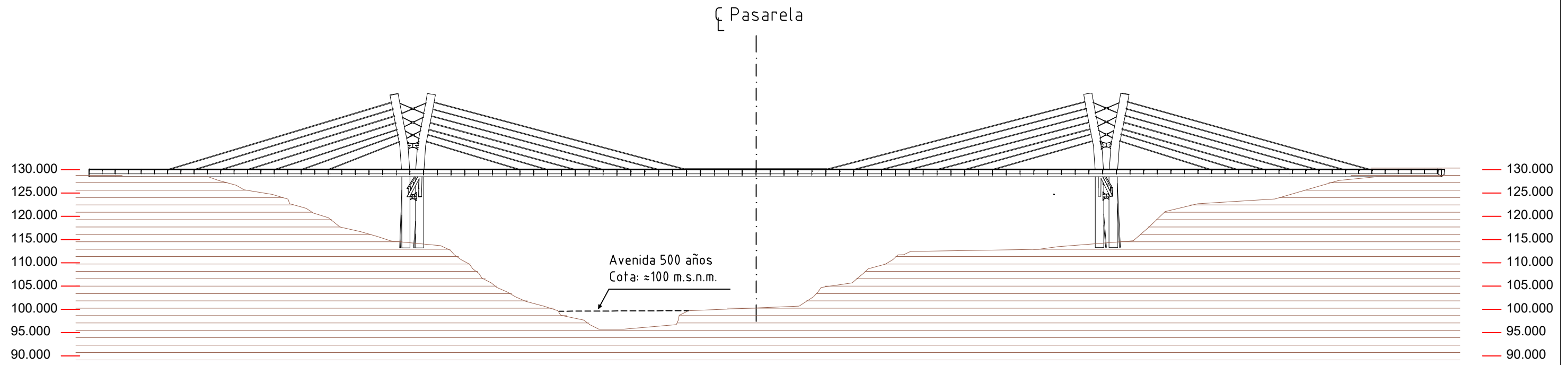






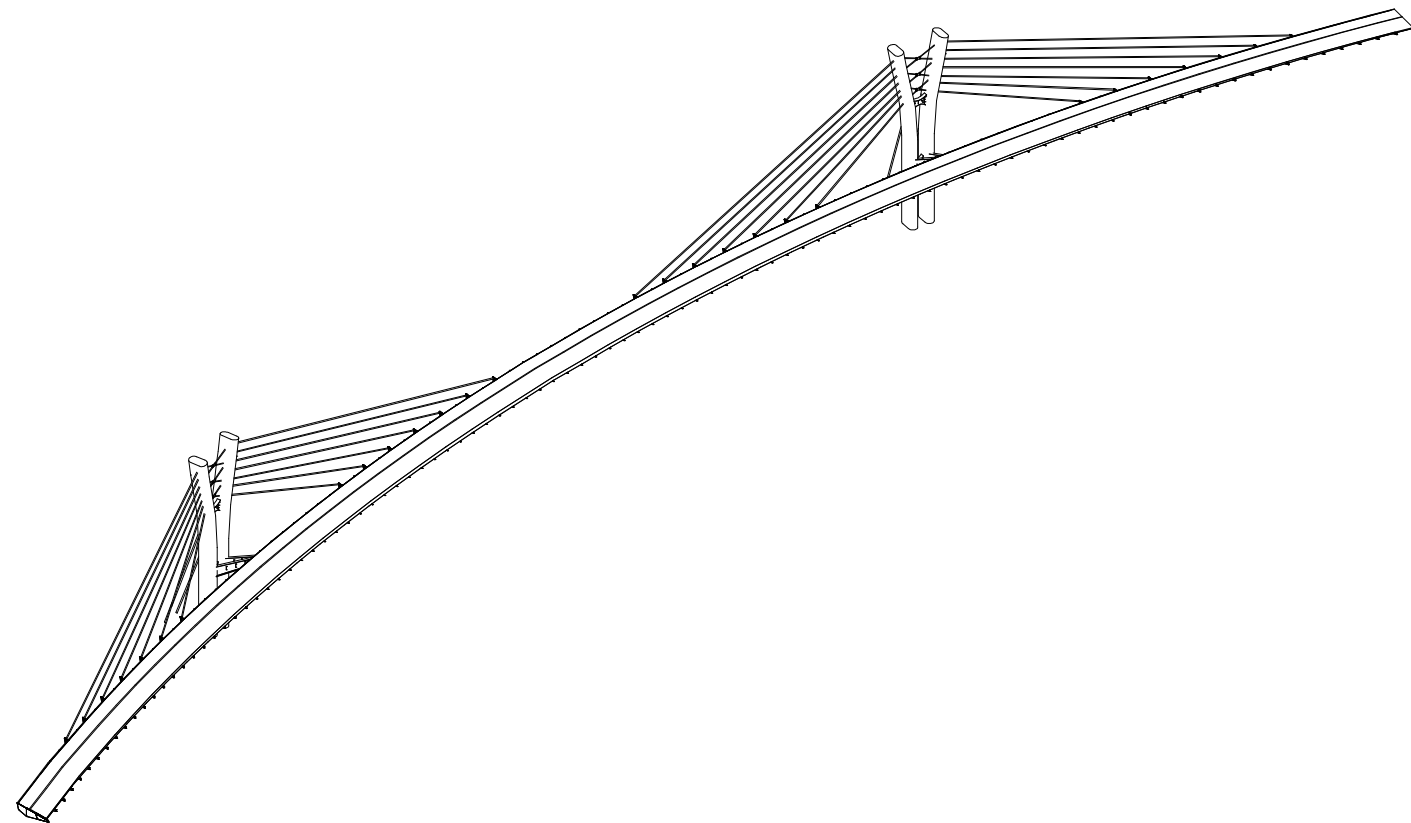


Alzado desarrollado de la pasarela con perfil y cotas del terreno



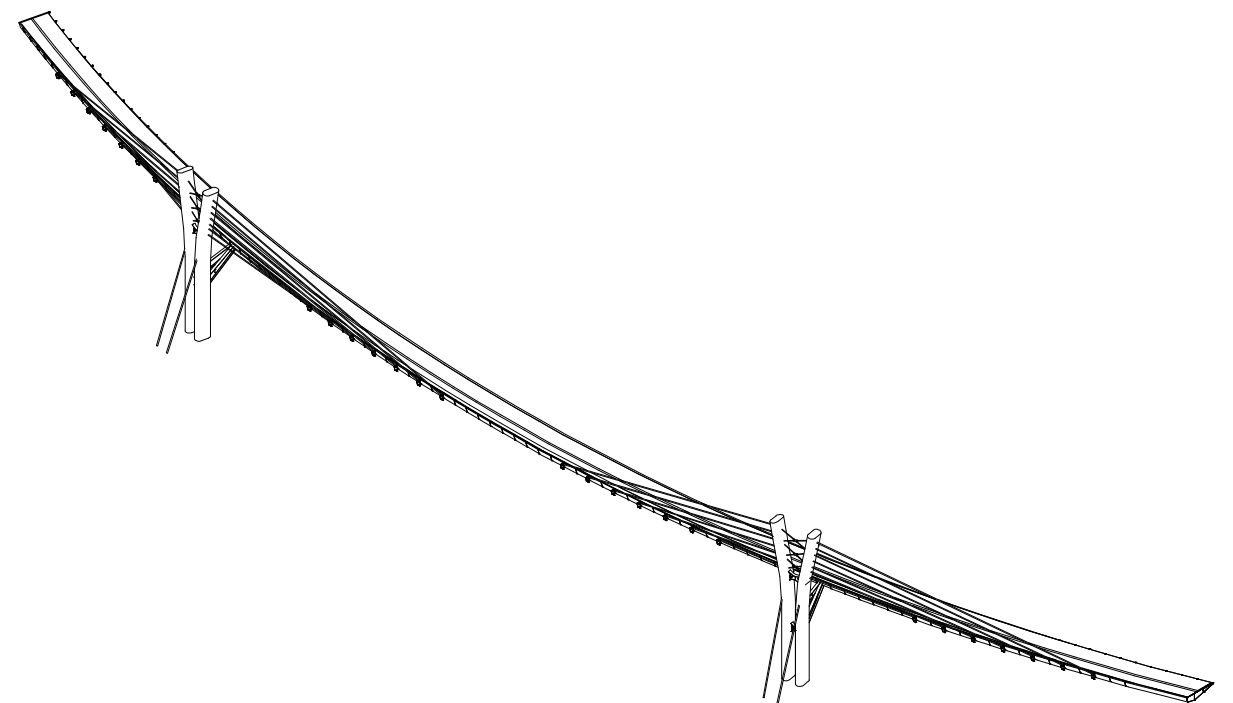
Escala 1/750

Vista 3D Suroeste de la pasarela



Escala 1/1500

Vista 3D Noroeste de la pasarela



Escala 1/1500

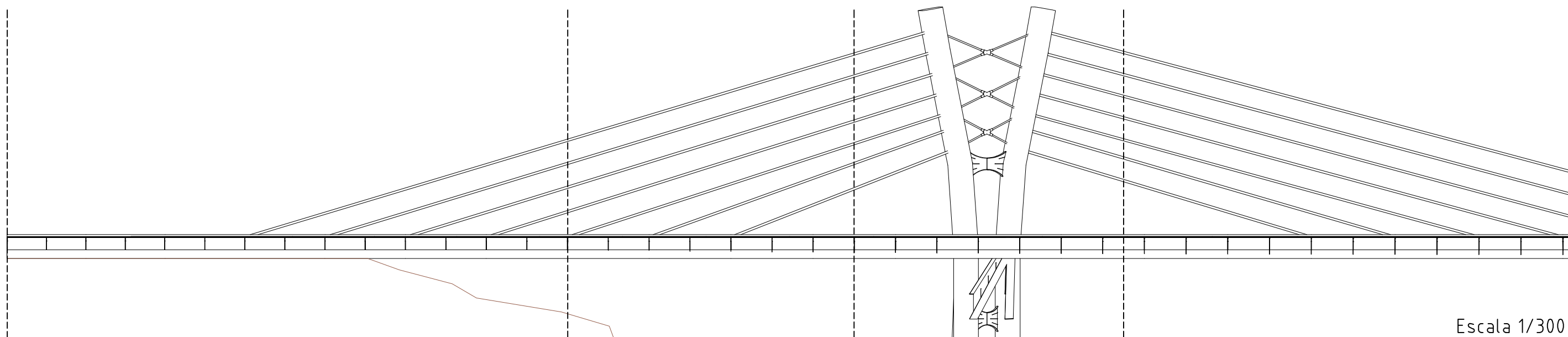
Alzado desarrollado de la pasarela (tramo Torre 1)

Sección tipo "D"

Sección tipo "A"

Sección tipo "B"

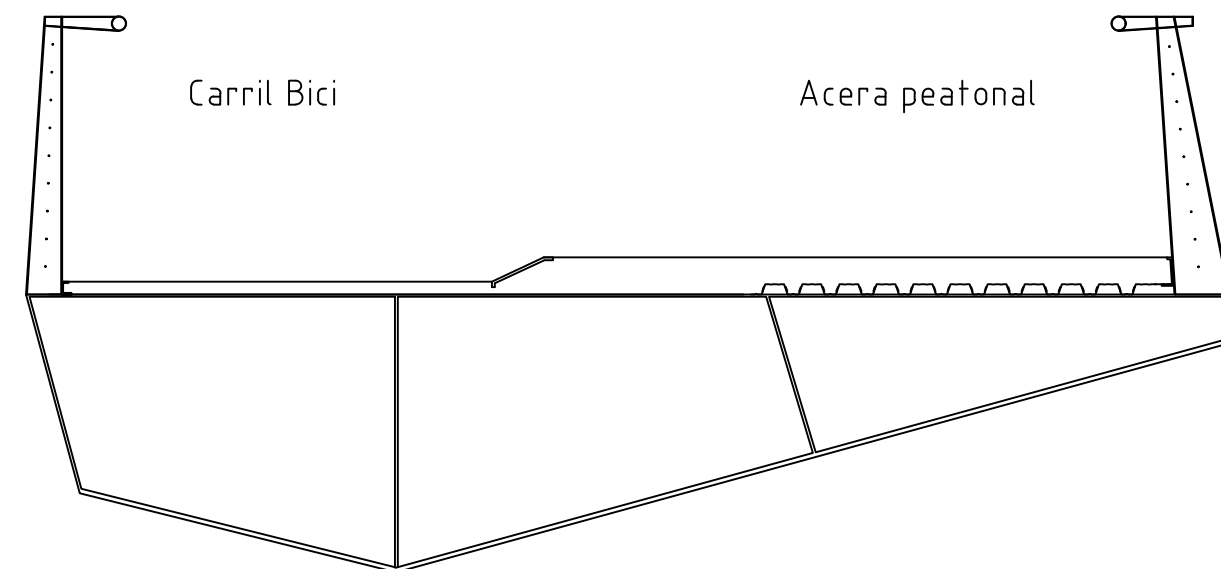
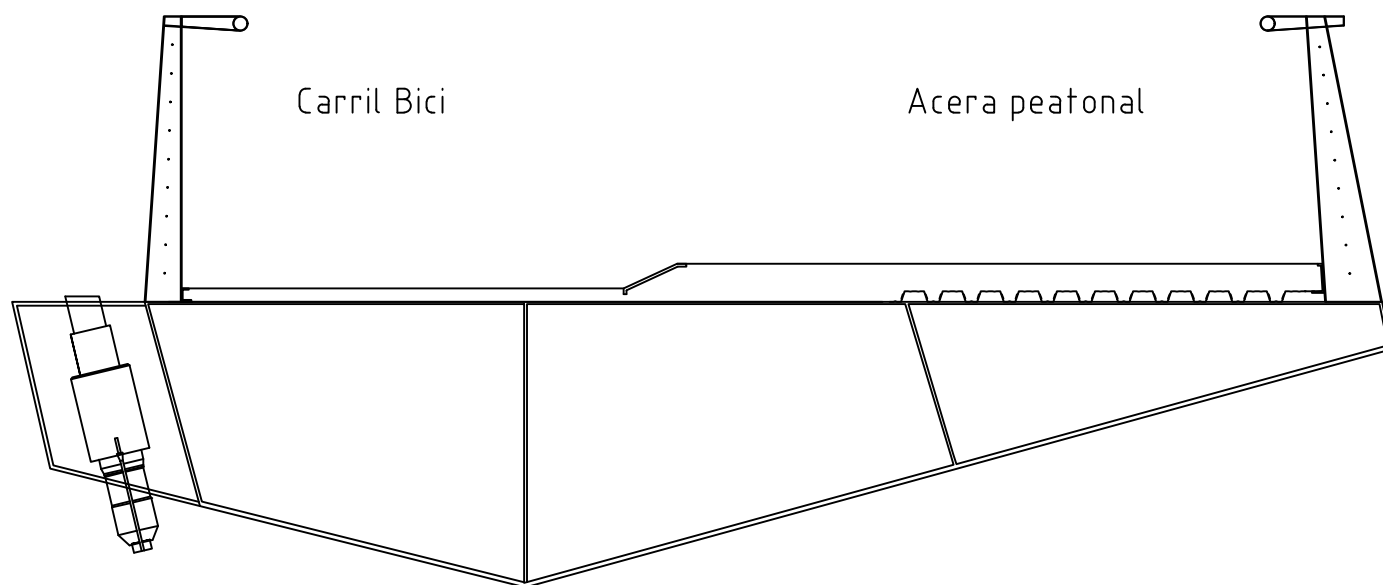
Sección tipo "C"



Escala 1/300

Sección tipo "A" (Cajón con cuchillo lateral, diafragma, barandillas y anclaje de tirante)

Sección tipo "B" (Cajón con cuchillo lateral, diafragma, barandillas)



Escala 1/40

Escala 1/40



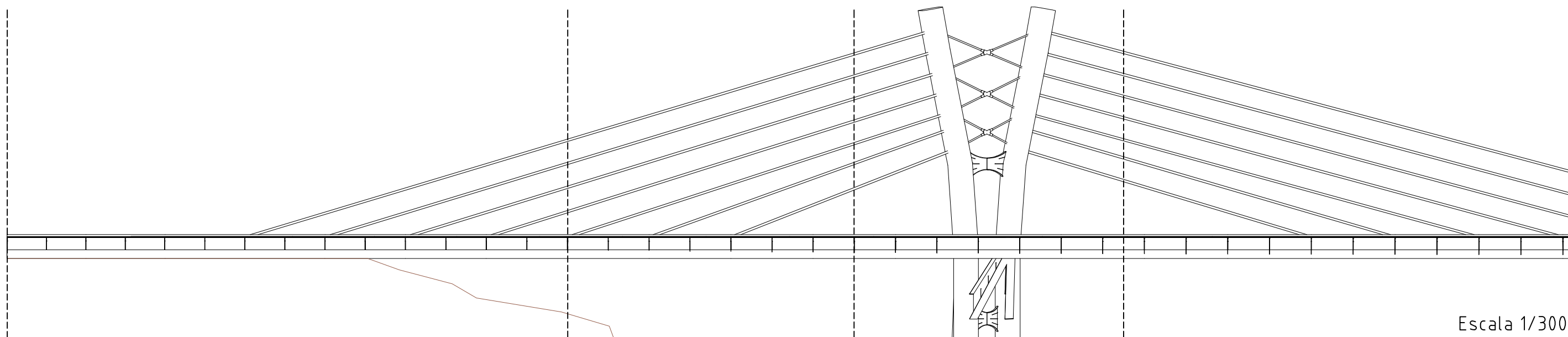
Alzado desarrollado de la pasarela (tramo Torre 1)

Sección tipo "D"

Sección tipo "A"

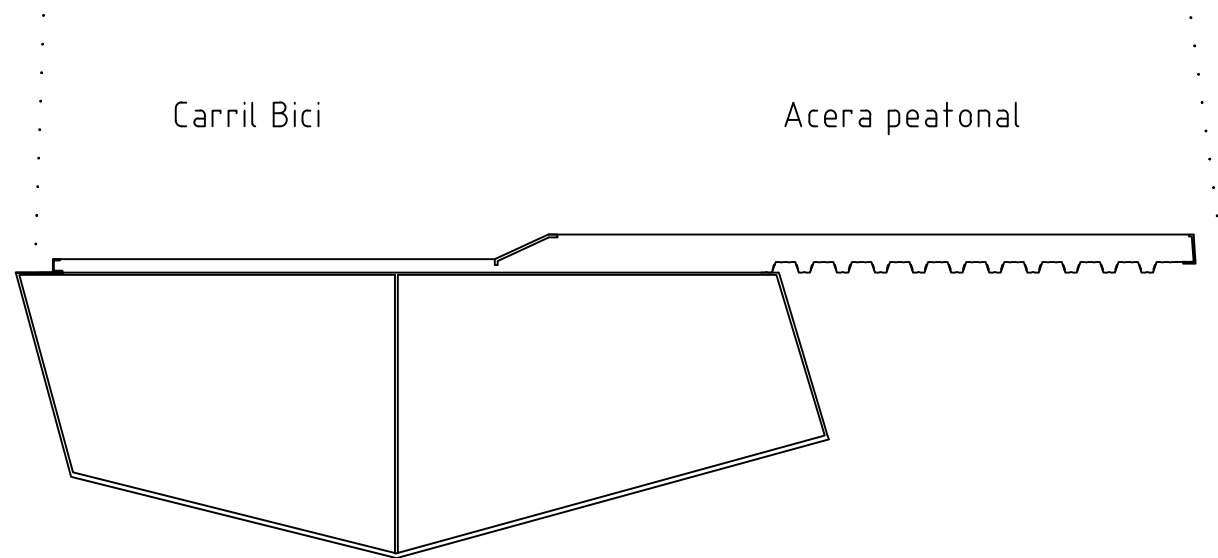
Sección tipo "B"

Sección tipo "C"



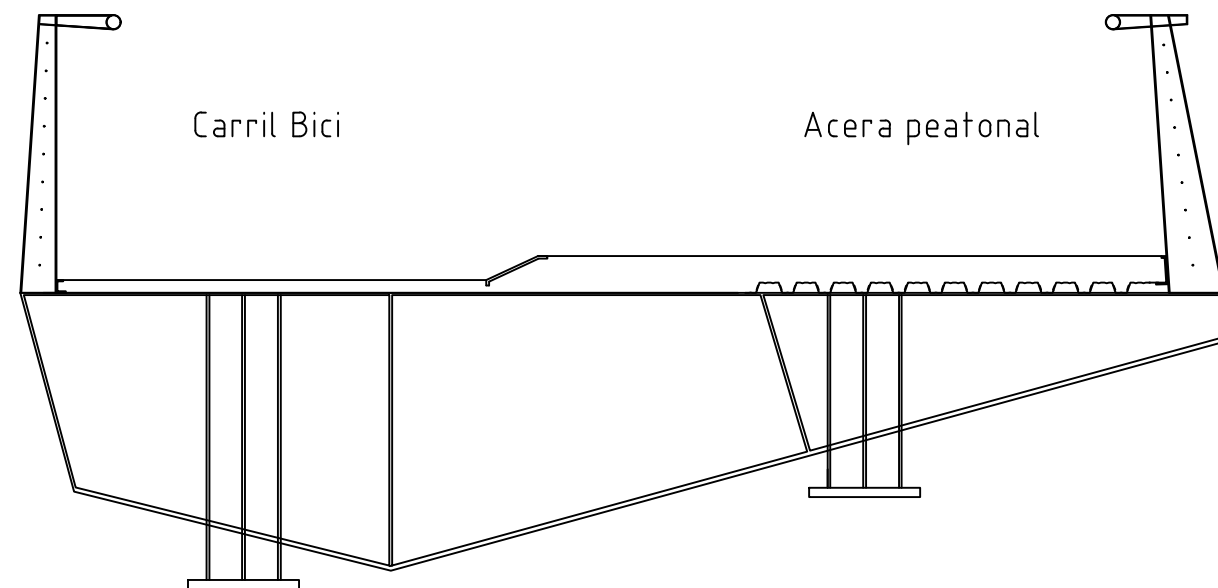
Escala 1/300

Sección tipo "C" (Cajón con losa de hormigón)



Escala 1/40

Sección tipo "D" en estribo



Escala 1/40



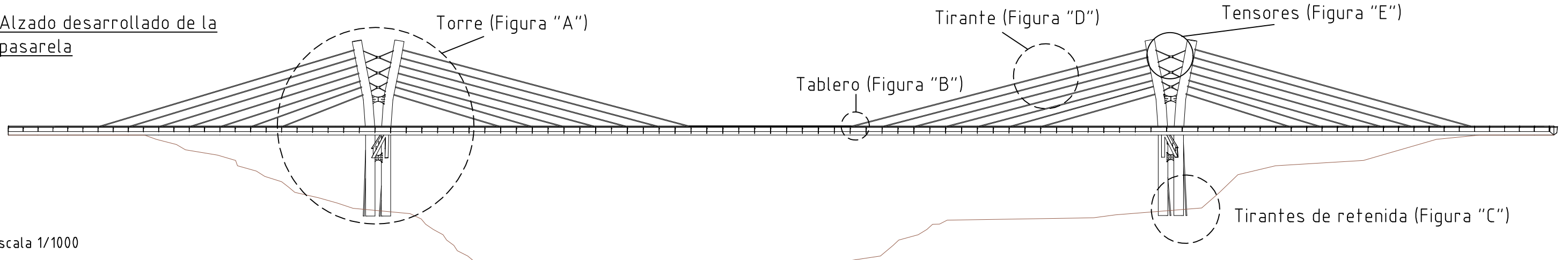
Vista 3D Noroste de la pasarela en servicio

Sección tipo "A":
Sección con anclaje de tirantes, diafragmas y cuchillo lateral

Sección tipo "C":
Sección constante del tablero únicamente con cajón

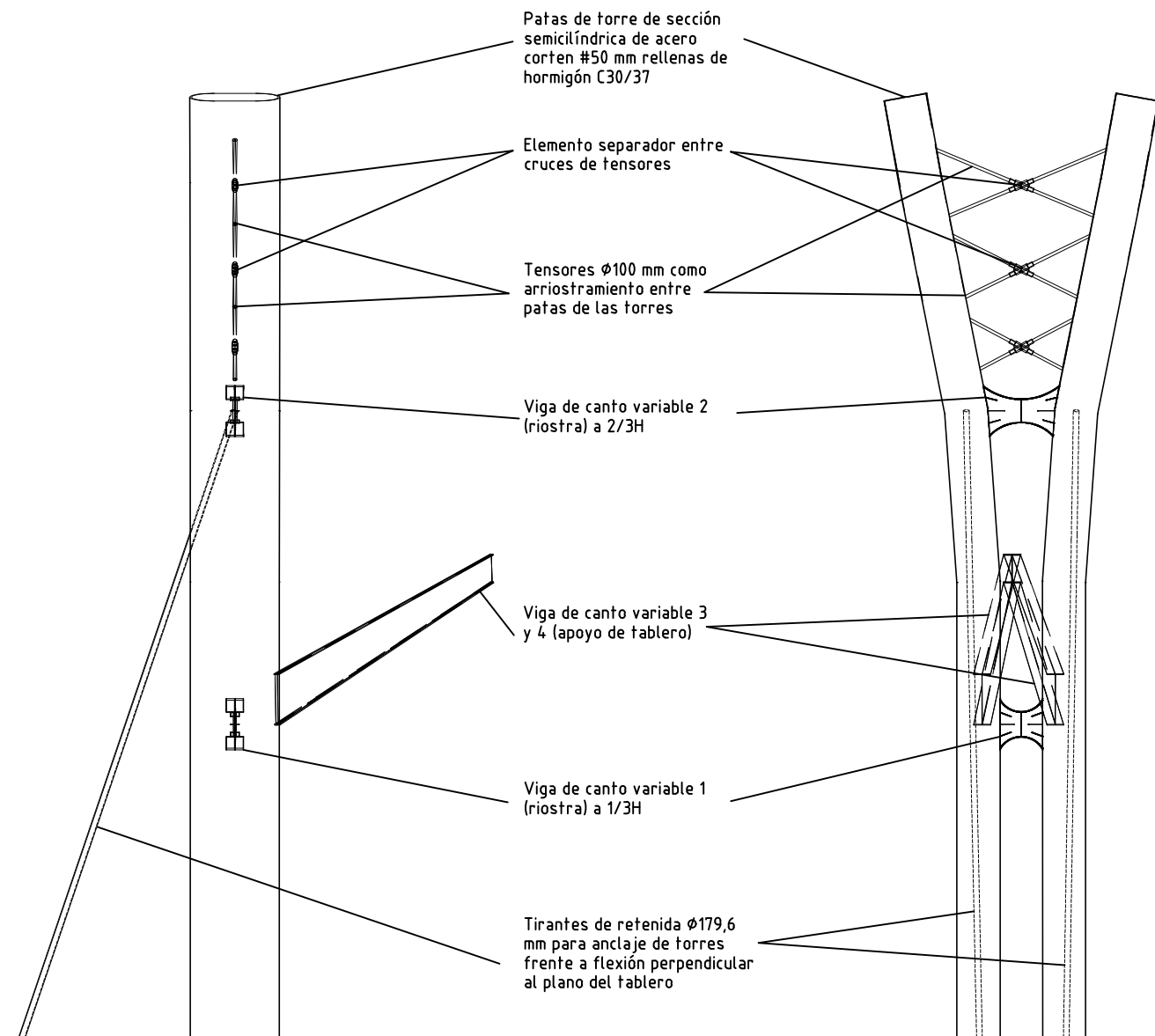
Sección tipo "B":
Sección con diafragmas y cuchillo lateral

