**Proyecto de Construcción “*Pasarela sobre la carretera CA-32,  
para conexión peatonal y bicicletas, desde apeadero Las Aletas  
a la Escuela Superior de Ingeniería de la Universidad de Cádiz,  
T.M. de Puerto Real (Cádiz)*”**

**Anejo Nº. 8 – ESTRUCTURAS**

[1. Introducción y objeto 3](#_Toc472926832)

[2. Información de partida para la realización del presente trabajo 3](#_Toc472926833)

[3. Descripción de la pasarela 3](#_Toc472926834)

[4. Bases de cálculo 5](#_Toc472926835)

[5. Instrucciones y normativa de aplicación 5](#_Toc472926836)

[6. Programas informáticos empleados en los cálculos 5](#_Toc472926837)

[7. Materiales, recubrimiento y coeficientes parciales de seguridad 5](#_Toc472926838)

[8. Acciones consideradas en el cálculo 6](#_Toc472926839)

[8.1. Valores característicos de las acciones 6](#_Toc472926840)

[8.1.1. Acciones permanentes 6](#_Toc472926841)

[8.1.2. Acciones permanentes de valor no constante 6](#_Toc472926842)

[8.1.3. Acciones variables 6](#_Toc472926843)

[8.1.4. Acciones accidentales 7](#_Toc472926844)

[8.2. Valores representativos de las acciones 7](#_Toc472926845)

[8.3. Valores de cálculo de las acciones 7](#_Toc472926846)

[8.3.1. Estados límite últimos 7](#_Toc472926847)

[8.3.2. Estados límite de servicio 7](#_Toc472926848)

[9. Combinación de acciones 7](#_Toc472926849)

[10. Modelo de cálculo general 8](#_Toc472926850)

[10.1. Descripción 8](#_Toc472926851)

[10.2. Cargas consideradas 8](#_Toc472926852)

[10.3. Combinaciones de acciones realizadas 9](#_Toc472926853)

[11. Cálculo del tablero mixto 10](#_Toc472926854)

[11.1. Comprobación de las secciones mixtas en elu frente al agotamiento por flexión, cortante y torsión 10](#_Toc472926855)

[11.2. Estado límite de plastificaciones locales 10](#_Toc472926856)

[11.3. Estados límite de deformaciones y vibraciones 10](#_Toc472926857)

[11.4. Comprobaciones en fase constructiva 11](#_Toc472926858)

[11.5. Dimensionamiento de los rigidizadores interiores y diafragmas de apoyos 11](#_Toc472926859)

[11.6. Dimensionamiento de los pernos de conexión viga-losa 11](#_Toc472926860)

[11.7. Cálculo de la armadura transversal de losa 11](#_Toc472926861)

[12. Cálculo de los aparatos de apoyo 11](#_Toc472926862)

[13. Cálculo de las pilas metálicas inclinadas y su conexión a la cimentación 11](#_Toc472926863)

[13.1. Cálculo de los fustes metálicos 11](#_Toc472926864)

[13.2. Dimensionamiento de la conexión a la cimentación 11](#_Toc472926865)

[14. Cálculo de los fustes de pilas de hormigón armado 12](#_Toc472926866)

[15. Cálculo de los cimientos de pilas y estribos 12](#_Toc472926867)

[16. Resumen y conclusiones 12](#_Toc472926868)

**ANEXOS DE CÁLCULSO**

**Anexo Nº. 1 – Modelo general de cálculo**

**Anexo Nª. 2 – Cálculo del tablero mixto**

**Anexo Nº. 3 – Cálculo de aparatos de apoyo**

**Anexo Nº. 4 – Cálculo de alzados de pilas**

**Anexo Nª. 5 – Cálculo de cimientos de pila y estribo**

**Proyecto de Construcción “*Pasarela sobre la carretera CA-32,  
para conexión peatonal y bicicletas, desde apeadero Las Aletas  
a la Escuela Superior de Ingeniería de la Universidad de Cádiz,  
T.M. de Puerto Real (Cádiz)*”**

**Anejo Nº. 8 – ESTRUCTURAS**

1. Introducción y objeto

En el presente documento se describe el procedimiento seguido para el diseño y cálculo de la pasarela proyectada sobre CA-32, para materializar la conexión peatonal del apeadero de Las Aletas con el Parque Metropolitano De Los Toruños, en el término municipal de Puerto Real, en la provincia de Cádiz.

La presente memoria describe las bases de cálculo, características de los materiales, hipótesis adoptadas, medios empleados en el cálculo, resultados obtenidos y conclusiones derivadas del proceso. Posteriormente, se adjuntan los cálculos completos realizados para el dimensionamiento y justificación de la estructura en cuestión.

2. Información de partida para la realización del presente trabajo

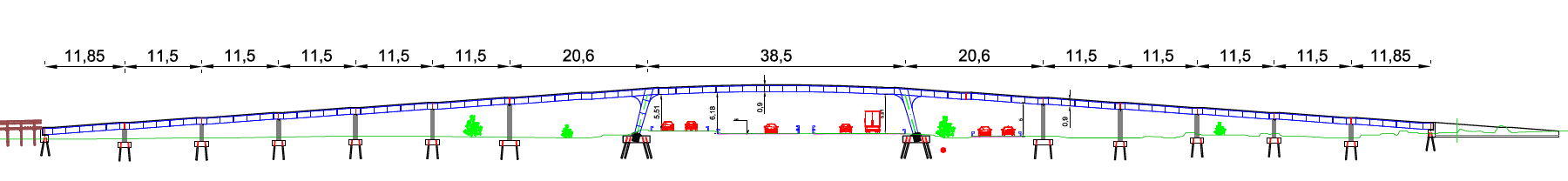
Para la redacción del presente proyecto, se ha empleado con la siguiente información de partida:

⇨ Planos del “**Proyecto Básico de Pasarela sobre CA-32 para conexión peatonal del Apeadero de las Aletas al Parque Metropolitano de los Toruños**”. Se trata de 6 hojas en formato .pdf, que muestran el entorno y la ubicación de la pasarela, así como una primera aproximación a sus características geométricas y estructurales.

⇨ **Información geotécnica:** Para el presente proyecto contamos con la información geotécnica correspondiente al proyecto “Eje Principal Esto-Oeste del Área de Actividades Logísticas, Empresariales, Tecnológicas, Ambientales y de Servicios de la Bahía de Cádiz – Las Aletas”. Dicho proyecto contemplaba, entre otras, la construcción de una estructura sobre la CA-32, en una posición en planta muy próxima a la de la pasarela objeto de proyecto. Se cuenta con los datos de los sondeos realizados para dicha estructura, un perfil y planta geológica, así como un texto resumen de los datos geotécnicos.

3. Descripción de la pasarela

La pasarela proyectada tiene una longitud total de 206.9 metros, divididos en 14 vanos de luces 11.85+11.5x5 + 20.6 + 38.5 + 20.6 + 11.5x4 + 11.85 metros respectivamente. Presenta planta recta en todo su recorrido. El vano de 38.5 metros cruza sobre la carretera principal, así como sobre un ramal de incorporación.

  
**Ilustración 1: Alzado longitudinal de la pasarela**