Alzado desarrollado de la pasarela

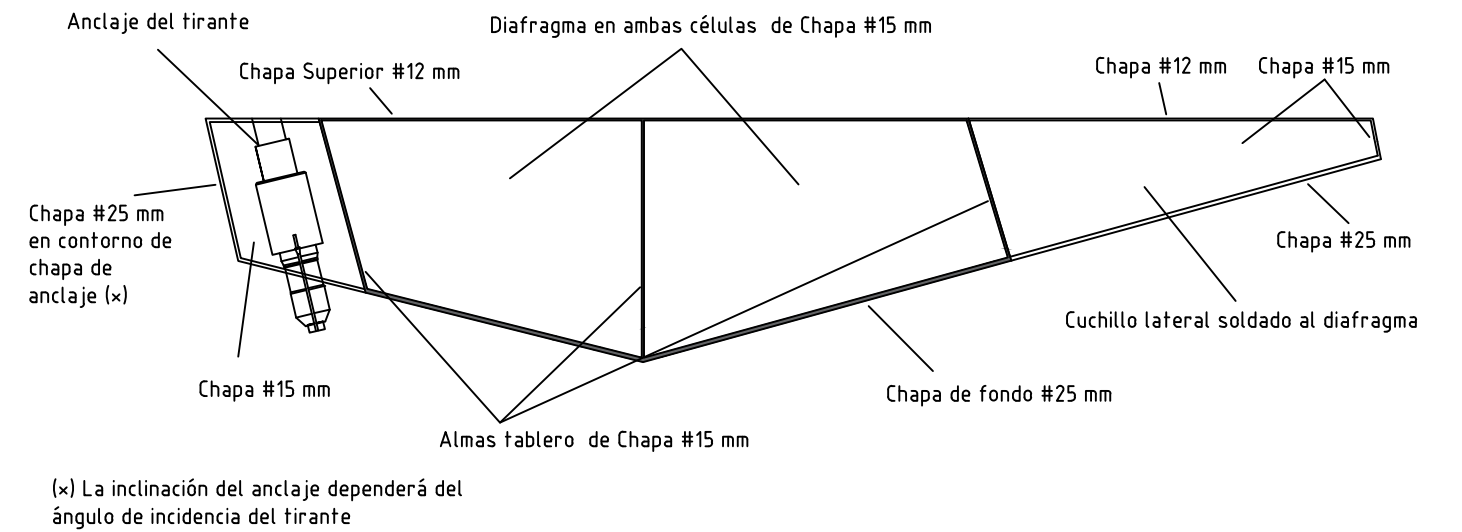


Escala 1/1000

Definición General estructural de las torres (Figura "A")



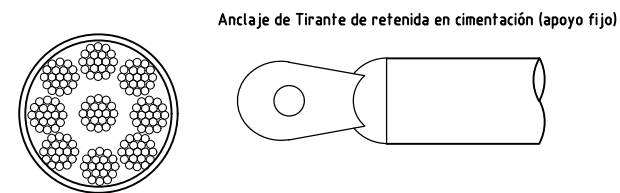
Definición General estructural de sección tipo del tablero (Figura "B")



Definición General estructural de tirantes, tirantes de retenida y tensores

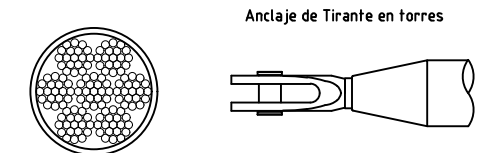
-Tirante de retenida (Figura "C")

Tirante de retenida 9x19 (169 torones 2") $\phi 179,6$ mm



-Tirante (Figura "D")

Cable de Tirante 7x19 (109 torones 2") $\phi 144,2$ mm

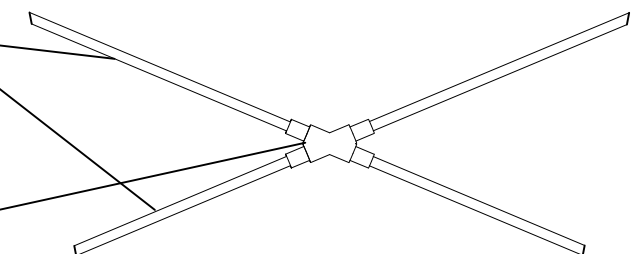


-Tensores (Figura "E")

Tensores formados por barras de acero S-460 $\phi 100$ mm

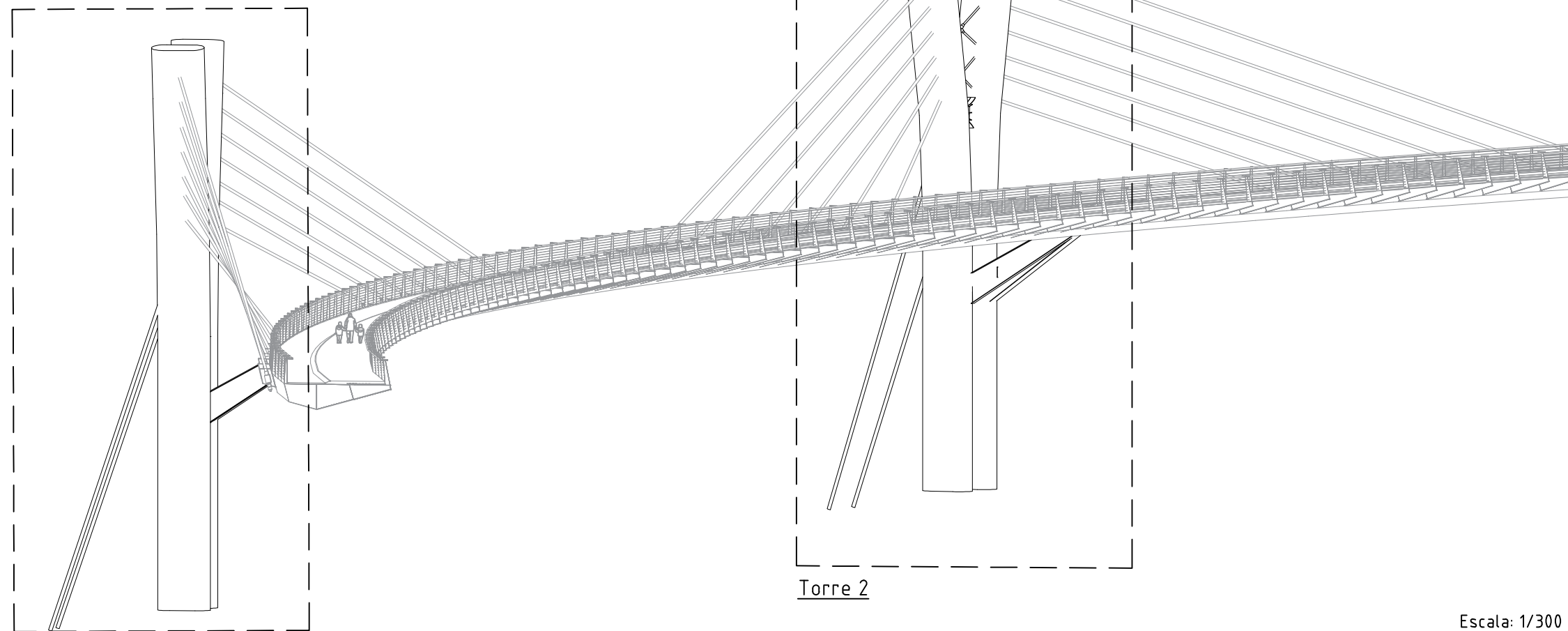
Sirven de arriostamiento de las ménsulas de las torres mediante cruces de San Andrés

Manguito como resguardo del tensor y separación de intersección entre péndolas



Vista 3D de la pasarela en servicio

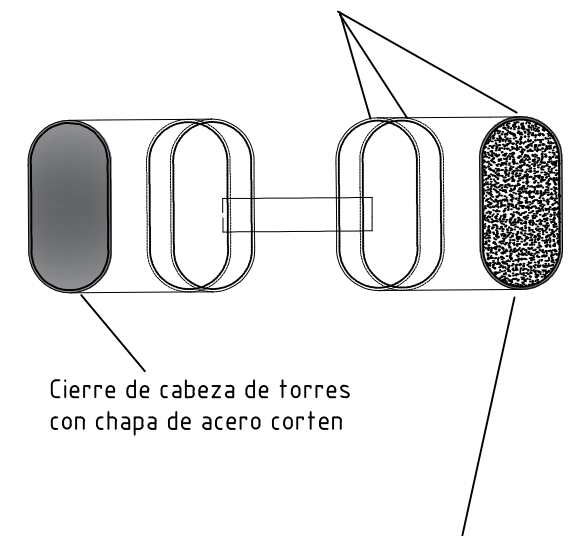
Torre 1



Torre 2

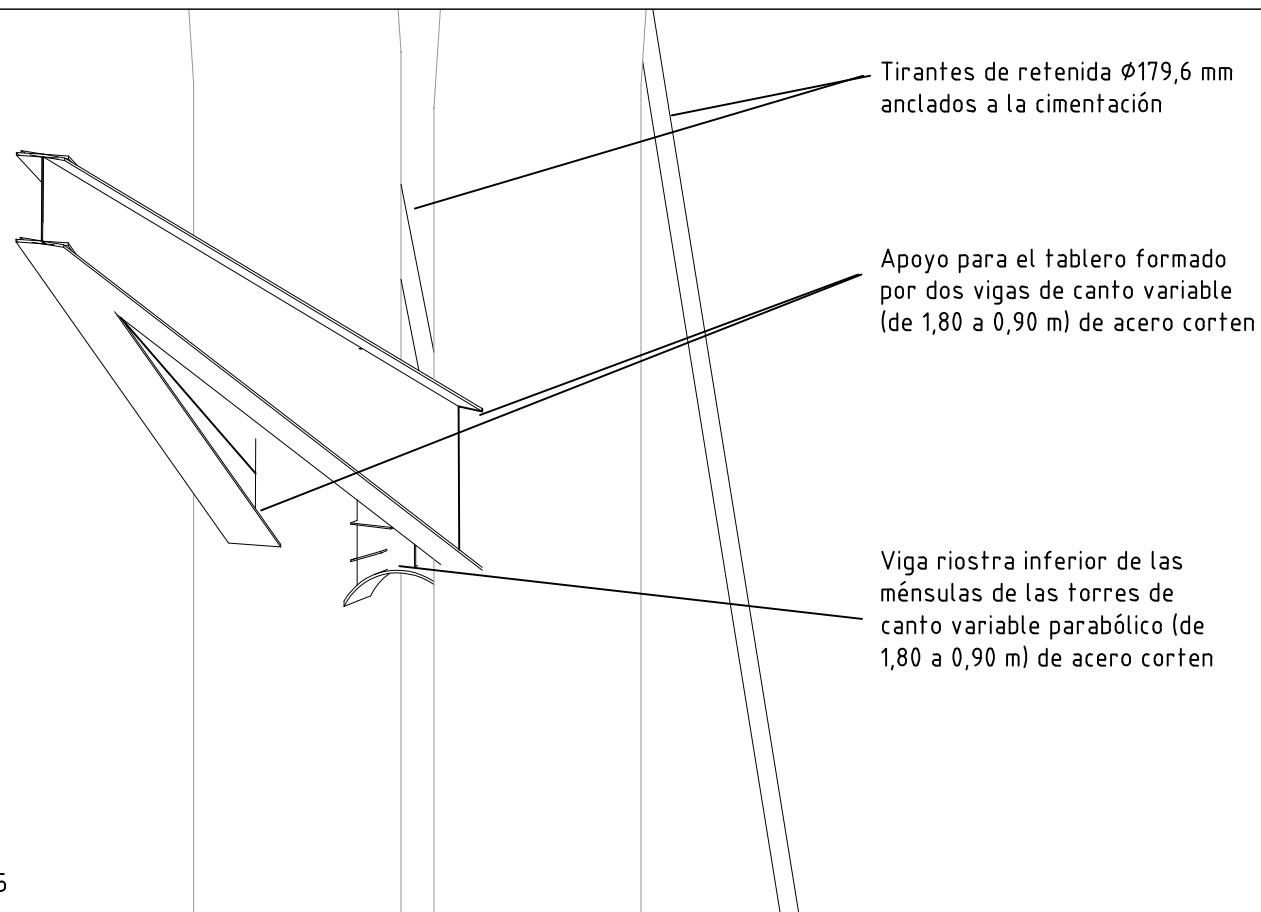
Escala: 1/300

3 tramos de inclinación de las torres



Cierre de cabeza de torres con chapa de acero corten

Ménsulas de las torres con chapa de acero corten perimetral de #50 mm con relleno de hormigón C30/37 para aumentar estabilidad de las ménsulas frente a flexión



Tirantes de retenida $\phi 179,6$ mm anclados a la cimentación

Apoyo para el tablero formado por dos vigas de canto variable (de 1,80 a 0,90 m) de acero corten

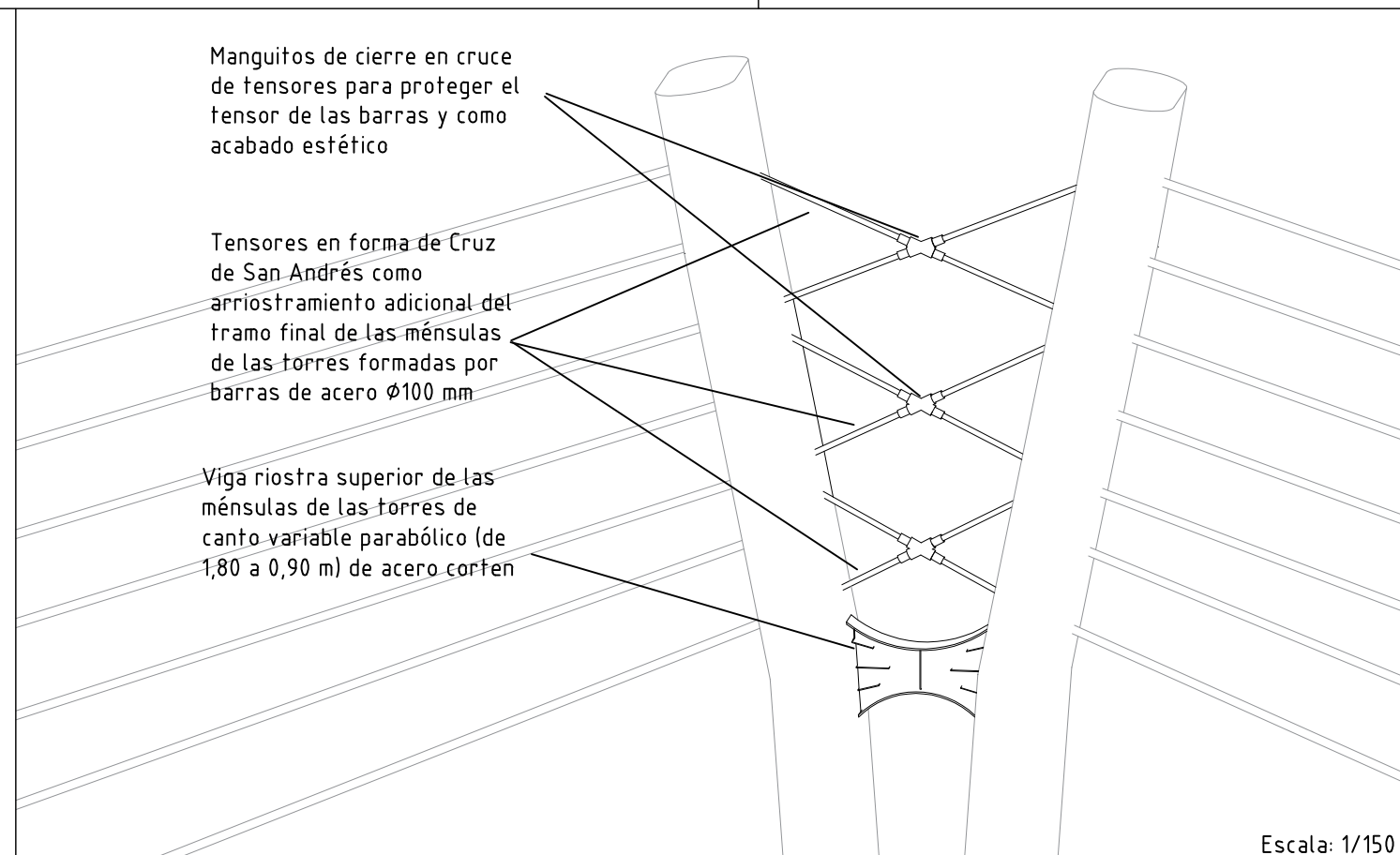
Viga riostra inferior de las ménsulas de las torres de canto variable parabólico (de 1,80 a 0,90 m) de acero corten

Escala: 1/75

Manguitos de cierre en cruce de tensores para proteger el tensor de las barras y como acabado estético

Tensores en forma de Cruz de San Andrés como arriostramiento adicional del tramo final de las ménsulas de las torres formadas por barras de acero $\phi 100$ mm

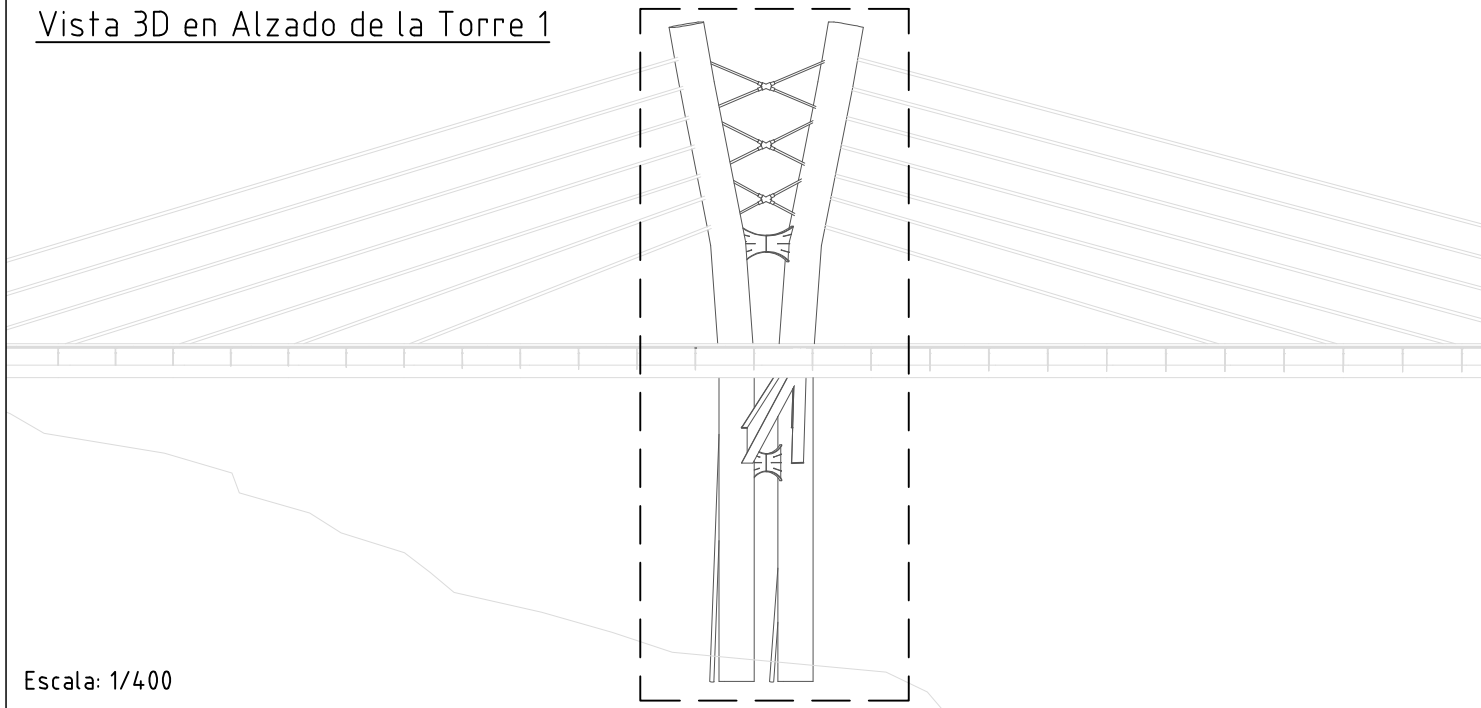
Viga riostra superior de las ménsulas de las torres de canto variable parabólico (de 1,80 a 0,90 m) de acero corten



Escala: 1/150

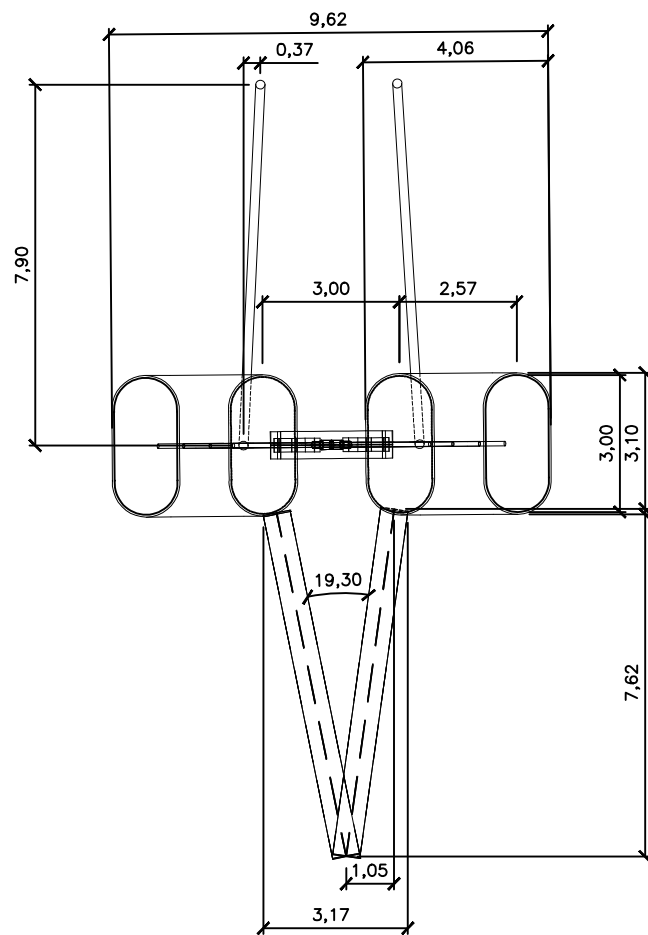


Vista 3D en Alzado de la Torre 1



Escala: 1/400

-Vista en Planta de la Torre 1



Escala: 1/150

Cotas en metros

Escala: 1/500

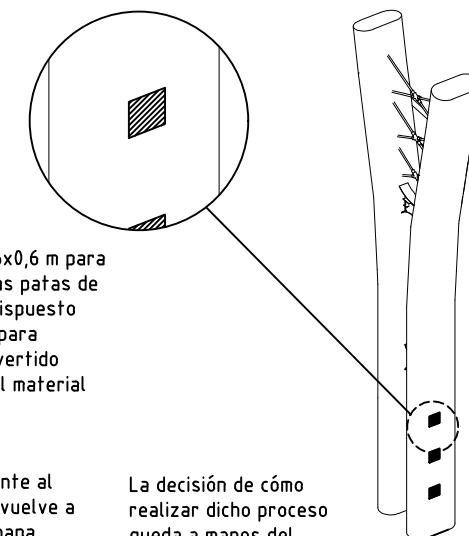
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
TORRES	acero estructural	S-355	$f_{pk} = 355 \text{ N/mm}^2$	intenso	$\gamma_s = 1.15$
CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO				$\gamma_c = 1.35$	$\gamma_s = 1.50$

NOTAS

La geometría de la Torre 1 corresponde con la de la Torre 2

Detalle R: Ejecución del relleno de hormigón de las torres (o similar)



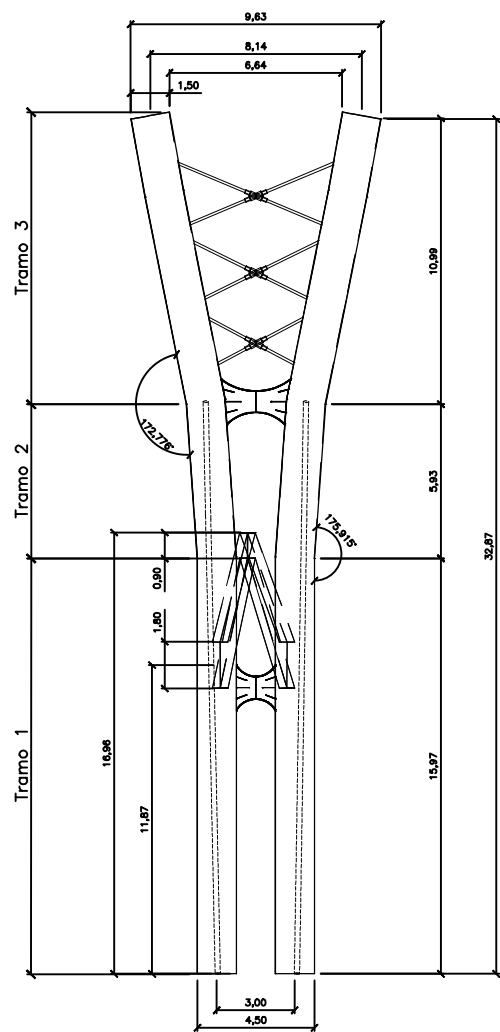
Hueco de 0,6x0,6 m para relleno de las pafas de las torres dispuesto cada 1,80 m para realizar un vertido adecuado del material

Posteriormente al proceso, se vuelve a colocar la chapa extraída y se suelda

La decisión de cómo realizar dicho proceso queda a manos del contratista

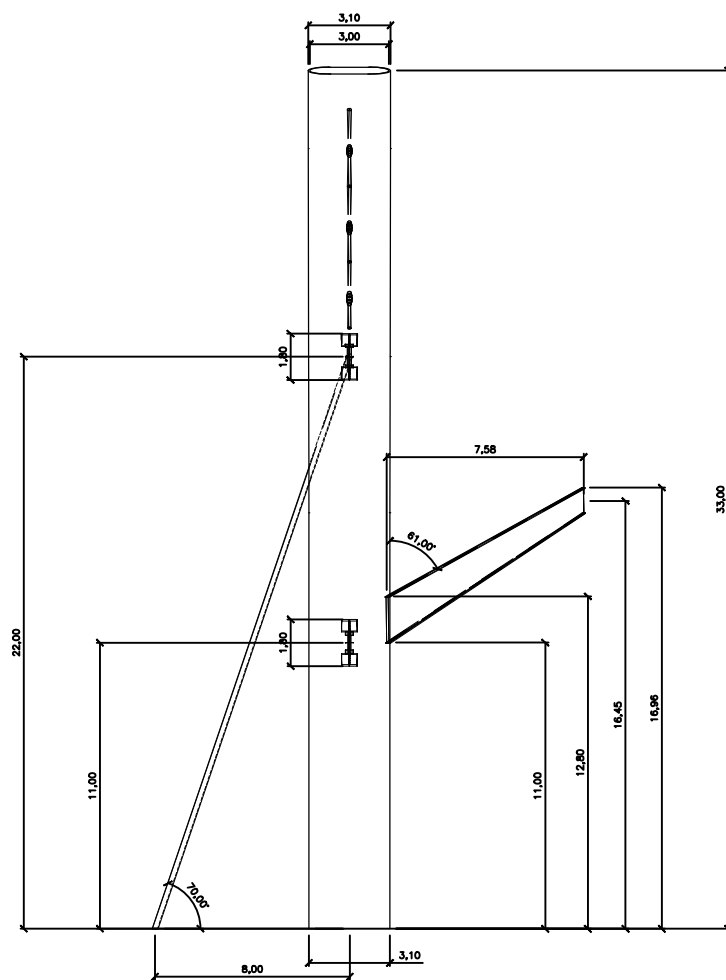
Dimensiones generales de las torres

-Vista Frontal de la Torre 1



Escala: 1/300

-Vista Lateral de la Torre 1

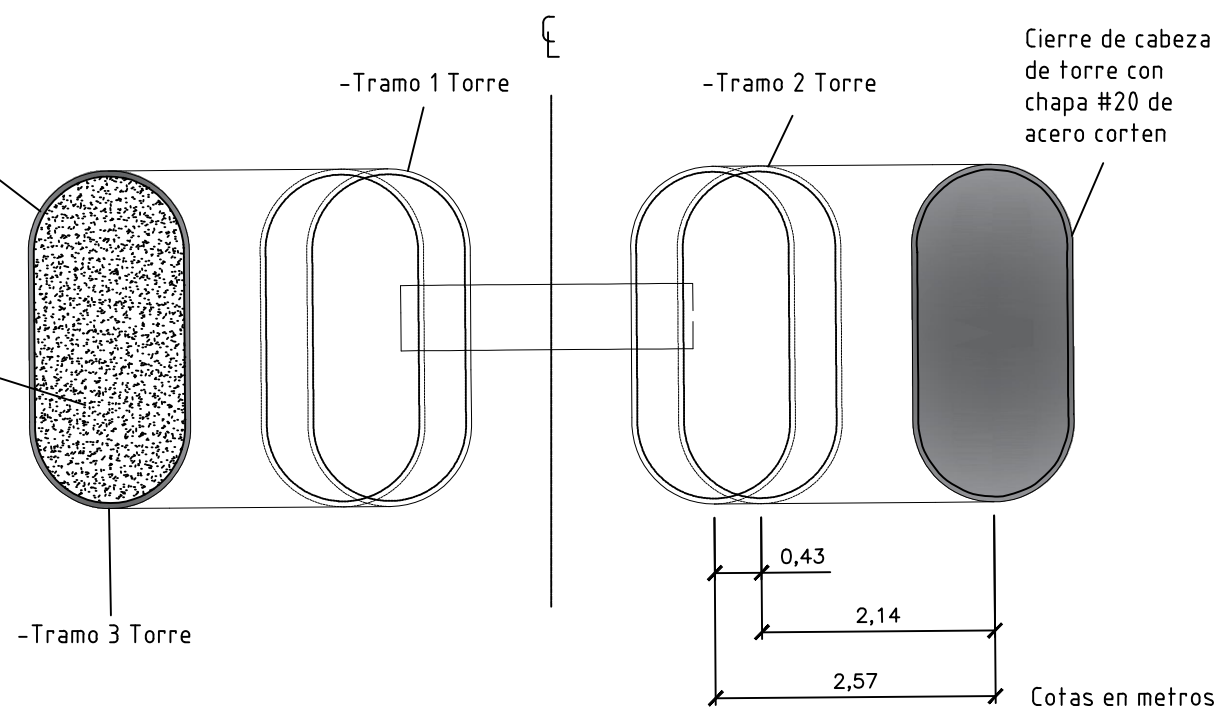


Cotas en metros

Definición de tramos de las ménsulas de las torres

Chapa perimetral de #50 mm de acero corten

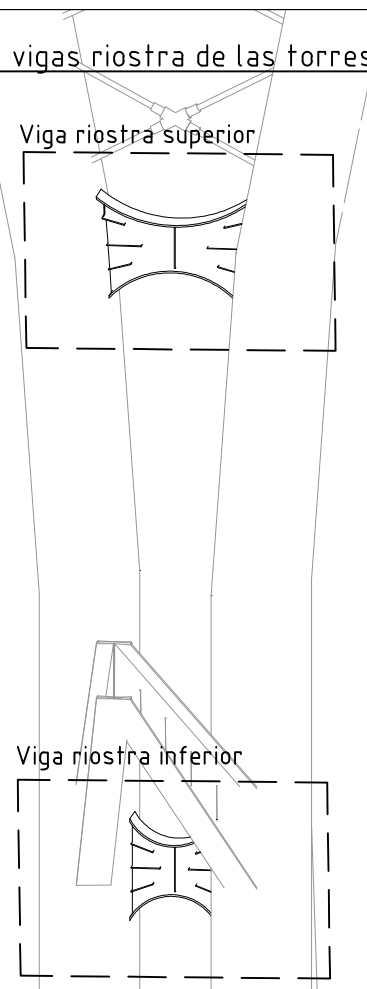
Relleno de hormigón C30/37 sobre toda la sección interior (ver Detalle R)



Escala: 1/75

Cotas en metros

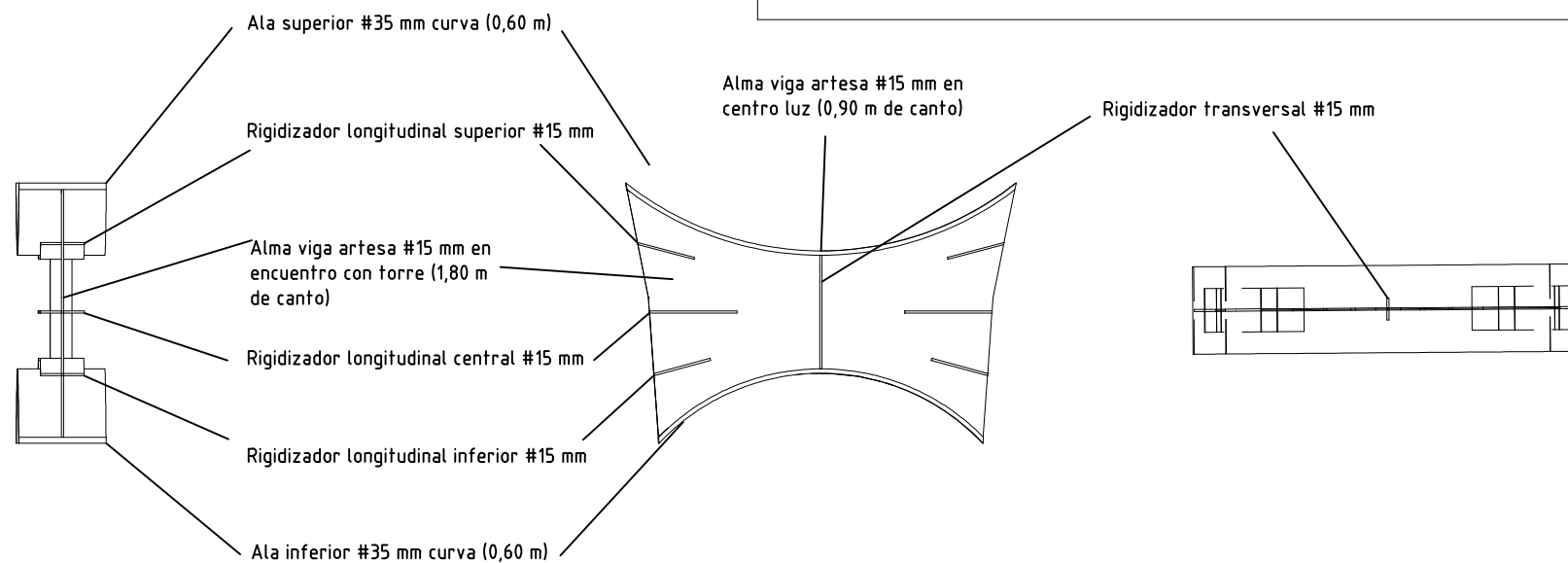
Detalle 3D de las vigas riostra de las torres



Escala: 1/150

Detalles de la viga riostra superior (equivalente a la inferior)

Los detalles definidos para la viga riostra superior coinciden con los de la riostra inferior. La diferencia entre ambas es la geometría de los elementos



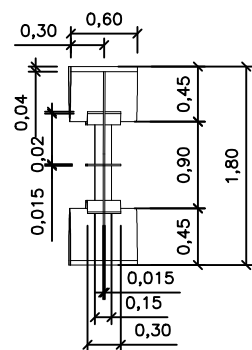
Escala: 1/50

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

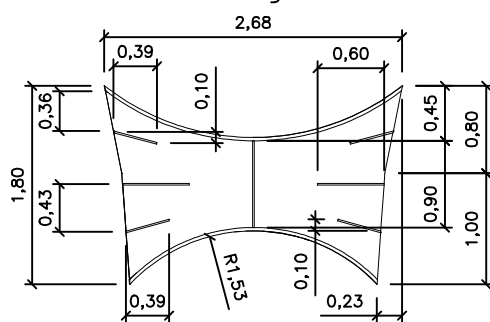
elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
RIOSTRA	acero estructural	S-355	$f_{pk} = 355 \text{ N/mm}^2$	intenso	$\gamma_s = 1.15$
CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO				$\gamma_c = 1.35$	$\gamma_R = 1.50$

Dimensiones de la viga riostra superior

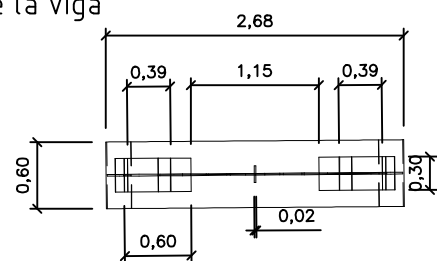
-Vista lateral de la viga



-Vista frontal de la viga



-Vista en planta de la viga

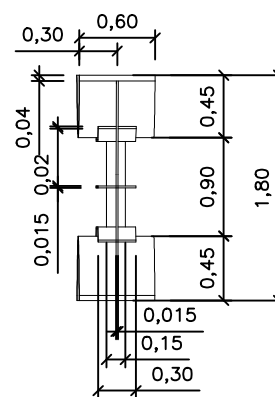


Escala: 1/75

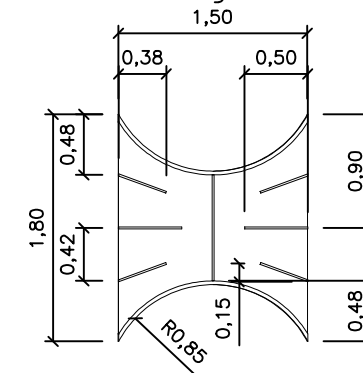
Cotas en metros

Dimensiones de la viga riostra inferior

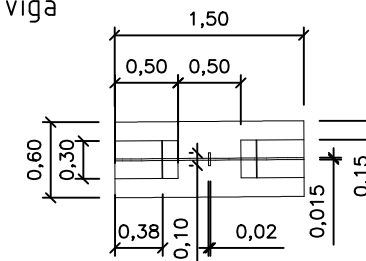
-Vista lateral de la viga



-Vista frontal de la viga



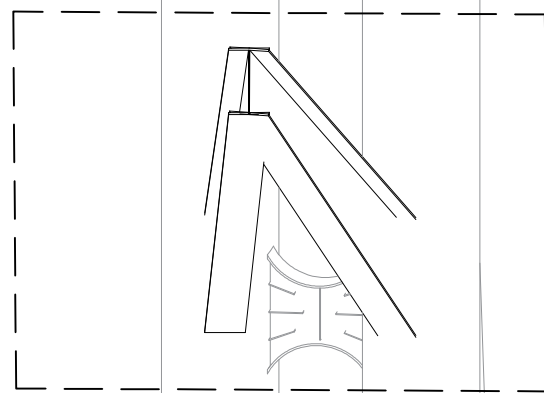
-Vista en planta de la viga



Escala: 1/75

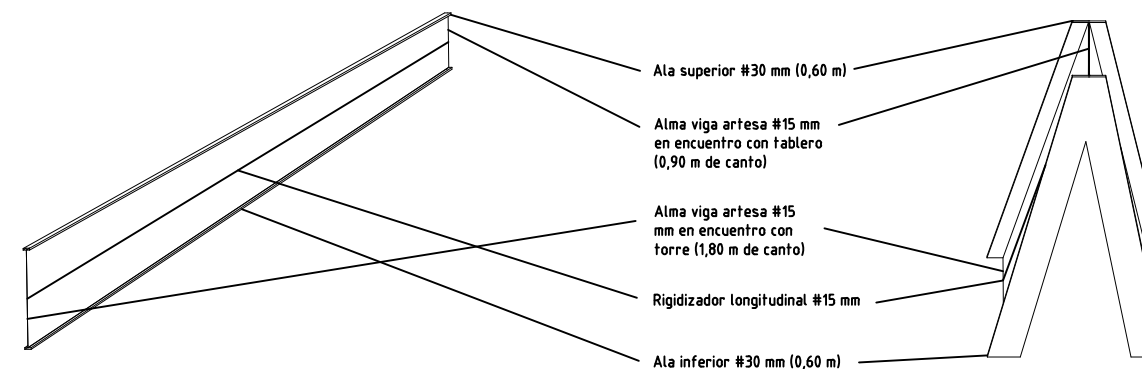
Cotas en metros

Detalle 3D de los apoyos del tablero



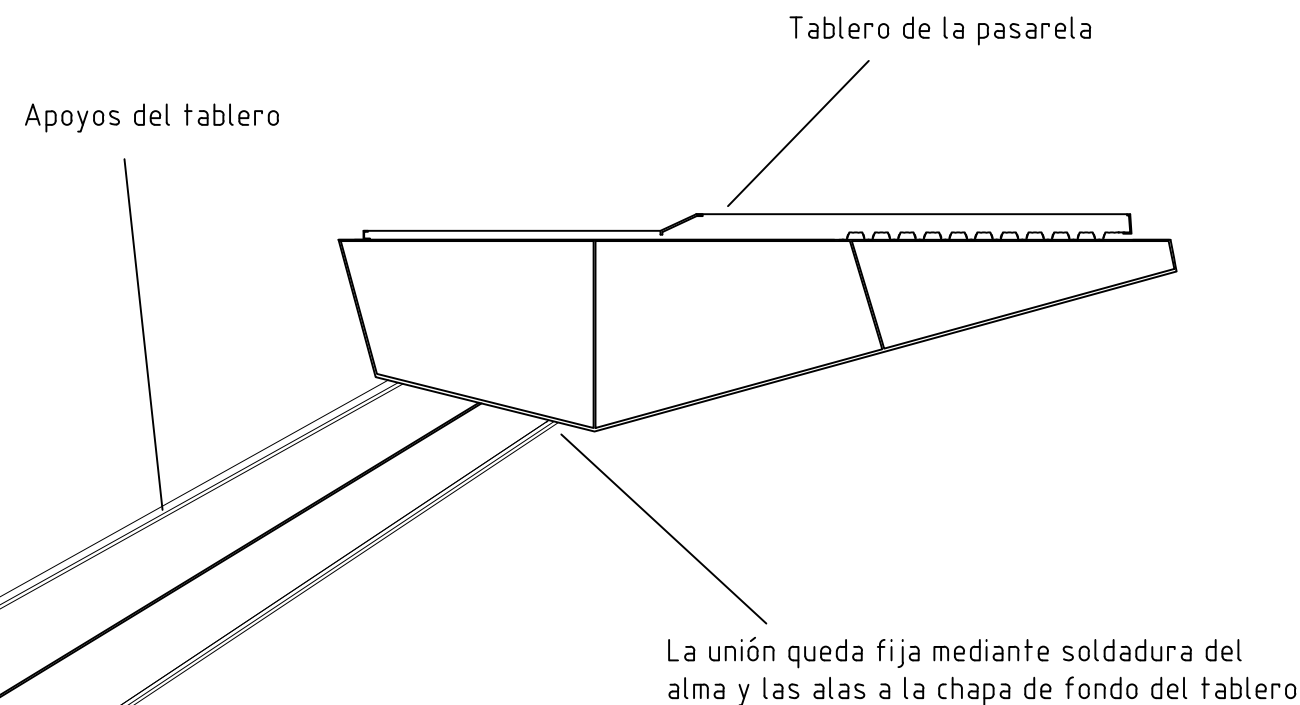
Escala: 1/120

Detalles de los apoyos del tablero



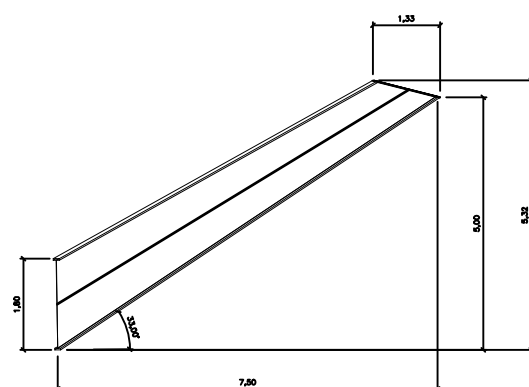
Escala: 1/120

Detalle de unión de apoyos de tablero con el tablero

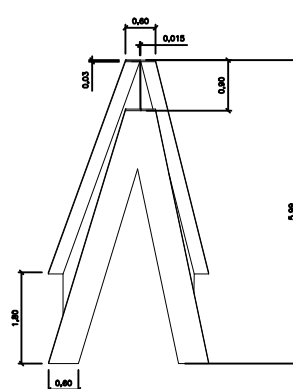


Dimensiones de los apoyos del tablero

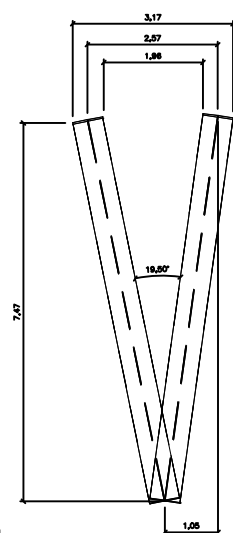
-Vista lateral de las vigas



-Vista frontal de las vigas

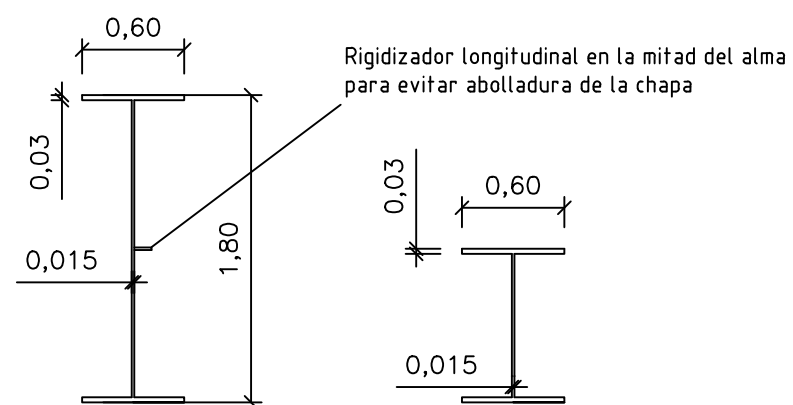


-Vista en planta de las vigas



Escala: 1/150

Sección inicial (1,80 m) y final (0,9 m) de apoyos



Escala: 1/40

Cotas en metros

Escala: 1/50

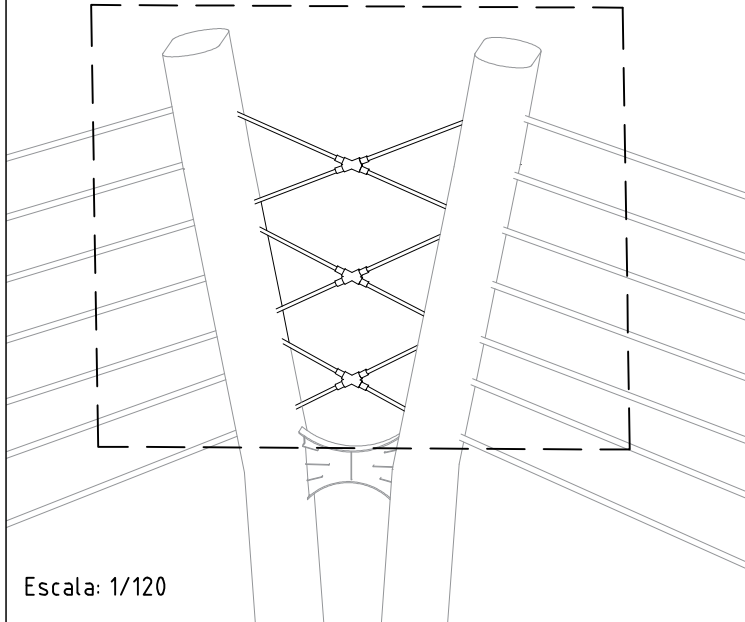
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
APYOS TABLERO	acero estructural	S-355	$f_{pk} = 355 \text{ N/mm}^2$	intenso	$\gamma_s = 1.15$

CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO

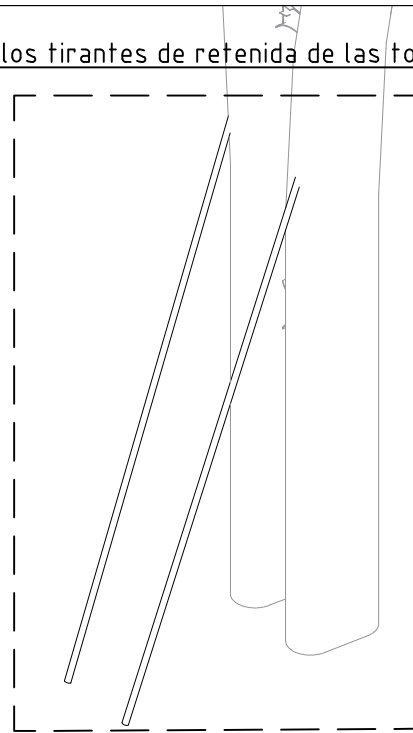
$\gamma_c = 1.35$, $\gamma_R = 1.50$

Detalle 3D de los tensores de las torres



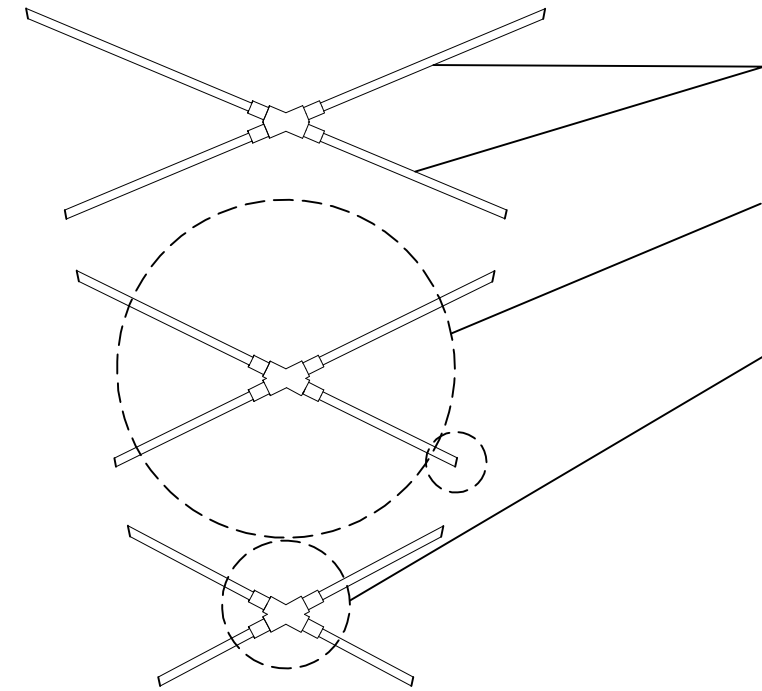
Escala: 1/120

Detalle 3D de los tirantes de retenida de las torres



Escala: 1/175

Detalles de Los tensores de las torres



Tensores formados por barras de acero S-460 ϕ 100 mm

Arriostamiento de las ménsulas de las torres mediante cruces de San Andrés

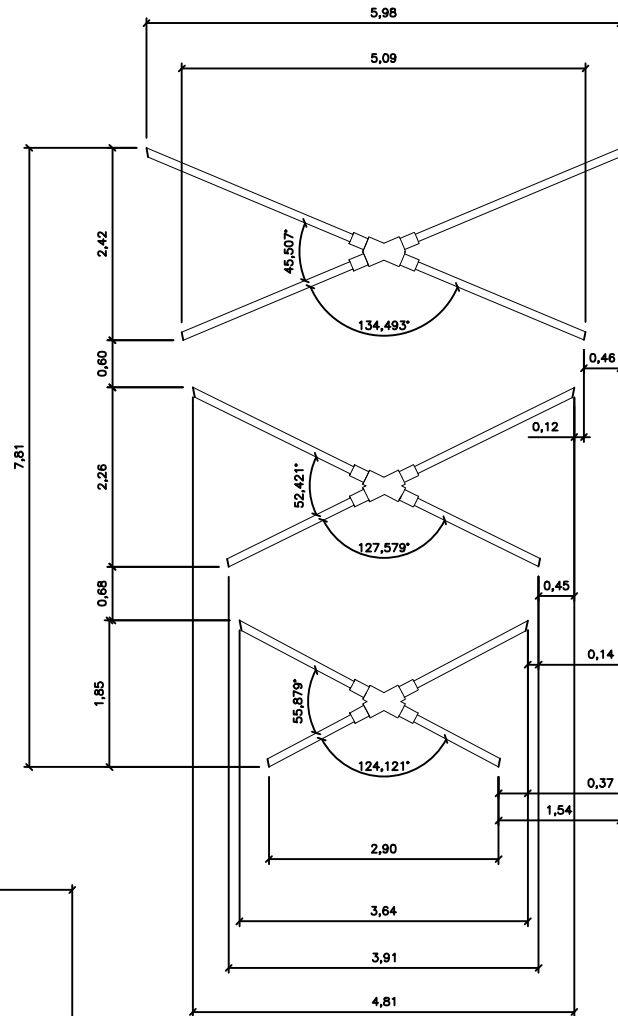
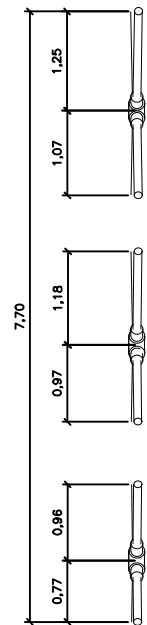
Manguito de los tensores para cierre de cruce entre elementos

Escala: 1/100

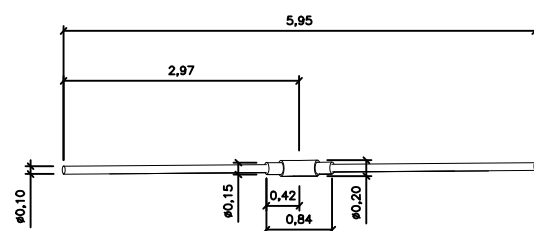
Dimensiones de los tensores de las torres

-Vista frontal de los tensores

-Vista lateral de los tensores



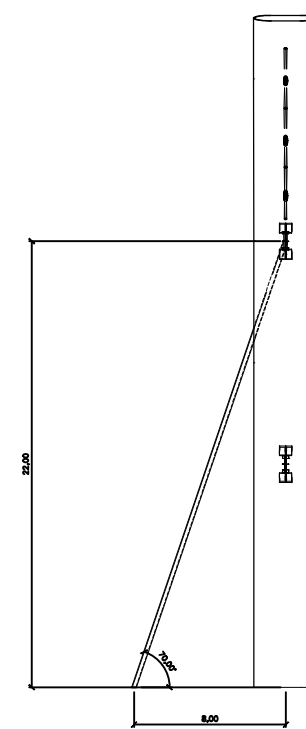
-Vista en planta de los tensores



Escala: 1/100

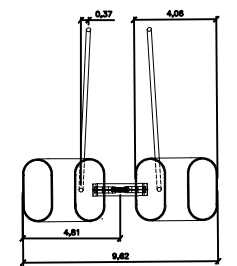
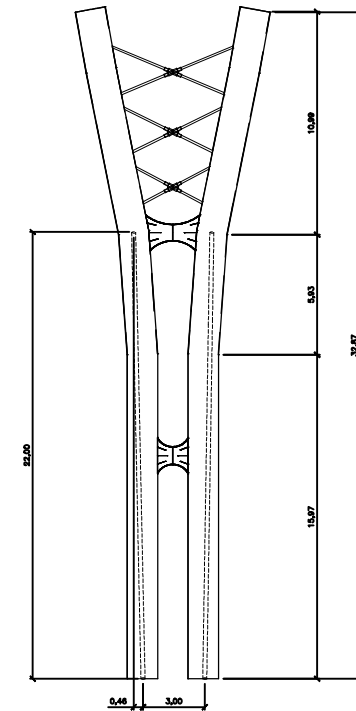
Cotas en metros

Geometría de los tirantes de retenida



Escala: 1/300

Cotas en metros

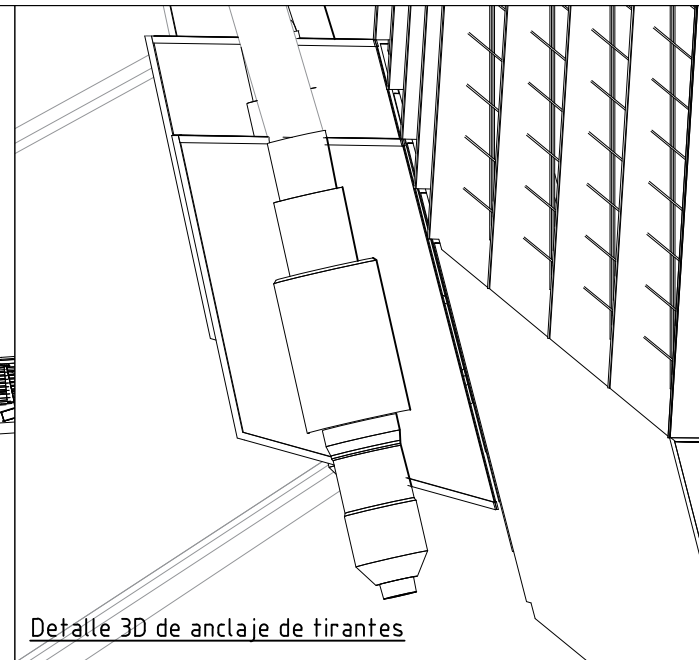
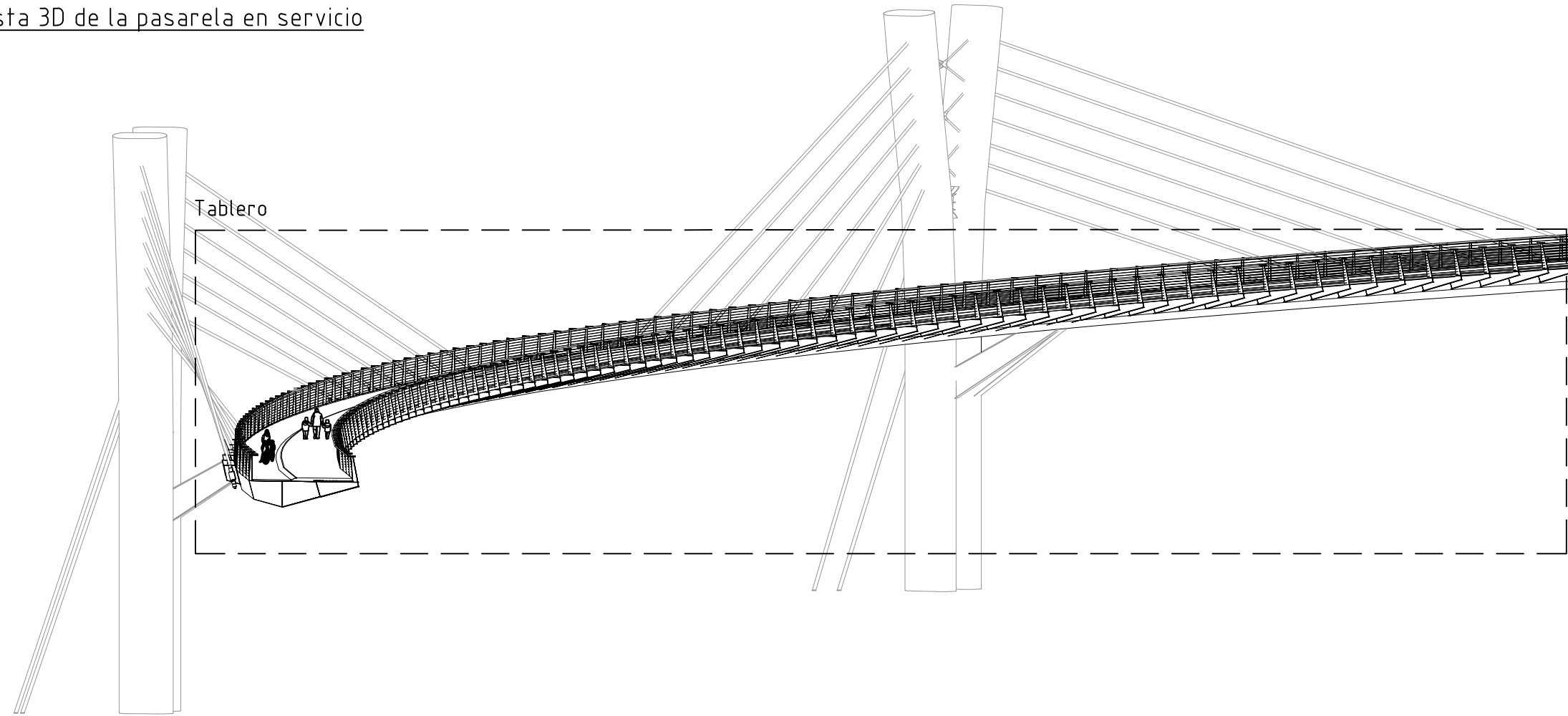


CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
TENSORES	acero estructural	S-460	$f_{pk} = 460 \text{ N/mm}^2$	intenso	$\gamma = 1.15$
TIRANTES DE RETENDAS	cordón de acero pretensado	Y-1860 S7	$f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ $(f_{pu} = 1940 \text{ N/mm}^2)$	normal	$\gamma = 1.15$
CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO				$\gamma = 1.35$	$\gamma = 1.50$



Vista 3D de la pasarela en servicio



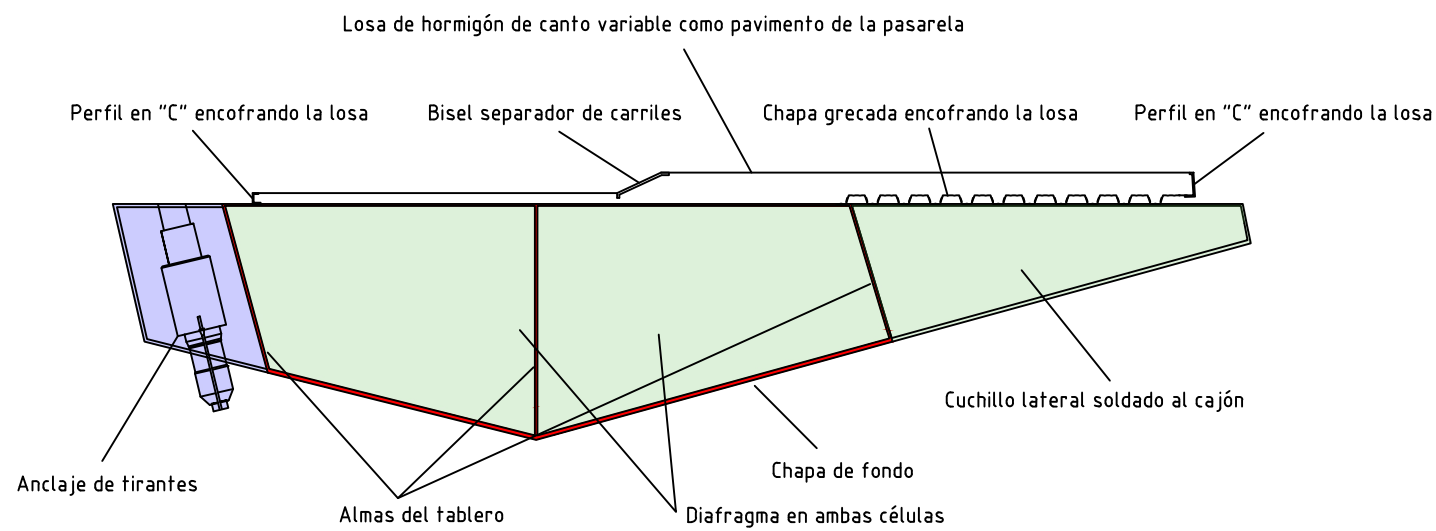
Detalle 3D de anclaje de tirantes

NOTAS

- La separación entre cuchillos es de 3 metros
- Existen 28 secciones de anclaje de tirantes
- Existen 4 secciones tipo de la pasarela visibles en los planos 4.2
- Los equipamientos del tablero se detallan en el apartado 8.1 y 8.2
- La chapa grecada actúa como losa colaborante
- Los detalles de armado y conectadores se detallan más adelante

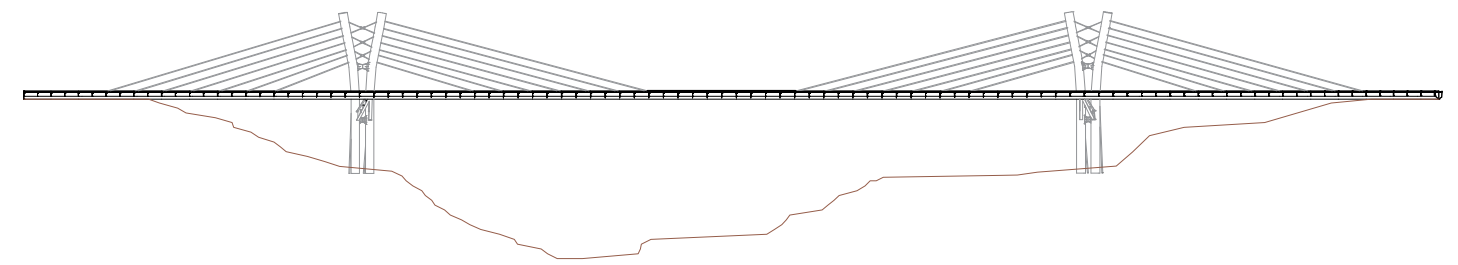
Escala: 1/300

Definición general de los elementos del tablero

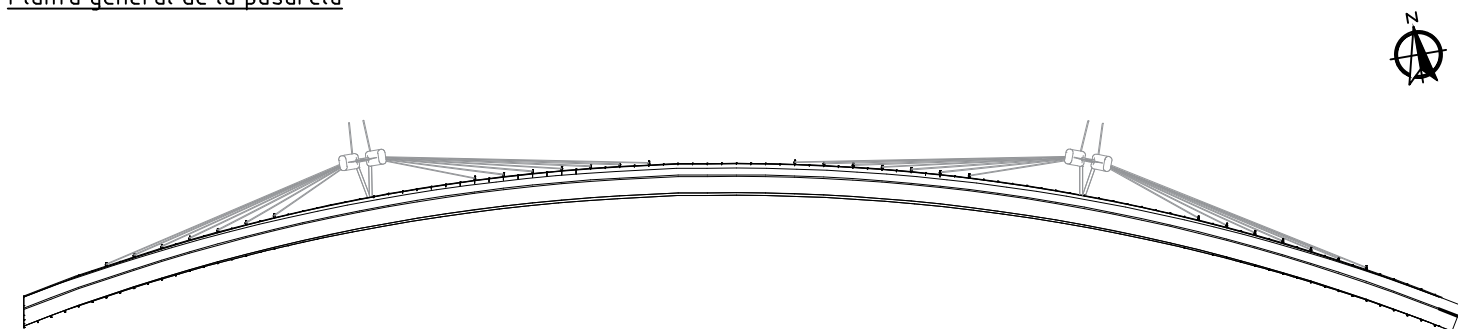


Escala: 1/50

Alzado desarrollado de la pasarela



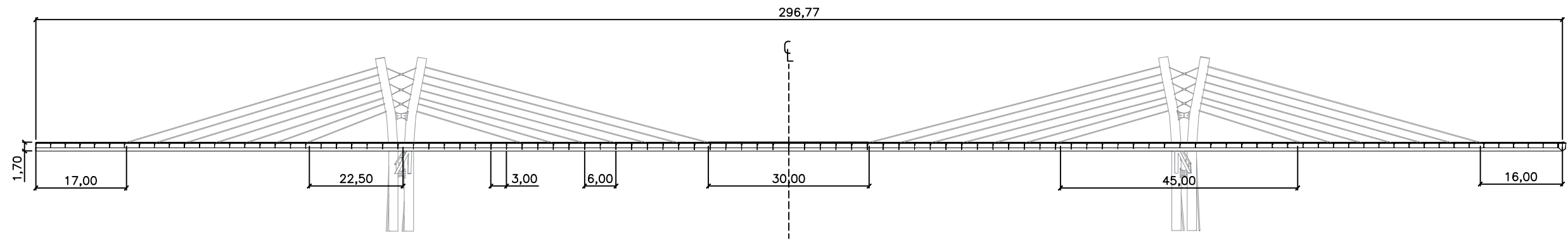
Planta general de la pasarela



Escala: 1/1500

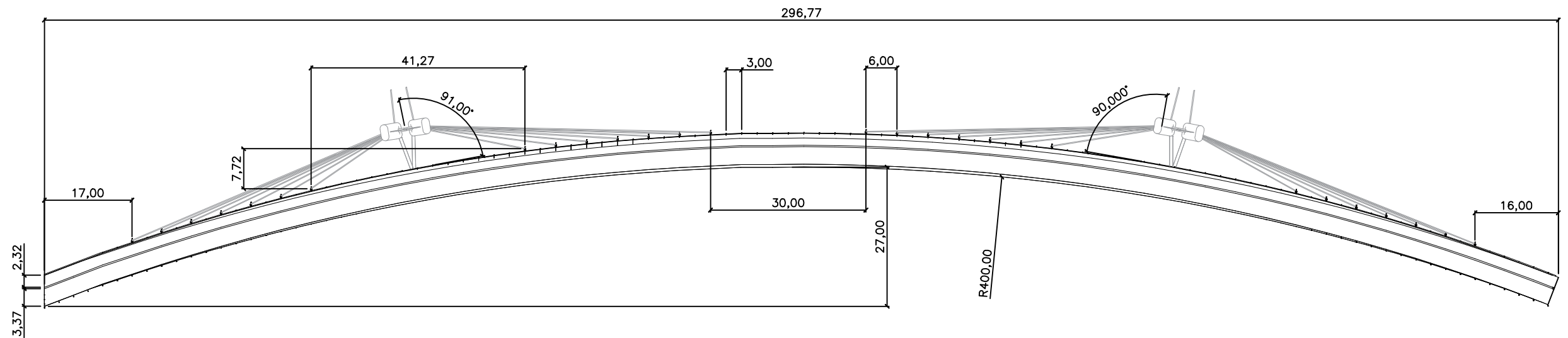
Sección constante	
Sección cada 3 m	
Sección en encuentro con tirante	

Alzado desarrollado de la pasarela



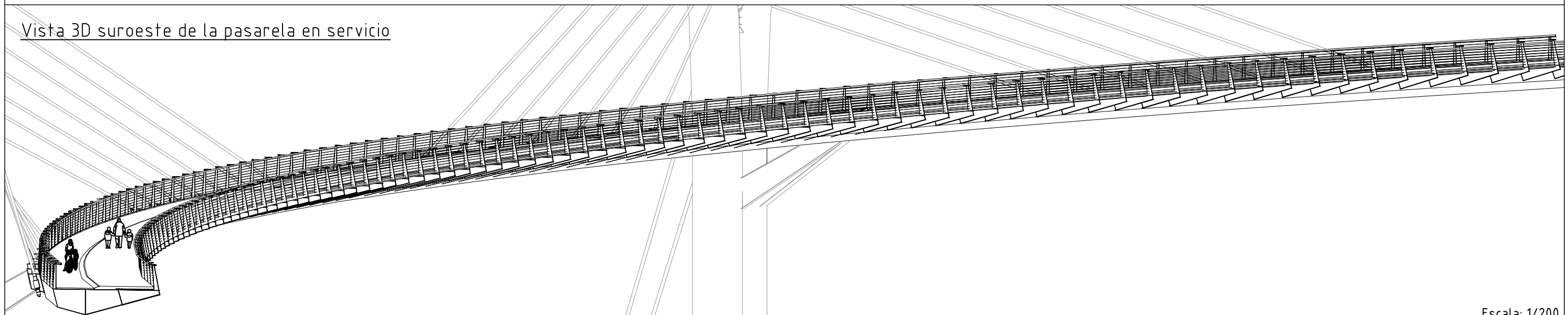
Escala: 1/1000

Vista en planta de la pasarela



Escala: 1/1000

Vista 3D suroeste de la pasarela en servicio



Escala: 1/200

Alzado desarrollado de la pasarela

Sección tipo "D"

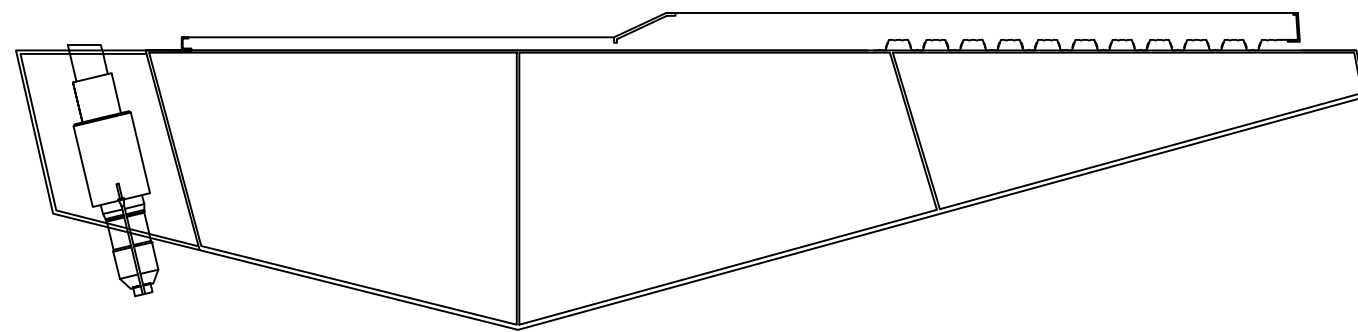
Sección tipo "A"

Sección tipo "B"

Sección tipo "C"

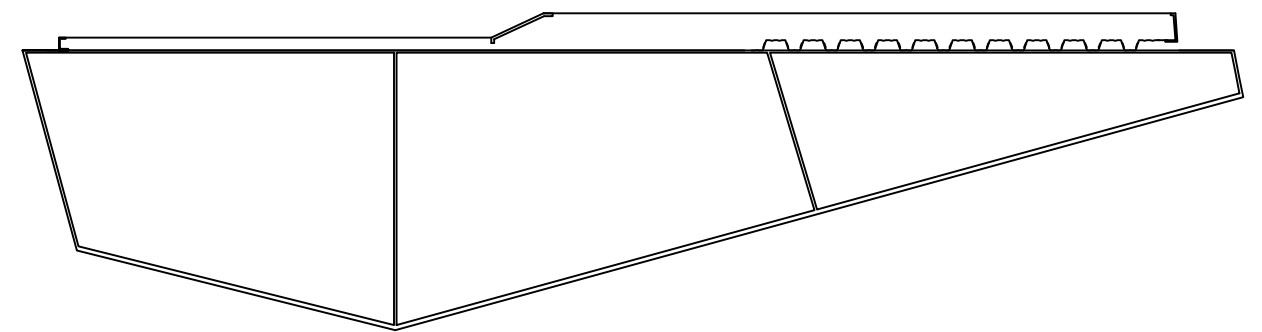
Escala: 1/300

Sección tipo "A" en anclaje de tirante



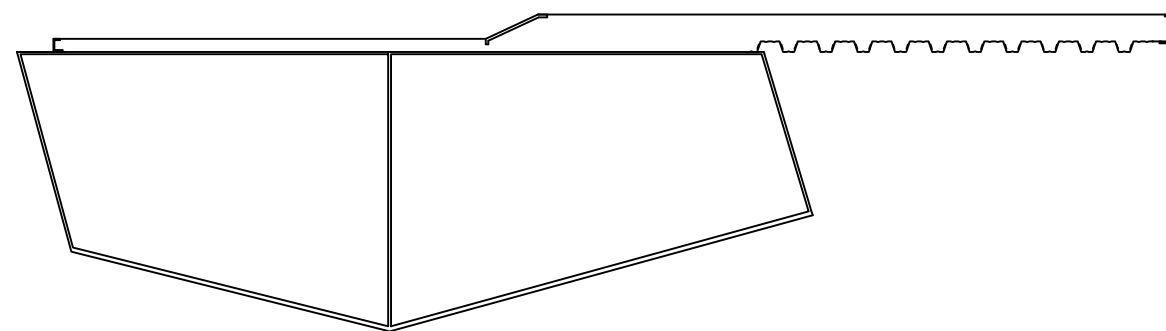
Escala: 1/40

Sección tipo "B" con cuhillo y diafragma



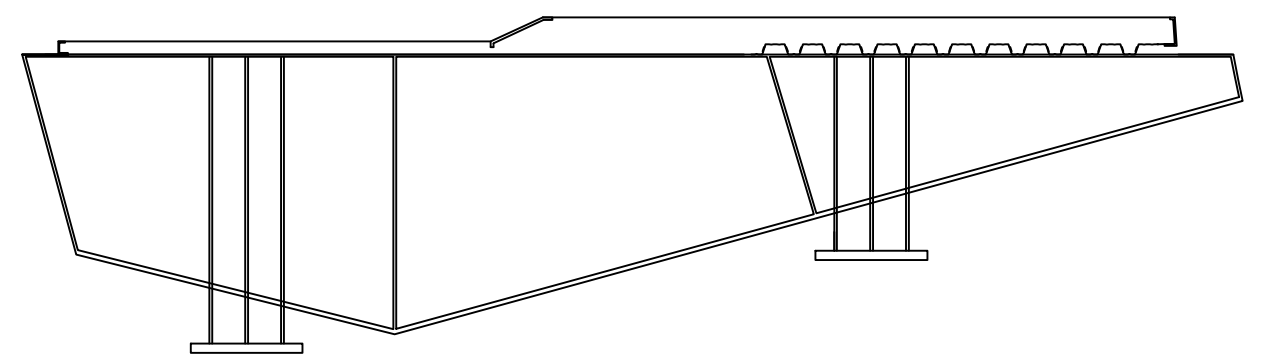
Escala: 1/40

Sección tipo "C" tablero con cajón



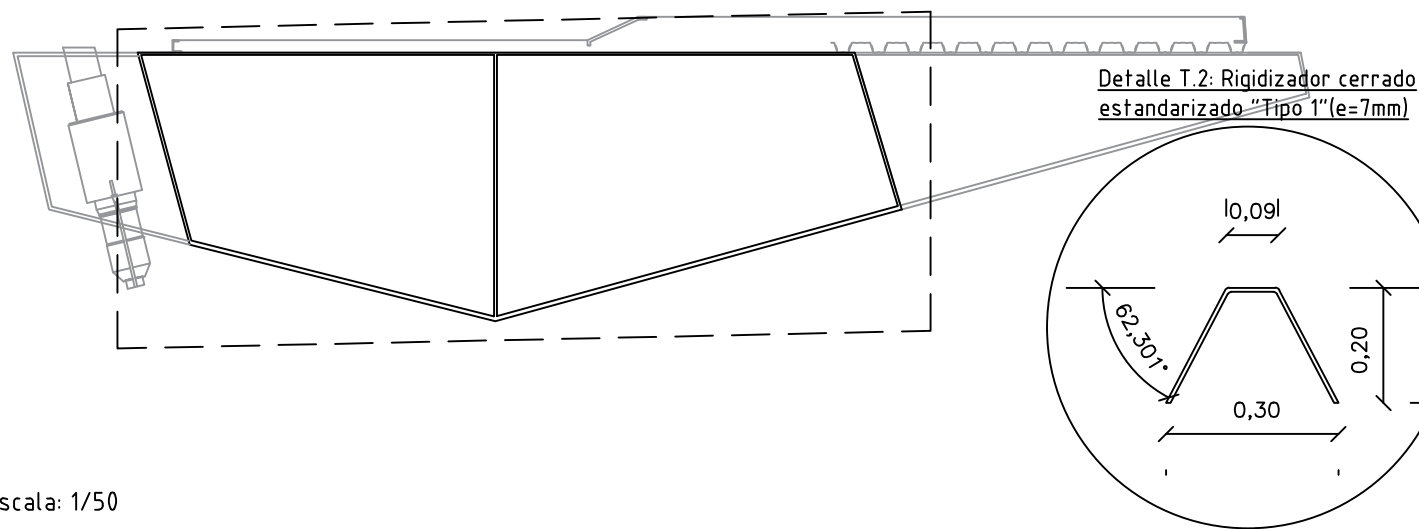
Escala: 1/40

Sección tipo "D" en estribos



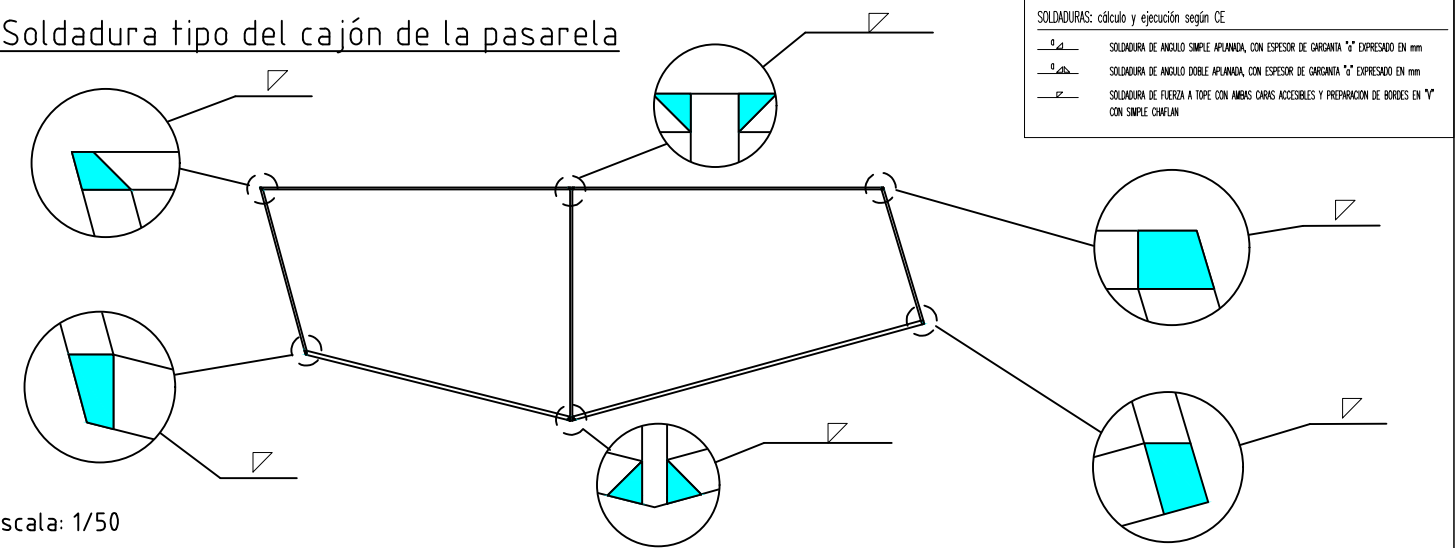
Escala: 1/40

Sección "A" del tablero con detalle plano



Escala: 1/50

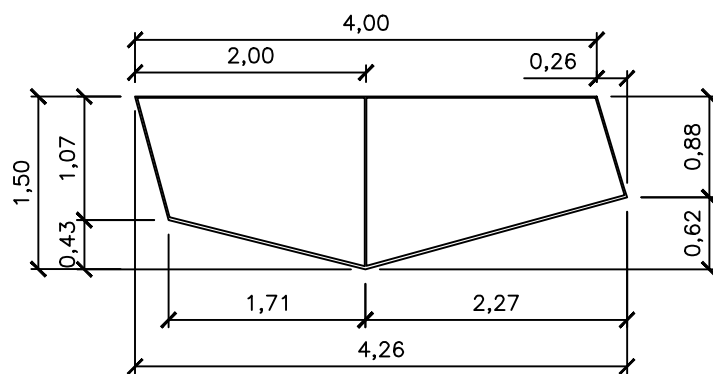
Soldadura tipo del cajón de la pasarela



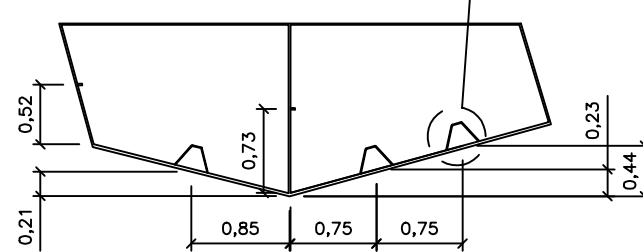
Escala: 1/50

Dimensiones generales de la sección resistente del tablero (cajón)

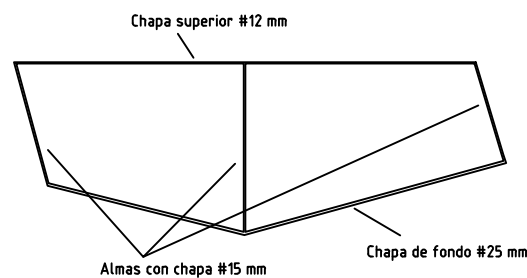
-Geometría del cajón



-Disposición de rigidizadores

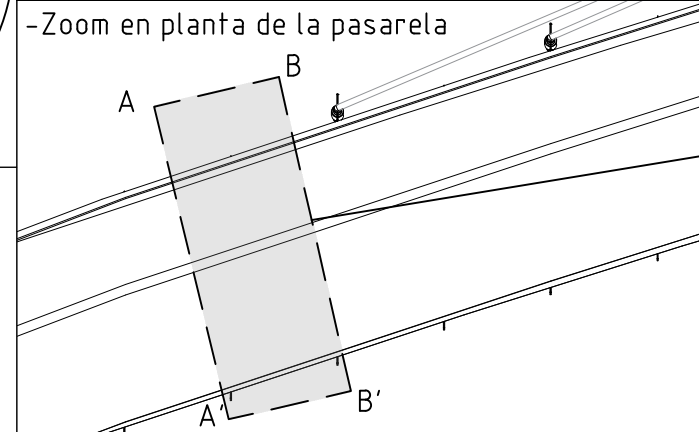


-Espesores de chapa del cajón



Escala: 1/75

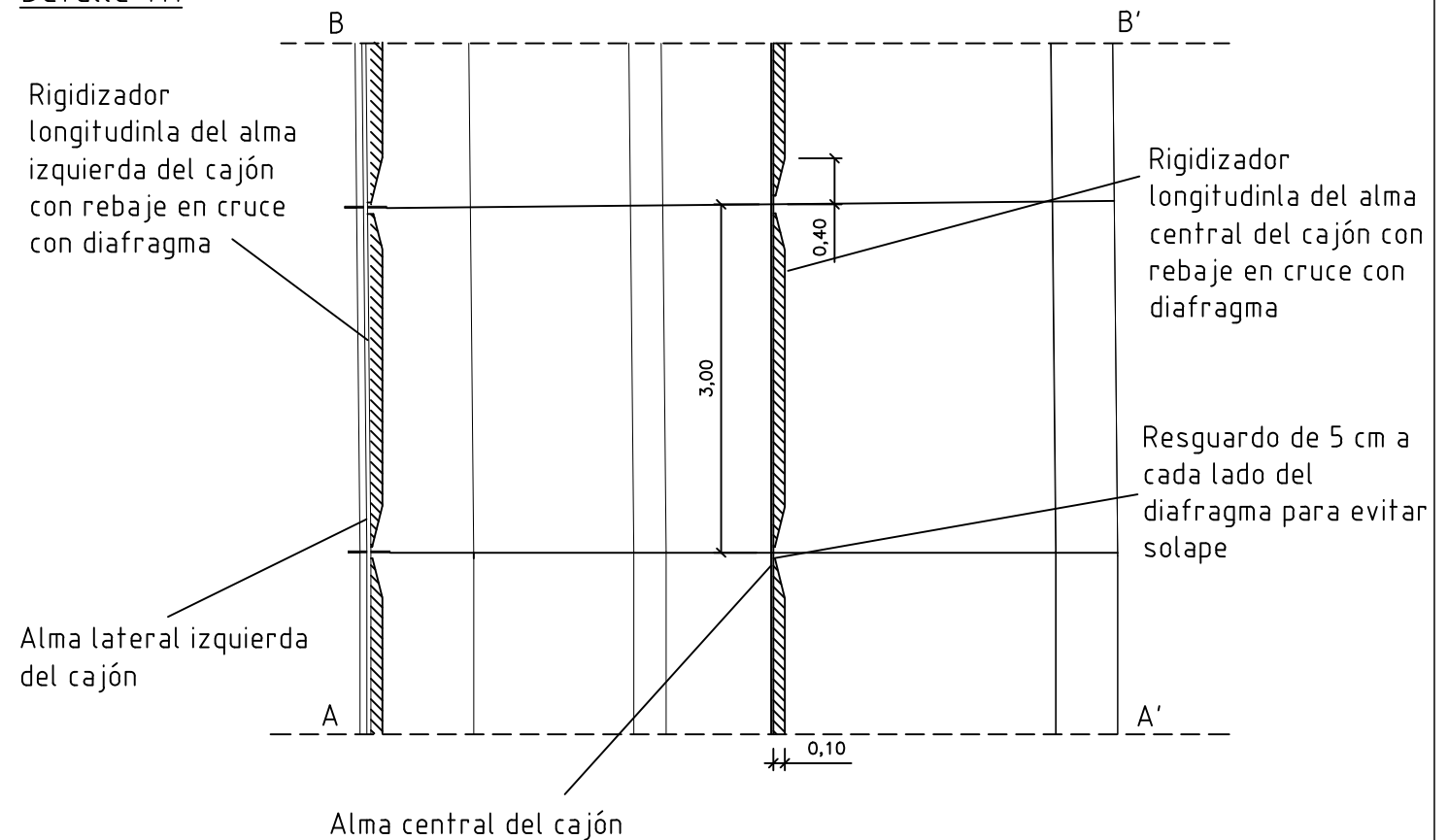
-Zoom en planta de la pasarela



Detalle T.1: Rigidizadores longitudinales de las almas del cajón

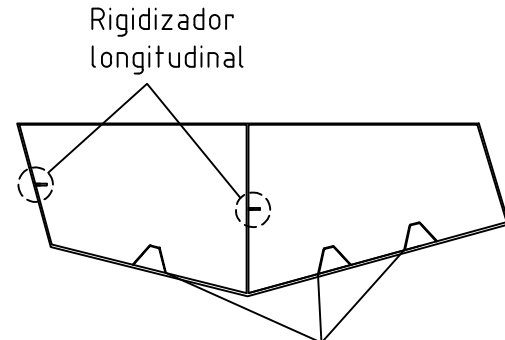
Se disponen dichos rigidizadores a lo largo de toda la longitud del tablero. En los encuentros con los diafragmas (cada 3 metros), se cortará en taller con un ángulo de 14.9º (dejando un resguardo de 5 cm), manteniendo rígidas las almas y evitando colisiones con otros elementos estructurales del cajón (diafragmas)

Detalle T.1



Escala: 1/75

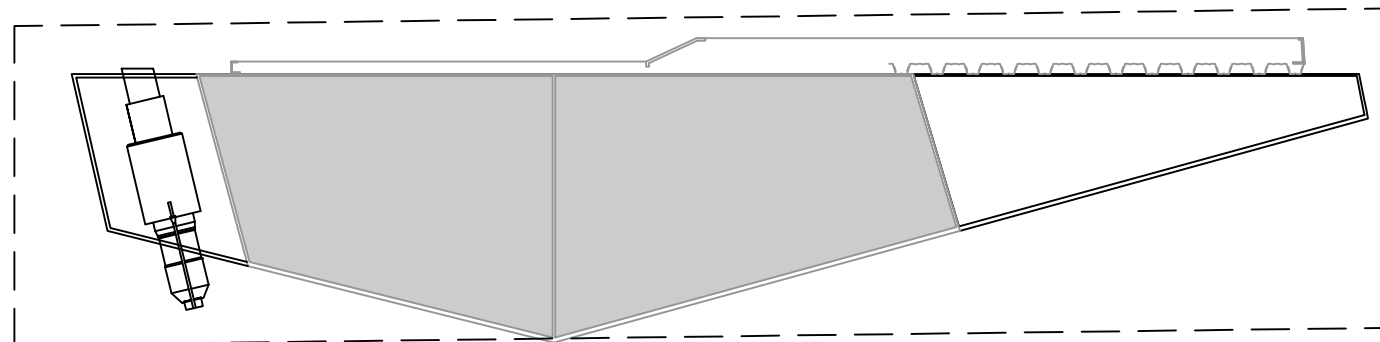
Detalle T.1: Rigidizador longitudinal



Detalle T.2: Rigidizador cerrado Tipo 1

Cotas en metros

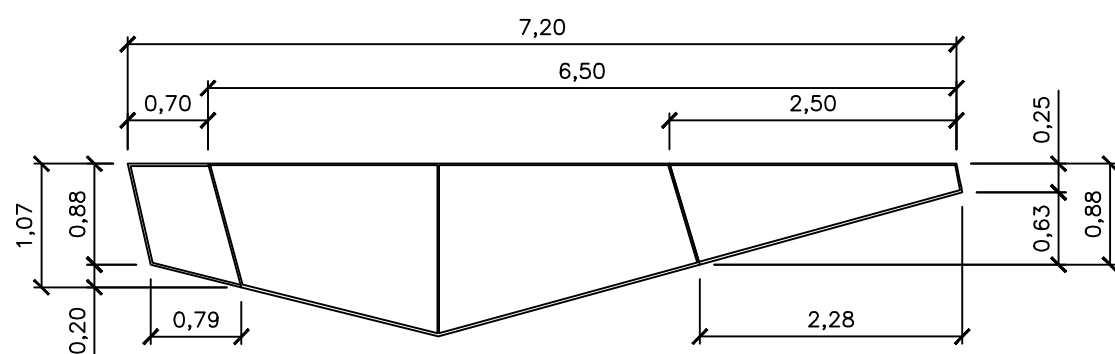
Sección "A" del tablero con detalle plano



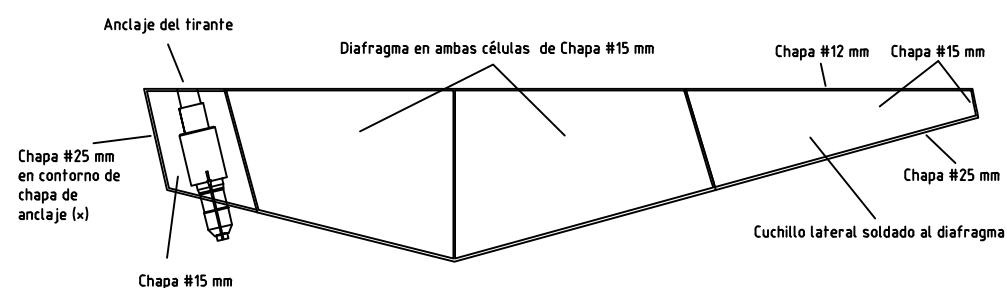
Escala: 1/40

Dimensiones generales de la sección resistente del tablero (cajón)

-Geometría de los cuchillos y de la chapa de anclaje del tirante



-Detalles de cuchillos, anclajes y diafragmas



(*) La inclinación del anclaje dependerá del ángulo de incidencia del tirante

Escala: 1/75

Cotas en metros

Detalle 3D de anclaje de tirantes



Geometría y sección del anclaje detallada en apartado 9 (atirantamiento) de este documento

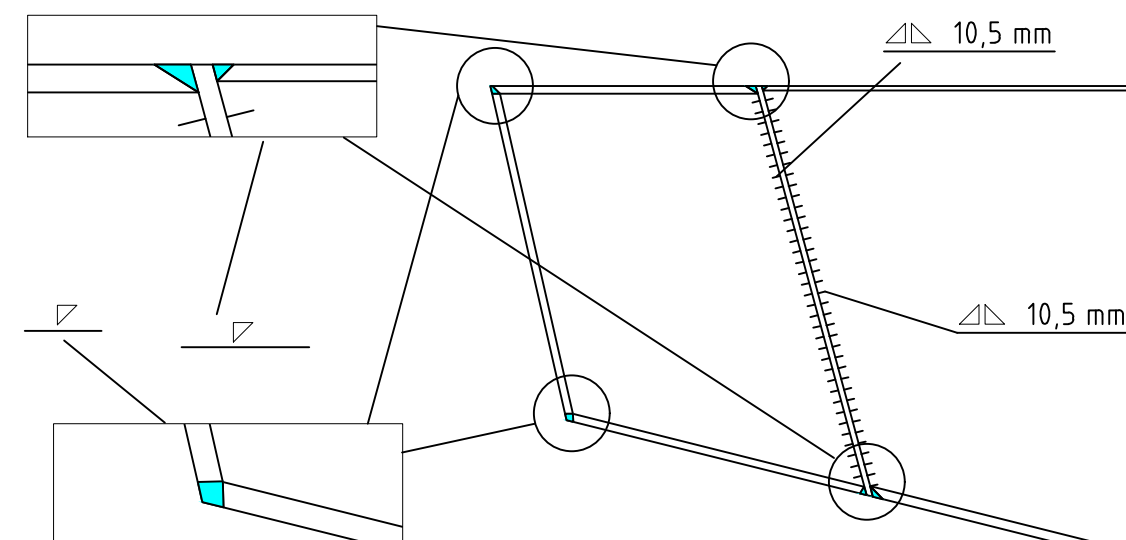
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad
CAJÓN	acero estructural	S-355	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$	intenso	$\gamma_s = 1,15$
CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO				$\gamma_s = 1,35$, $\gamma_s = 1,50$	

SOLDADURAS: cálculo y ejecución según CE

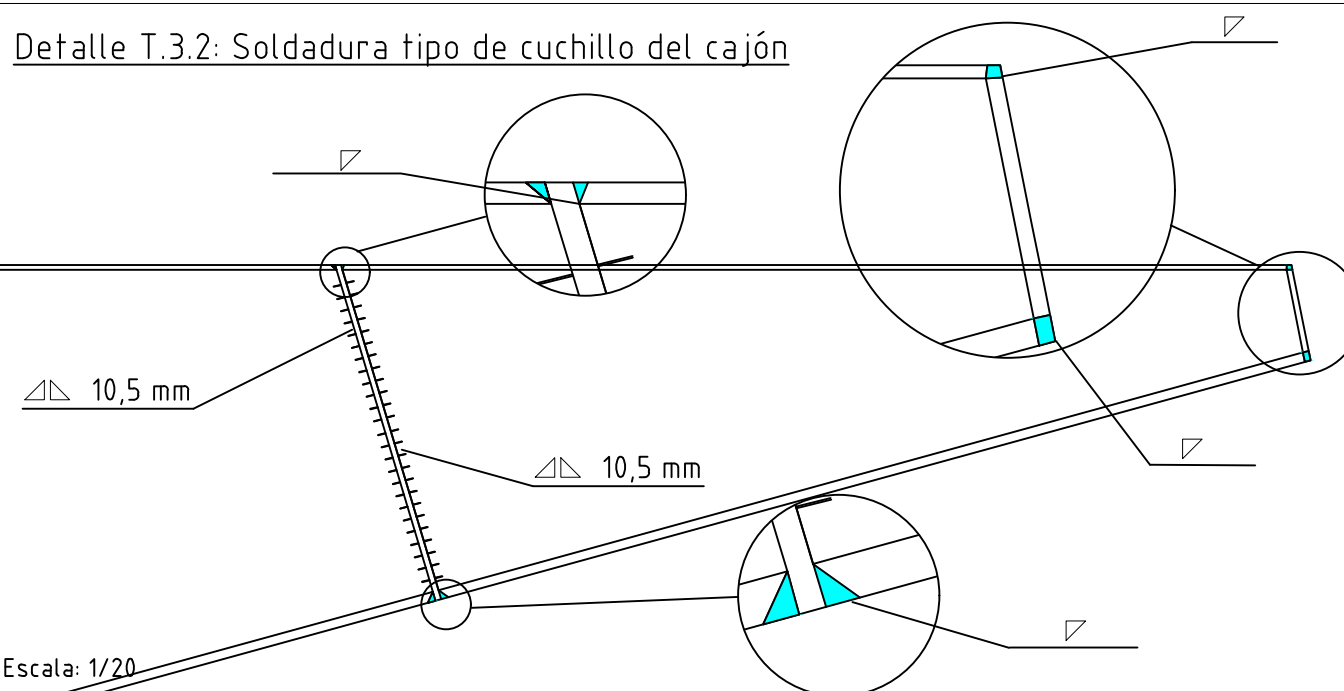
- SOLDADURA DE ANGULO SIMPLE APLANADA, CON ESPESOR DE GARGANTA "a" EXPRESADO EN mm
- SOLDADURA DE ANGULO DOBLE APLANADA, CON ESPESOR DE GARGANTA "a" EXPRESADO EN mm
- SOLDADURA DE FUERZA A TOPE CON AMBAS CARAS ACCESIBLES Y PREPARACION DE BORDES EN "V" CON SIMPLE CHAFLAN

Detalle T.3.1: Soldadura tipo de chapa de anclaje del cajón



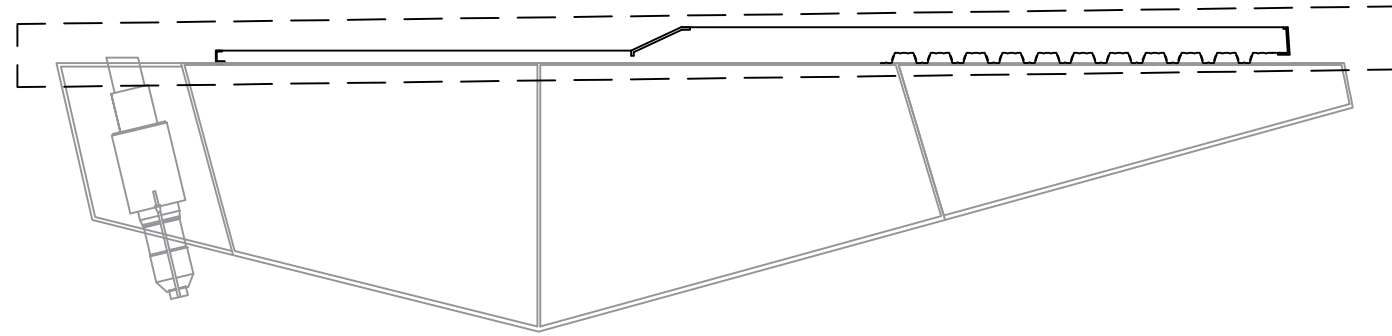
Escala: 1/20

Detalle T.3.2: Soldadura tipo de cuchillo del cajón



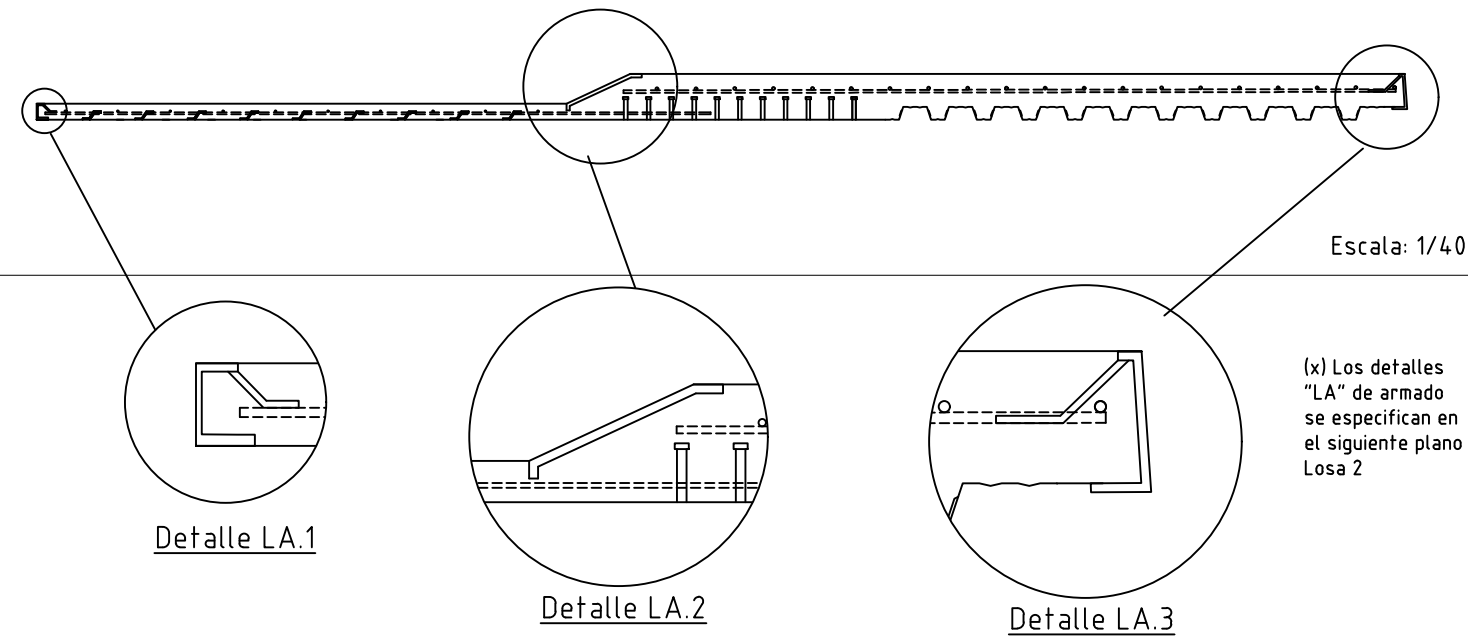
Escala: 1/20

Sección "A" del tablero con detalle plano



Escala: 1/40

Armado de la losa de hormigón

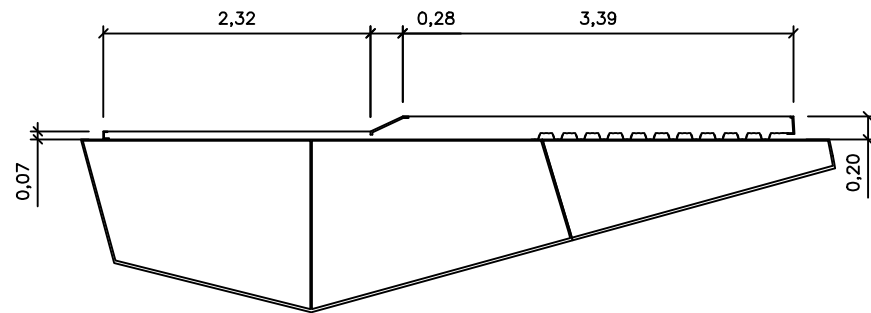


Escala: 1/40

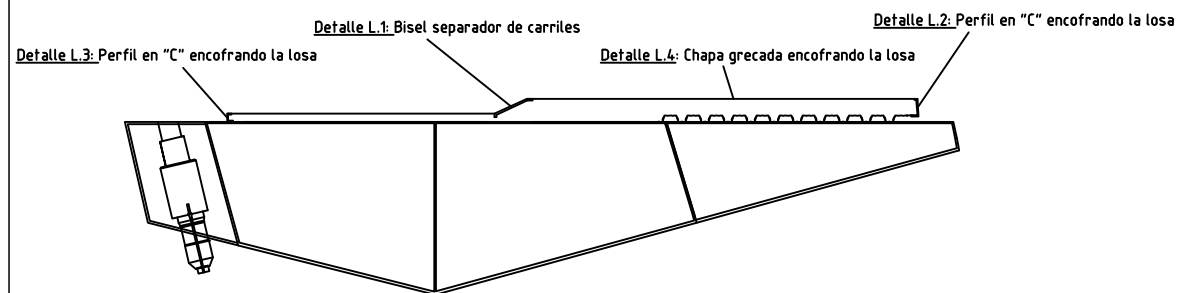
(x) Los detalles "LA" de armado se especifican en el siguiente plano Losa 2

Dimensiones generales de los elementos de la subestructura del cajón

-Geometría de los elementos que conforman la losa de hormigón



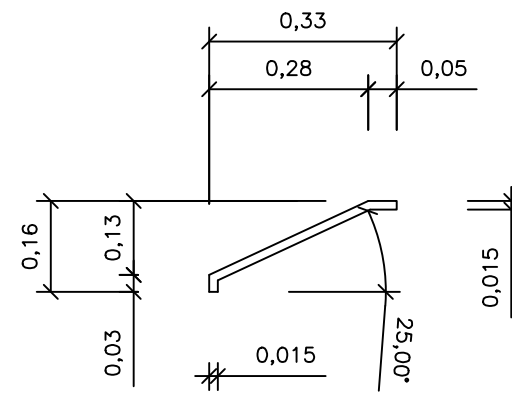
-Detalles ("L") de los elementos que conforman la losa de hormigón



Escala: 1/75

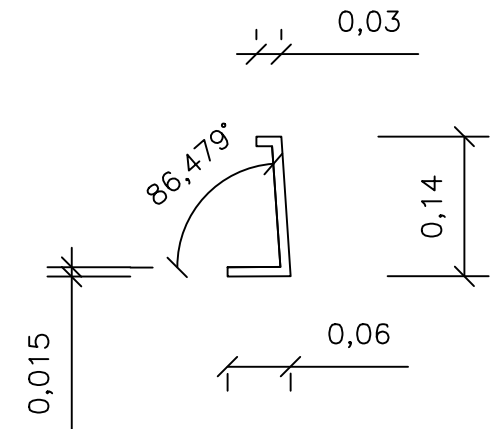
Cotas en metros

Detalle L.1: Bisel separador de carriles



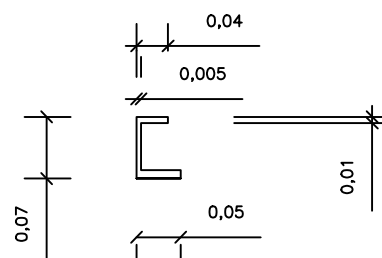
Escala: 1/10

Detalle L.2: perfil en "C" canto 20 cm



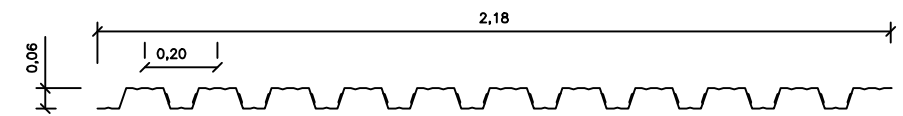
Escala: 1/1

Detalle L.3: perfil en "C" canto 7 cm



Escala: 1/10

Detalle L.4: Chapa grecada colaborante canto 6 cm



Escala: 1/20

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

elemento estructural	tipo de material	designación	resistencia característica	niveles de control	coeficiente de seguridad	NOTAS
ELEMENTOS AUX LOSA	acero estructural	S-355	$f_{pk} = 355 \text{ N/mm}^2$	intenso	$\gamma_s = 1.15$	- Los detalles de armado se desarrollan en el siguiente plano - Las dimensiones de los elementos auxiliares son orientativas, se puede optar por soluciones similares dependiendo del mercado
LOSA SUPERIOR	hormigón armado	C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	normal	$\gamma_c = 1.35$	
CONTROL DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN INTENSO				$\gamma_c = 1.35$	$\gamma_s = 1.50$	
Recubrimientos en hormigón in situ: paramentos expuestos cara superior de losa			$r_{min} = 40 \text{ mm}$			

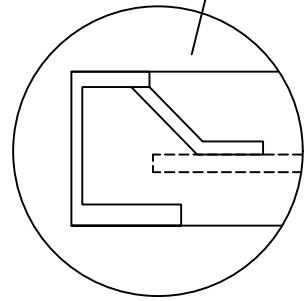
Detalles "LA" de armado y elementos de la losa del tablero

11 pernos conectadores cada 0,1 metro en sentido transversal, cada 0,8 metros en sentido longitudinal

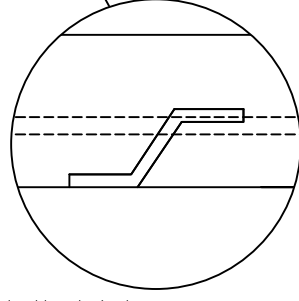
(x) Las tablas de características de los materiales corresponde al plano anterior (losa 1/2)

10 barras corrugadas en "Z" cada 0,23 metro en sentido transversal, cada 0,8 metros en sentido longitudinal

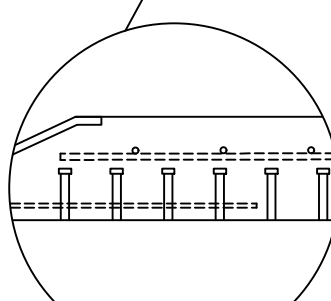
Escala: 1/10



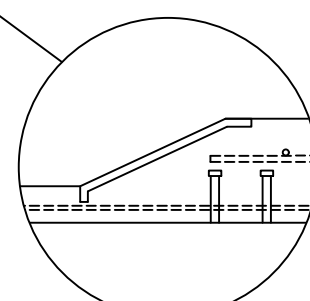
Detalle LA.1:
Perfil en "C" de 7 cm de canto para encofrar la losa ejecutada en situ. También actúa como cerramiento estético del tablero de la pasarela. Se dispone un $\phi 6$ soldado al ala superior para evitar que elemento quede desplazado tras la fase de hormigonado y curado de la losa



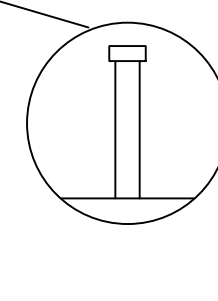
Detalle LA.4:
Barra doblada en "Z" $\phi 8$ de 4 cm de canto que sirve como perno conector en el tramo de losa del carril bici. Empleado ya que los pernos no son válidos para cantos tan reducidos. Soldado a la chapa superior del cajón en la totalidad del ala inferior del perfil. La separación de estos perfiles se realiza al tresbolillo adoptando la separación de las barras de acero pasivo de tramo de losa del carril bici



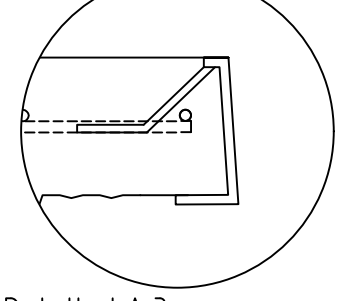
Detalle LA.5:
Detalle de solape entre el armado del tramo de carril bici con el de la acera peatonal. Para solidarizar el mallazo del ambos tramos se solapa 40 cm el mallazo del carril bici con el de la acera, con ello se consigue un funcionamiento estructural conjunto



Detalle LA.2:
Bisel separador de carriles con armado de transición entre los tramos de la losa, se ha dispuesto armado geométrico para solidarizar la totalidad de la losa. Se aprecia el cambio de perfiles "Z" a pernos conectadores



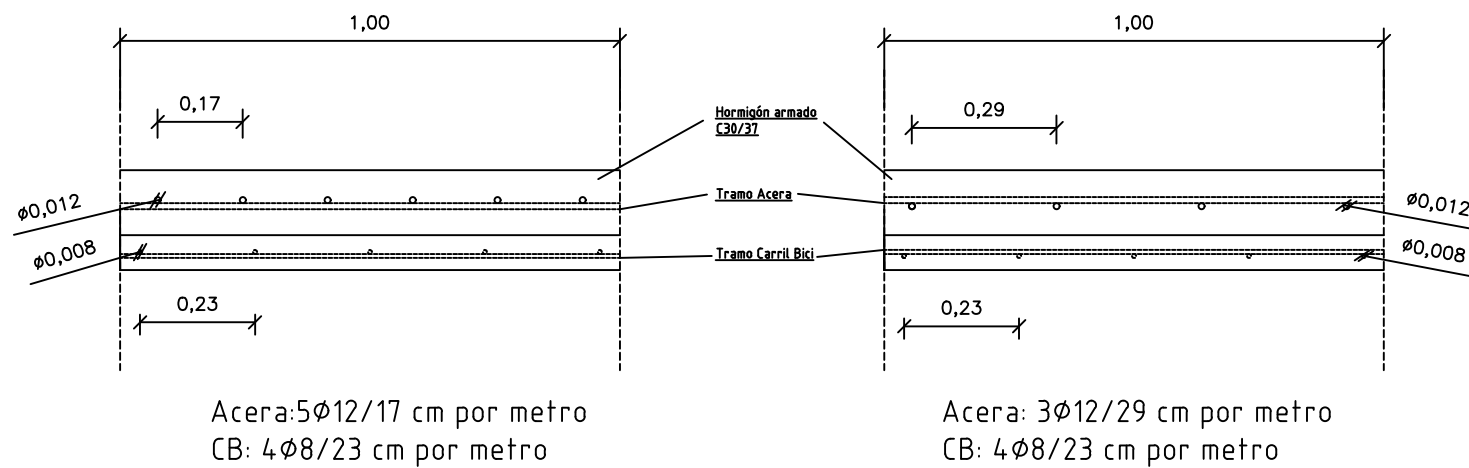
Detalle LA.6:
Perno conectador que solidariza la unión entre la chapa superior del cajón con la losa de hormigón. Aunque no trabaje como un tablero mixto, la solidaridad entre ambos elementos para resistir la sobrecarga de uso es importante. Las dimensiones estándar de los pernos se fijan en la RPX-95 o similares



Detalle LA.3:
Perfil en "C" de 20 cm de canto para encofrar la losa ejecutada en situ. También actúa como cerramiento estético del tablero de la pasarela. Se dispone un $\phi 6$ soldado al ala superior para evitar que elemento quede desplazado tras la fase de hormigonado y curado de la losa. La chapa grecada apoya sobre el ala inferior

-Detalles de armado longitudinal de la losa superior

-Detalles de armado transversal de la losa superior



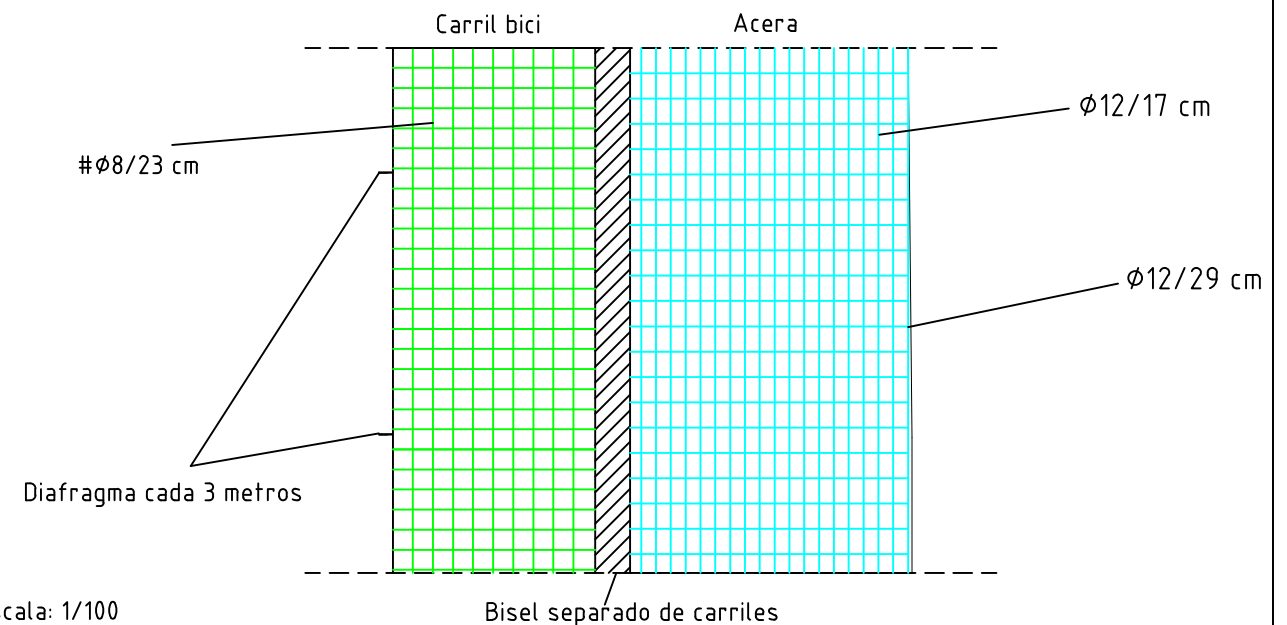
Acera: $5\phi 12/17$ cm por metro
CB: $4\phi 8/23$ cm por metro

Acera: $3\phi 12/29$ cm por metro
CB: $4\phi 8/23$ cm por metro

Escala: 1/10

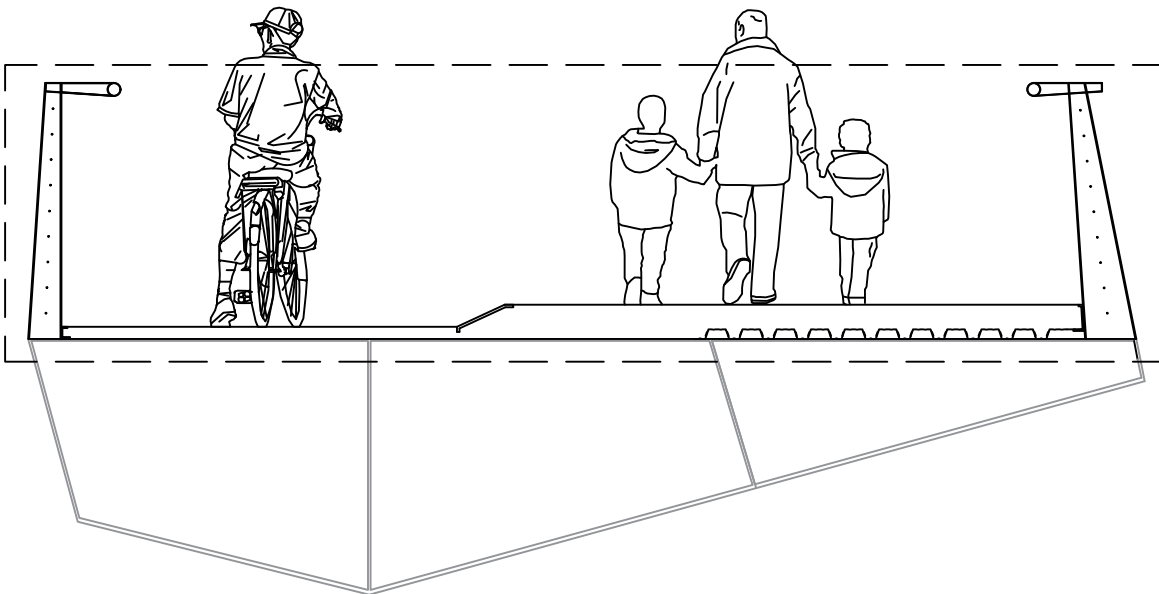
Cotas en metros

Detalle de armado en planta de un tramo del tablero



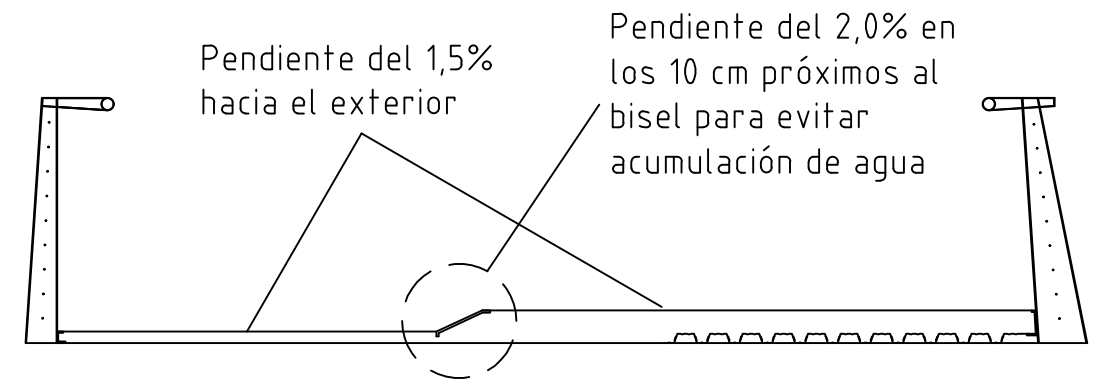
Escala: 1/100

Sección "A" del tablero con detalle plano



Escala: 1/40

Drenaje del tablero



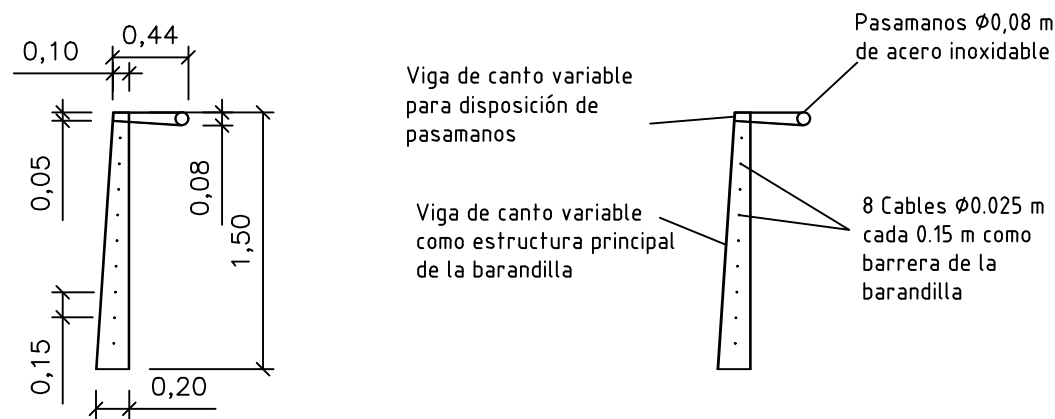
Escala: 1/50

Drenaje: realizado dotando de una pendiente del 1.5% a ambos carriles cuyo desagüe se produce en el barranco

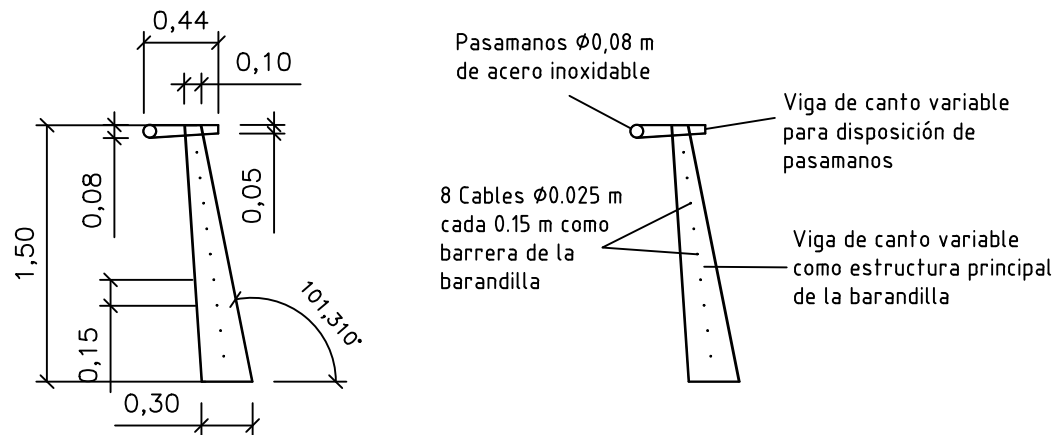
Barandillas: elemento de contención de la pasarela dispuesto cada 3 metros

Dimensiones generales y definición de las barandillas de la pasarela

-Barandilla exterior (lateral izquierdo desde lado Alicante)



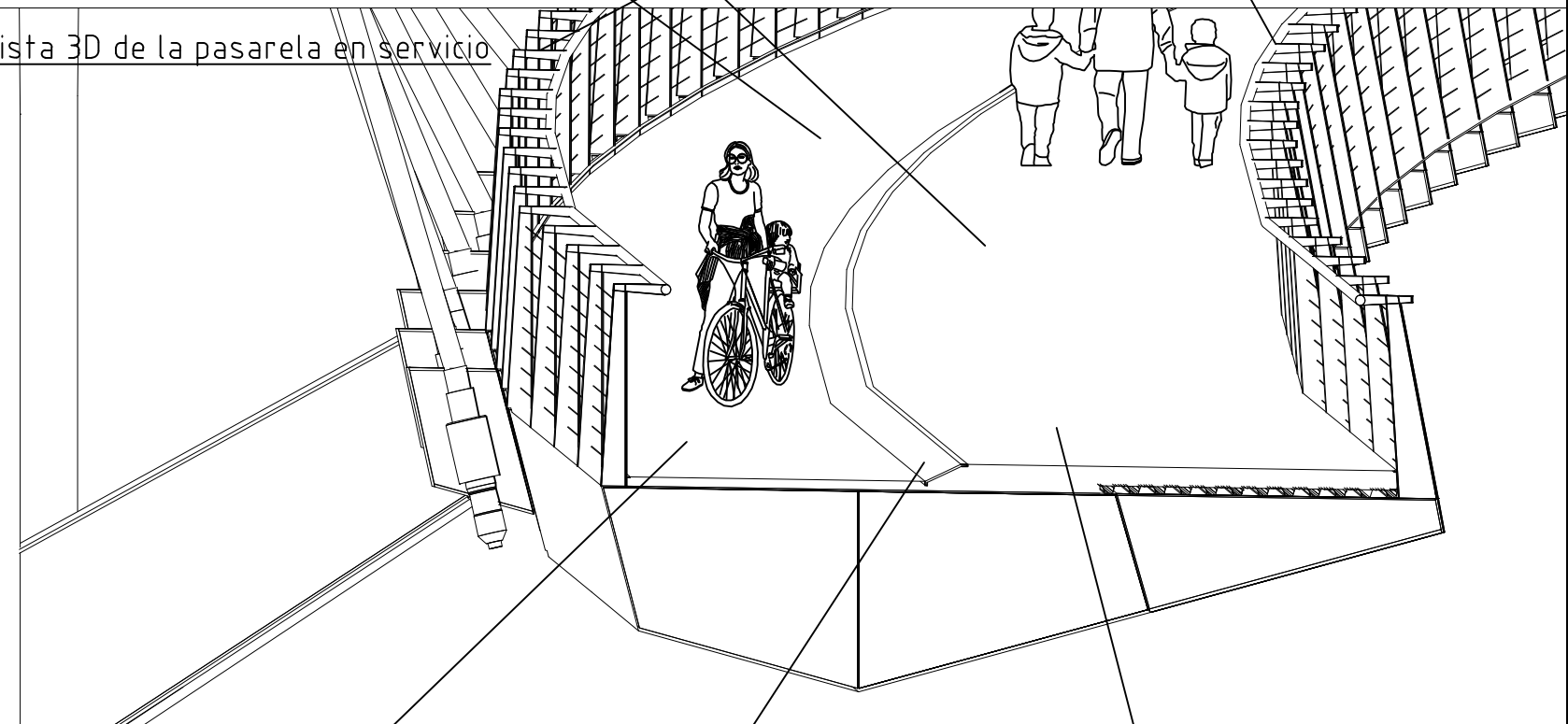
-Barandilla interior (lateral derecho desde lado Alicante)



Escala: 1/50

Cotas en metros

Vista 3D de la pasarela en servicio

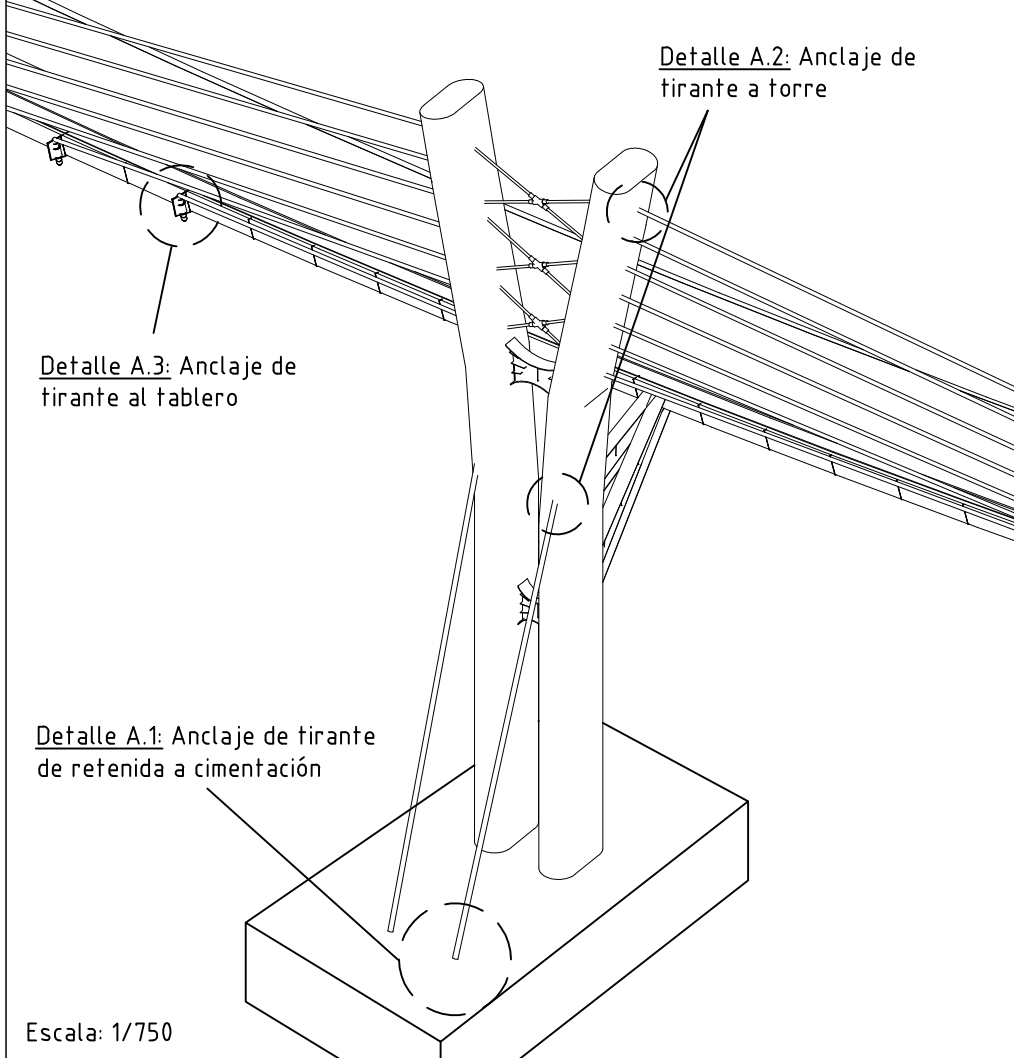


Carril Bici: tratamiento de pavimento flexible para soportar el tráfico rodado ligero ejecutado con ligante de base co-elástica en dispersión acuosa

Bisel: elemento metálico separador de carriles de la pasarela

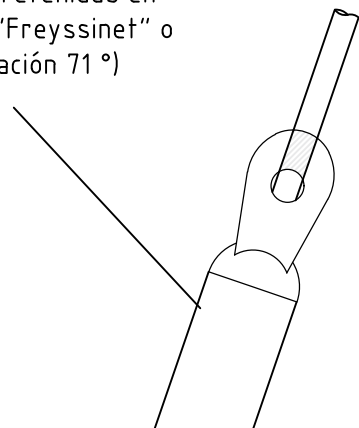
Acera peatonal: tratamiento de pavimento liso de hormigón de exteriores ejecutado con ligante de base co-elástica en dispersión acuosa

Vista 3D noroeste de la Torre 1 de la pasarela



Detalle A.1: Anclaje de tirante de retenida a cimentación

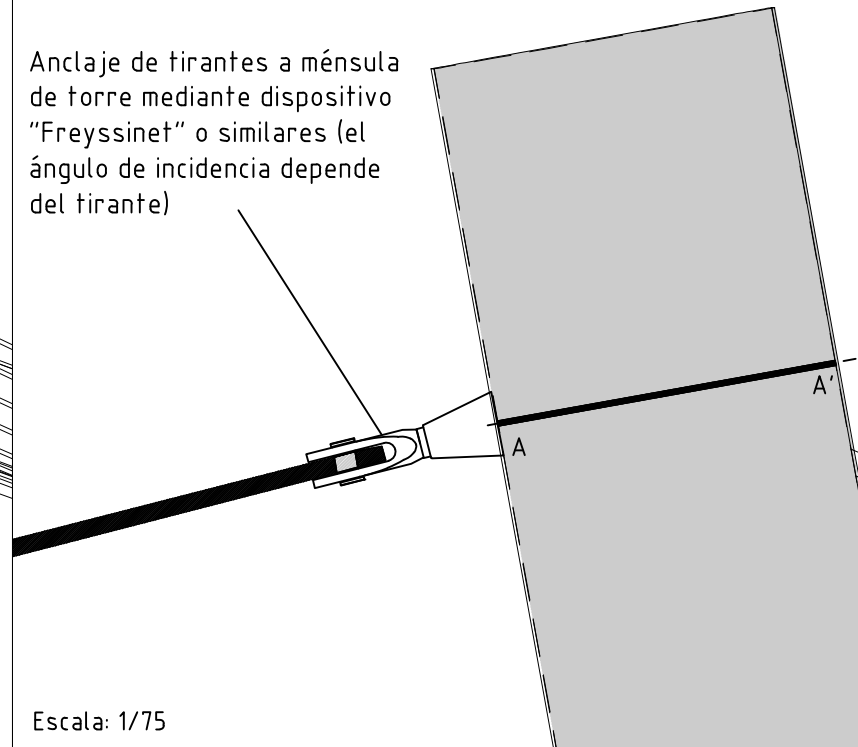
Anclaje tipo de retenidas en cimentación de "Freyssinet" o similares (inclinación 71°)



Escala: 1/50

Detalle A.2: Anclaje de tirante a torre

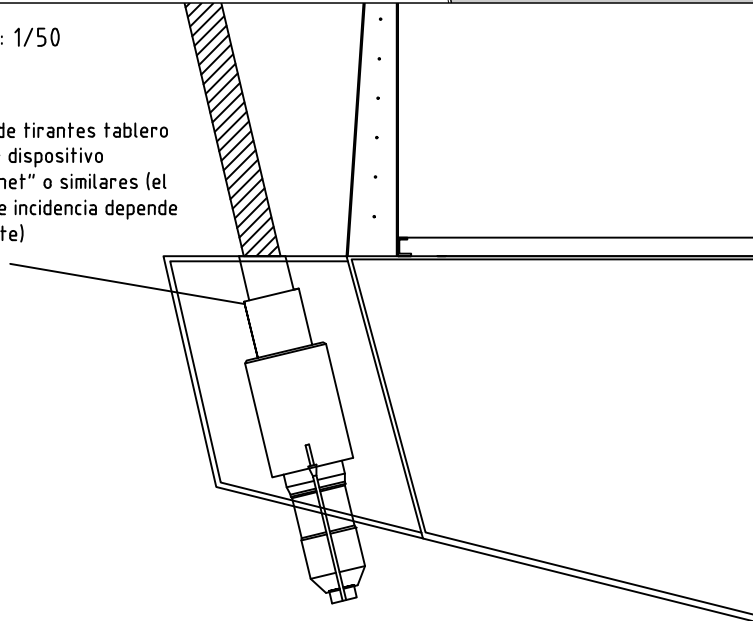
Anclaje de tirantes a ménsula de torre mediante dispositivo "Freyssinet" o similares (el ángulo de incidencia depende del tirante)



Escala: 1/75

Escala: 1/50

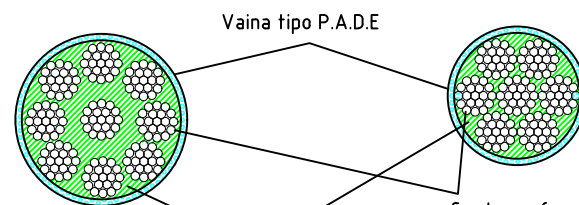
Anclaje de tirantes tablero mediante dispositivo "Freyssinet" o similares (el ángulo de incidencia depende del tirante)



Detalle A.3: Anclaje de tirante a tablero

Tirantes tipo de la pasarela (o similar)

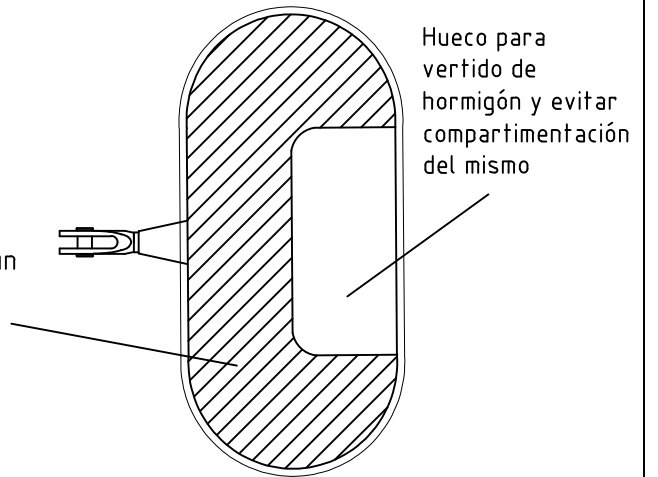
-Cable de Retenida 9x19 (169 torones 2") Ø179,6 mm - Cable de Tirante 7x19 (109 torones 2") Ø144,2 mm



Escala: 1/10

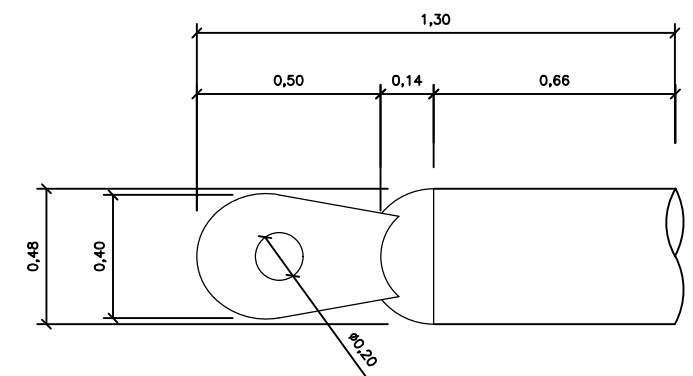
Sección A-A' del detalle A.2: diafragma en anclaje de tirantes

Diafragma de chapa de 20 mm dispuesto en sección de anclaje de tirantes para repartir uniformemente la tracción producida por el tirante en la sección de apoyo consiguiendo un trabajo solidario del perímetro de la chapa del tablero



Escala: 1/500

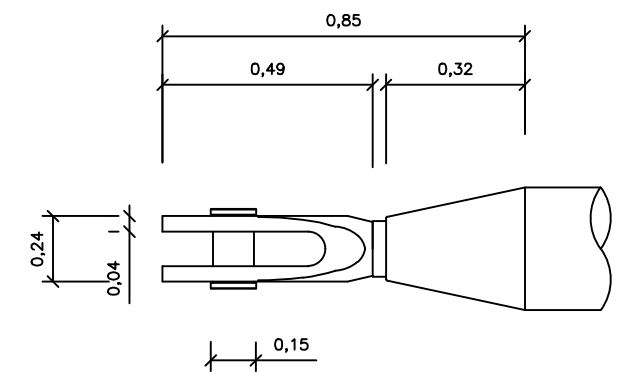
Dispositivo de anclaje de tirante de retenida a cimentación (o similar)



Escala: 1/25

cotas en metros

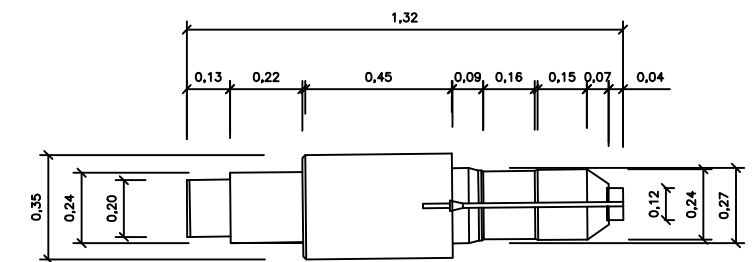
Dispositivo de anclaje de tirante a torre (o similar)



Escala: 1/25

cotas en metros

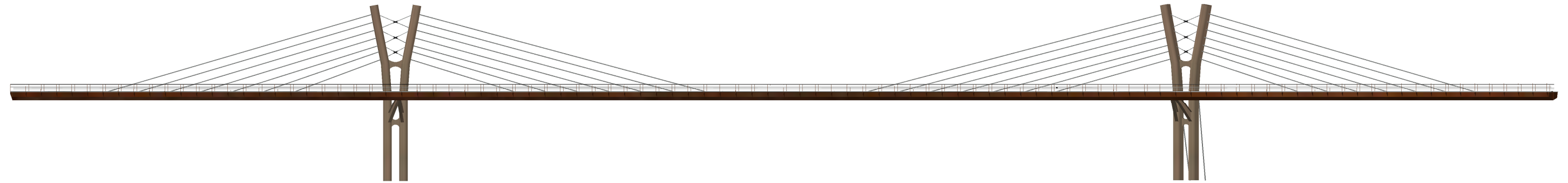
Dispositivo de anclaje de tirante a tablero (o similar)



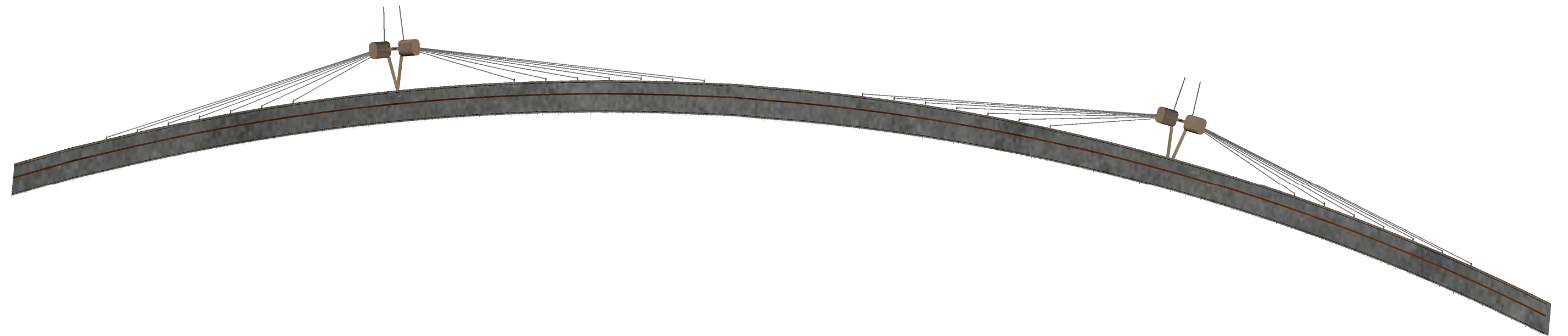
Escala: 1/50

cotas en metros

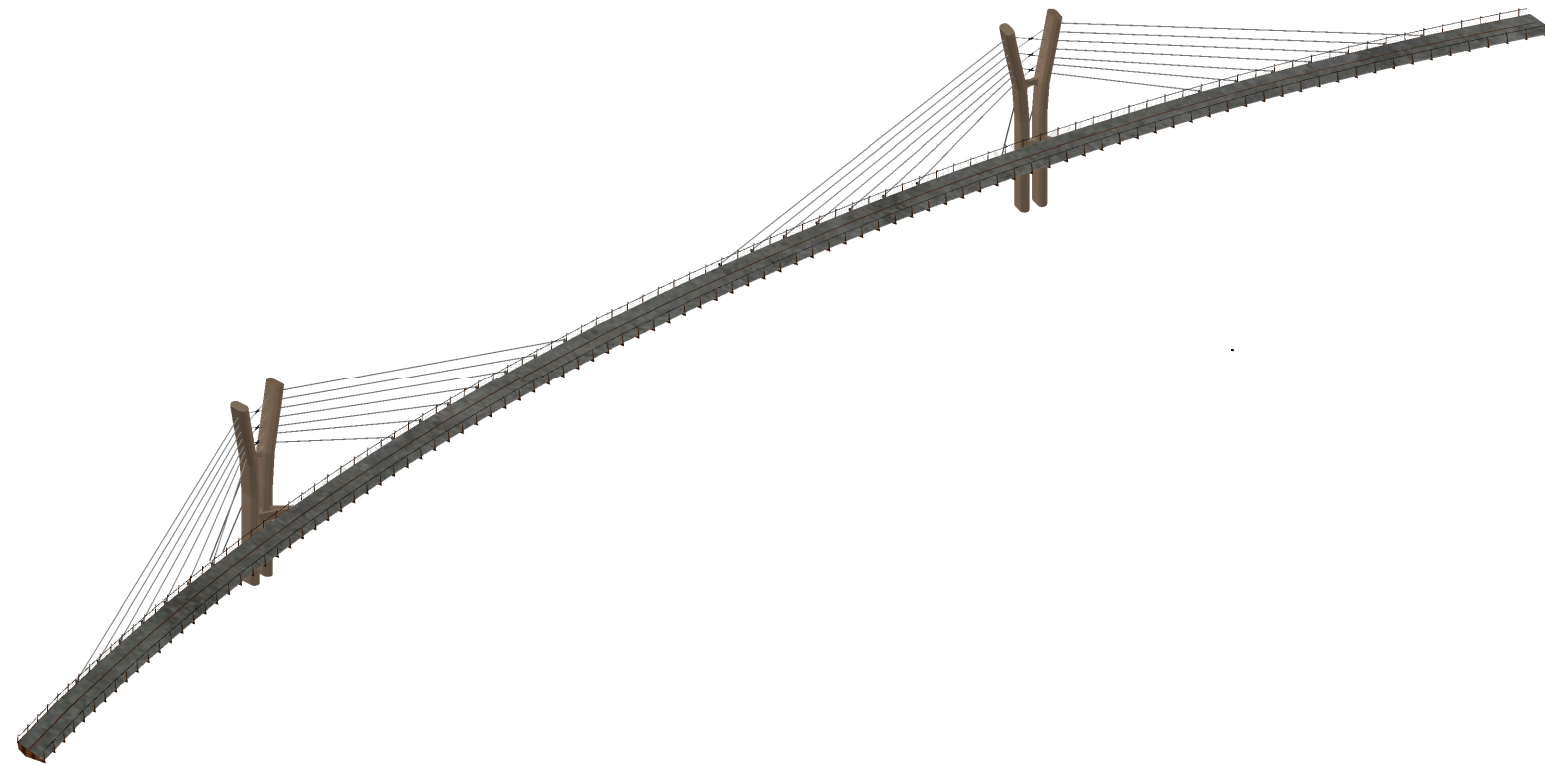
Alzado desarrollado de la pasarela



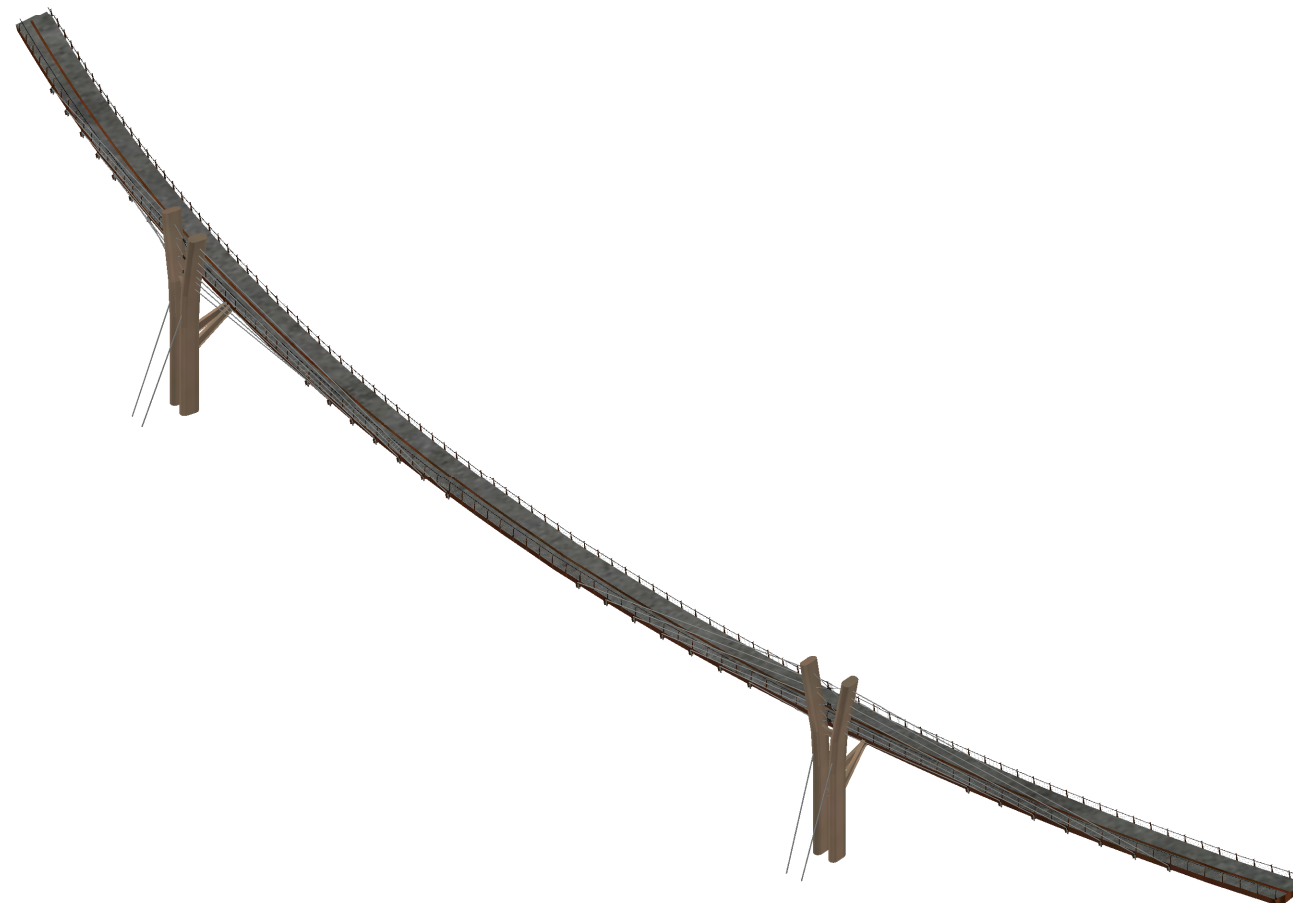
Vista en planta de la pasarela



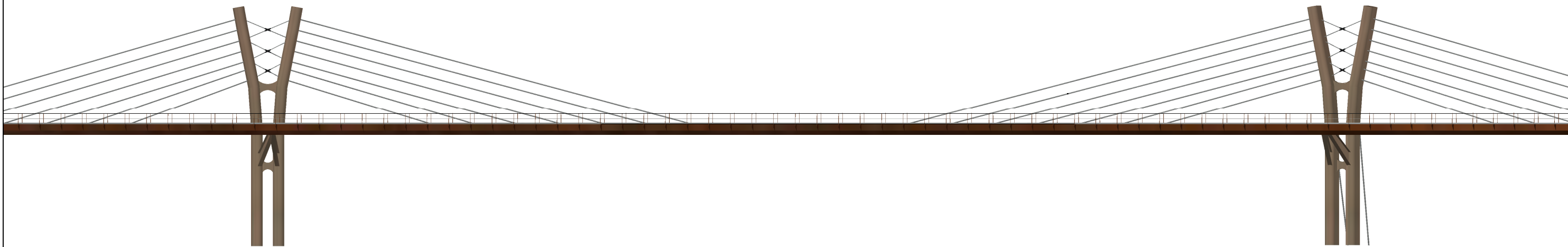
Vista 3D Sureste de la pasarela



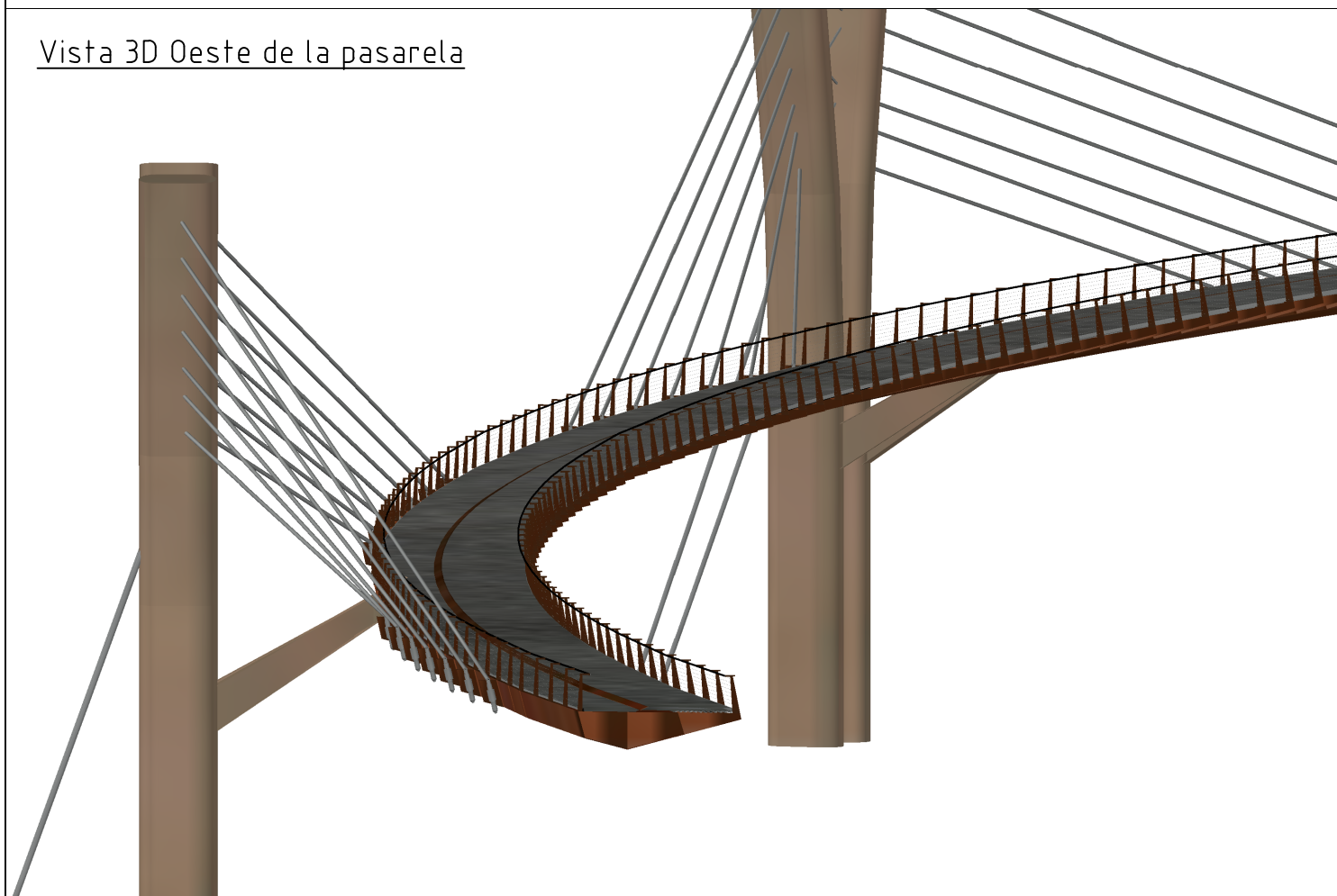
Vista 3D Noroeste de la pasarela



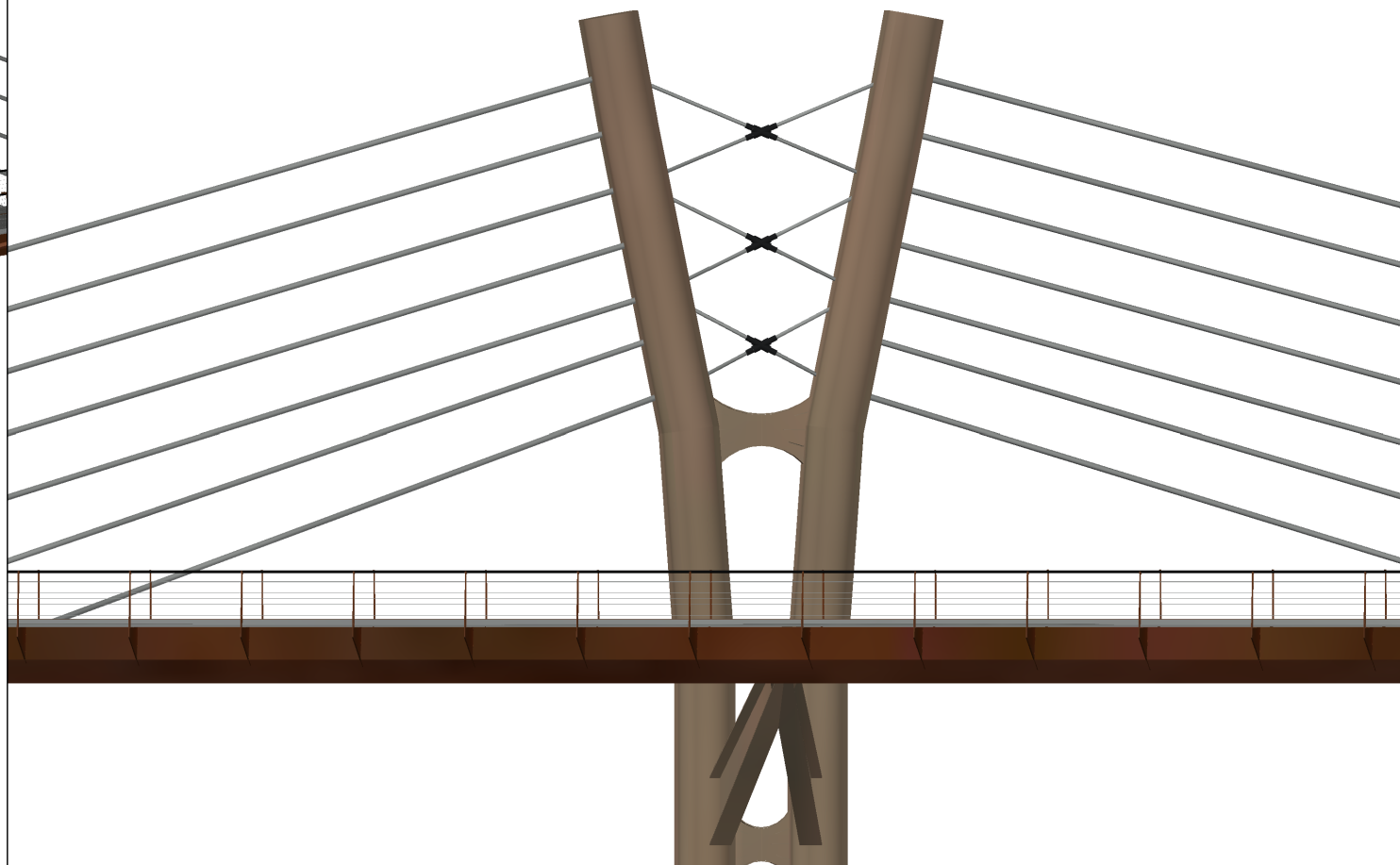
Alzado desarrollado de la pasarela



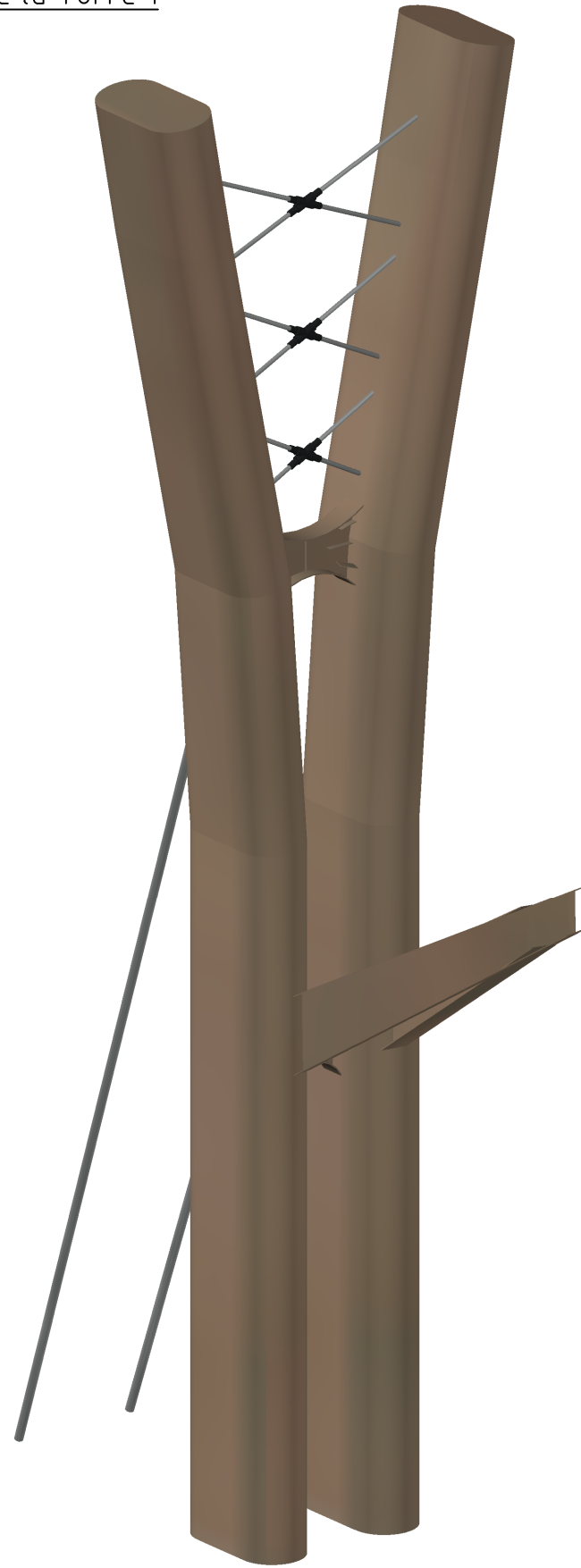
Vista 3D Oeste de la pasarela



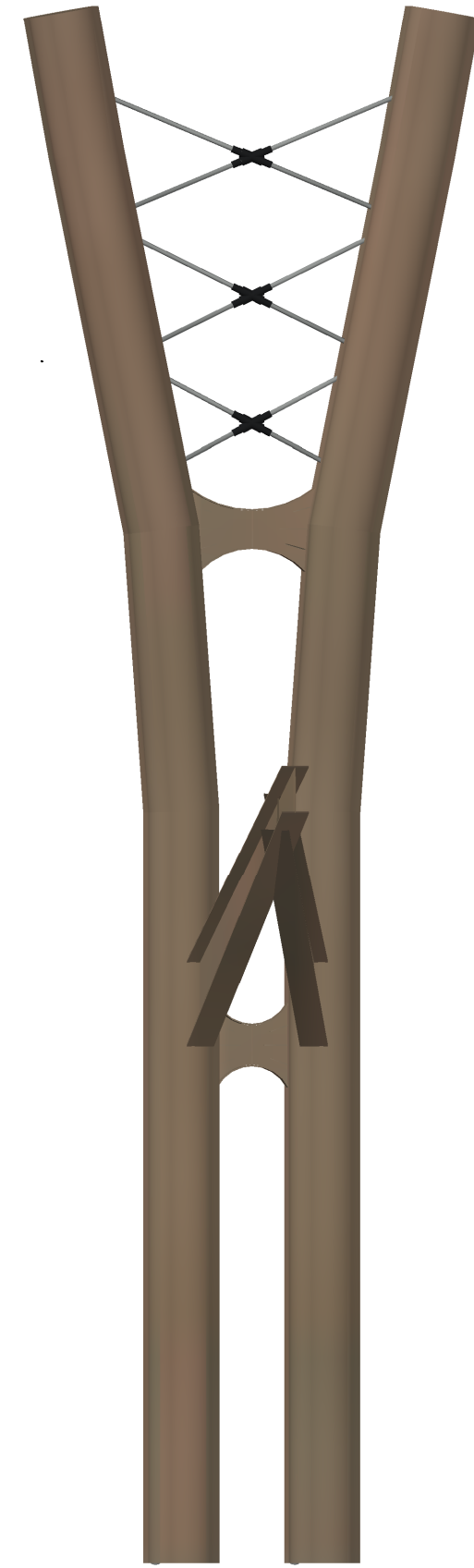
Encuentro de torre con tablero



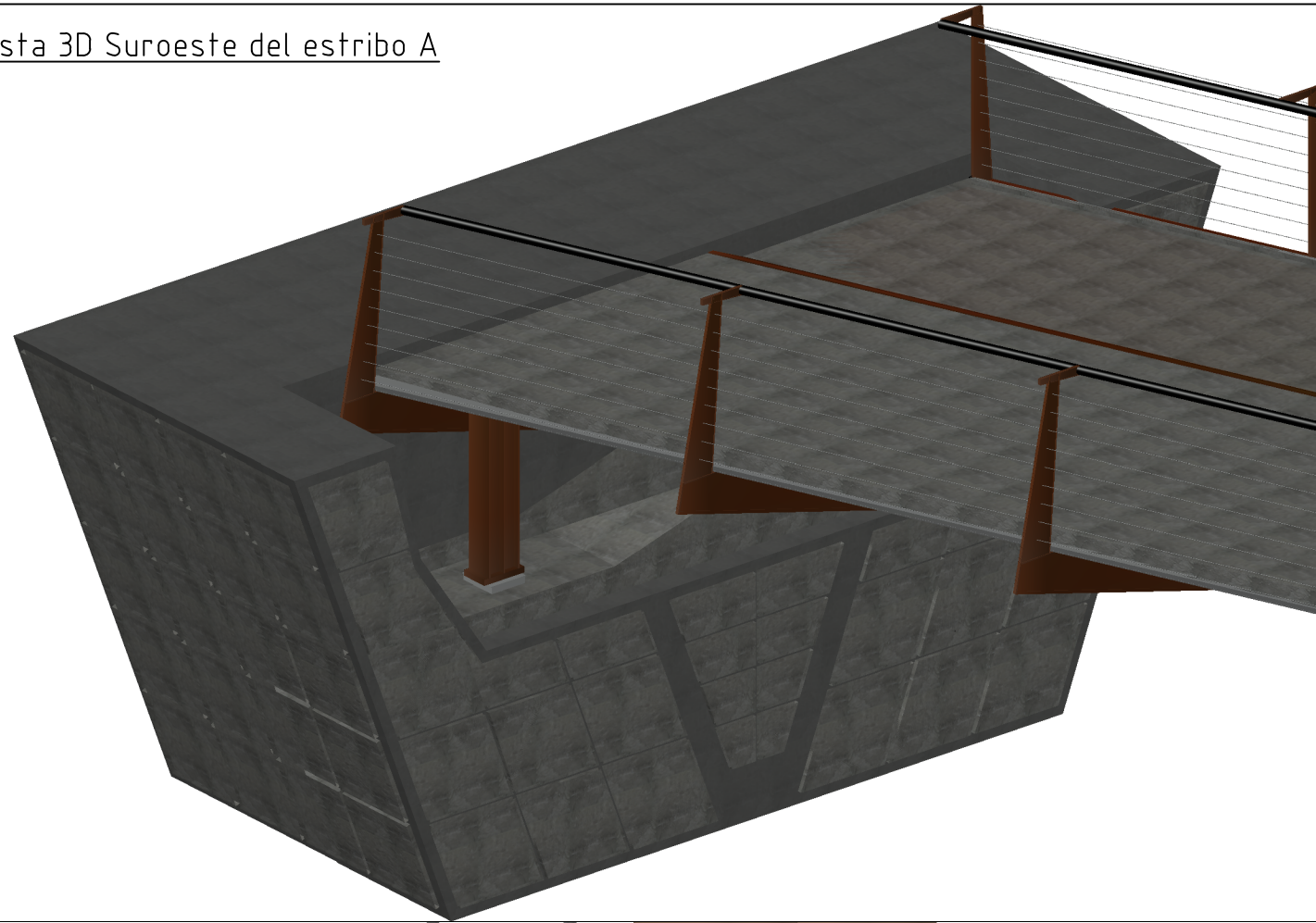
Vista 3D Suroeste de la Torre 1



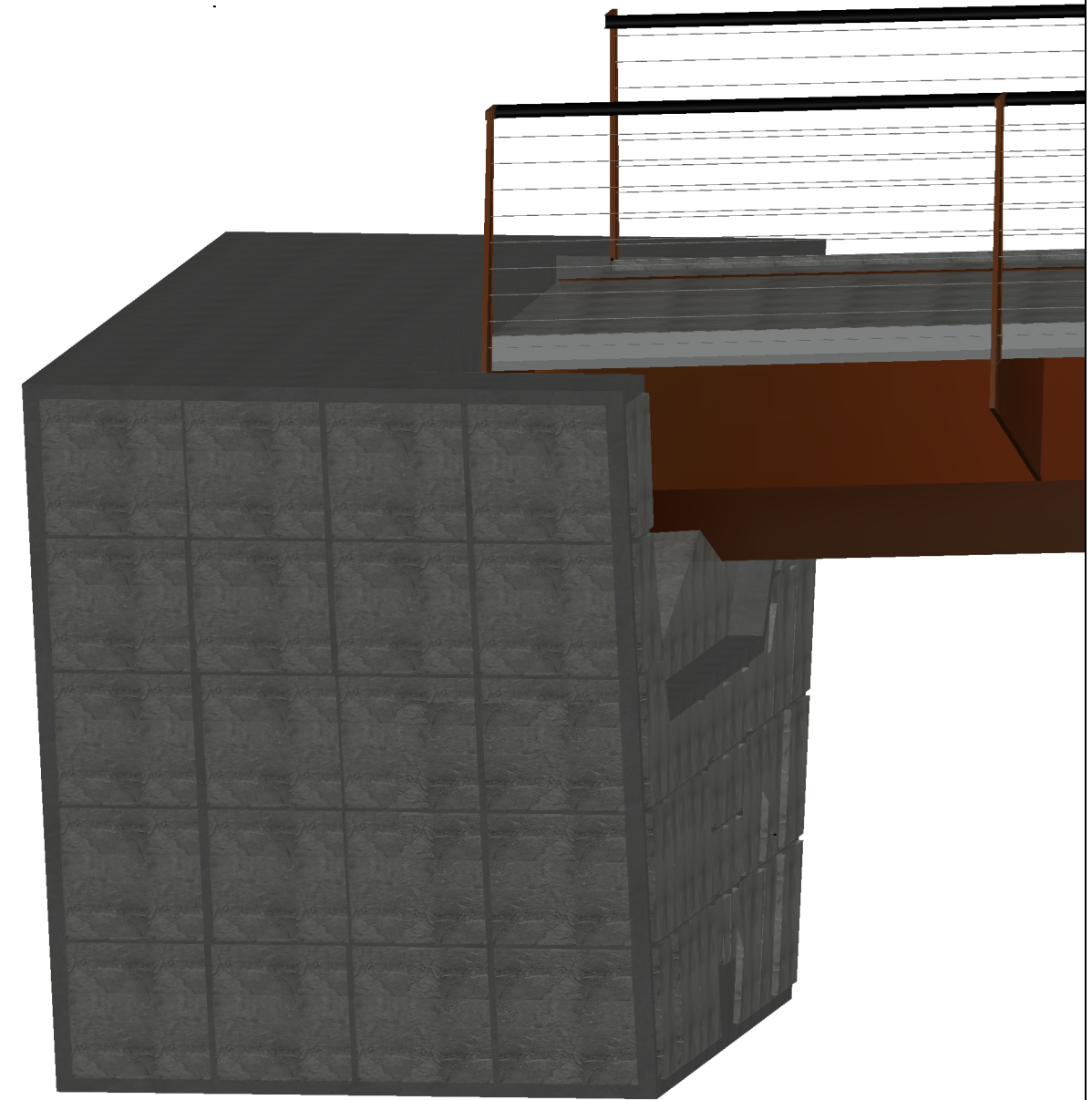
Alzado desarrollado de la Torre 1



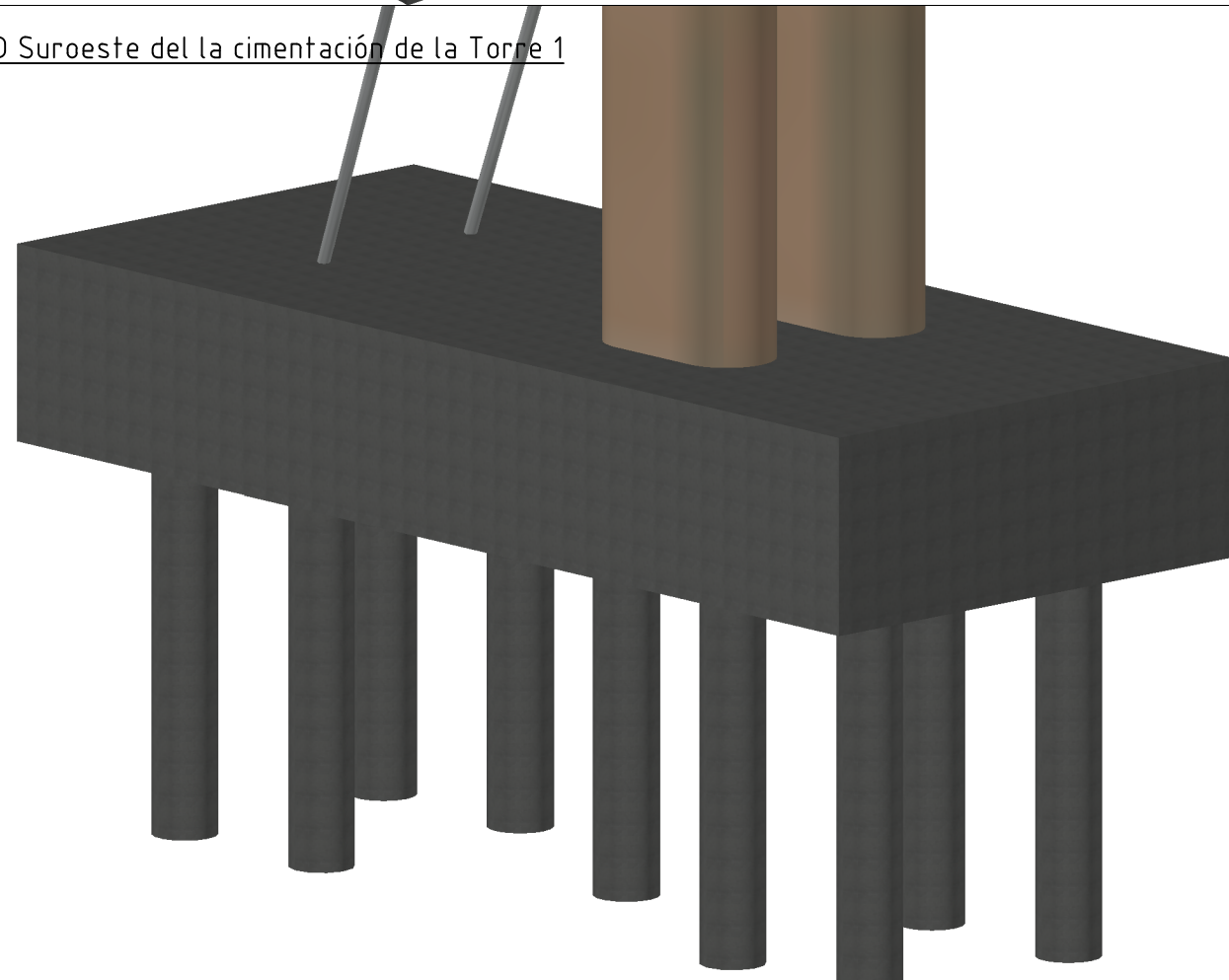
Vista 3D Suroeste del estribo A



Vista lateral del estribo A

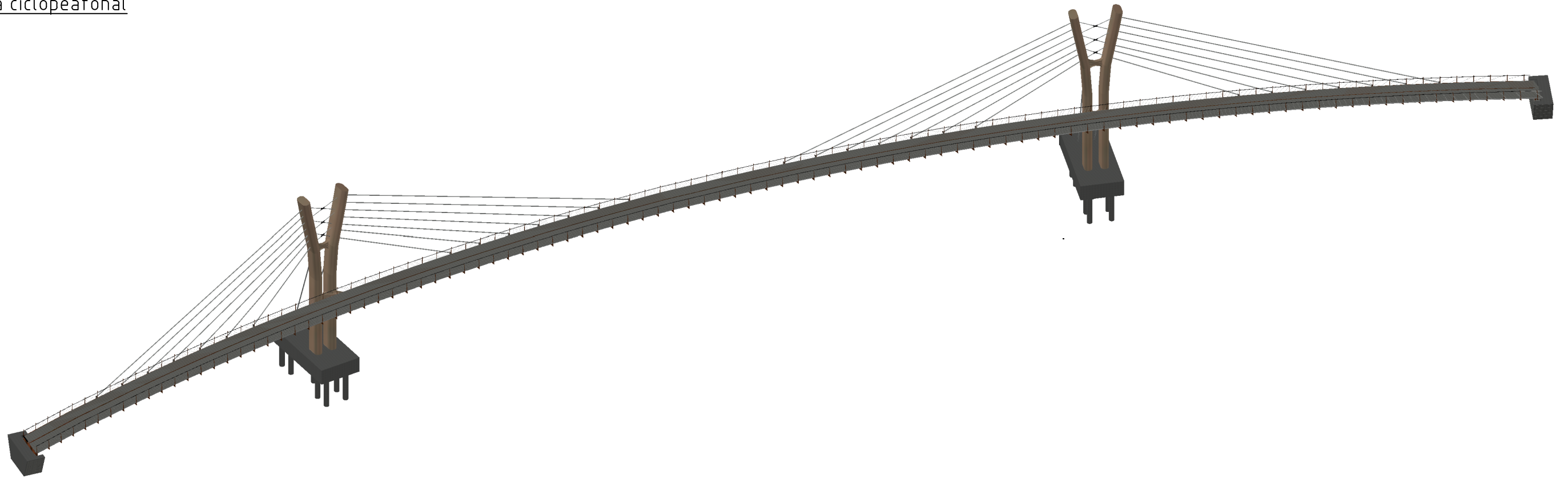


Vista 3D Suroeste de la cimentación de la Torre 1



Nota: el cálculo y justificación de diseño de los estribos se detallan en el proyecto que completa el diseño estructural de la pasarela ciclopeatonal (Diseño geotécnico de una pasarela ciclopeatonal en el barranco de Santa Ana, T.M. de Benissa (Alicante))

Vista 3D Sureste del proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal



Vista 3D Suroeste simétrica del proyecto completo de la pasarela ciclopeatonal

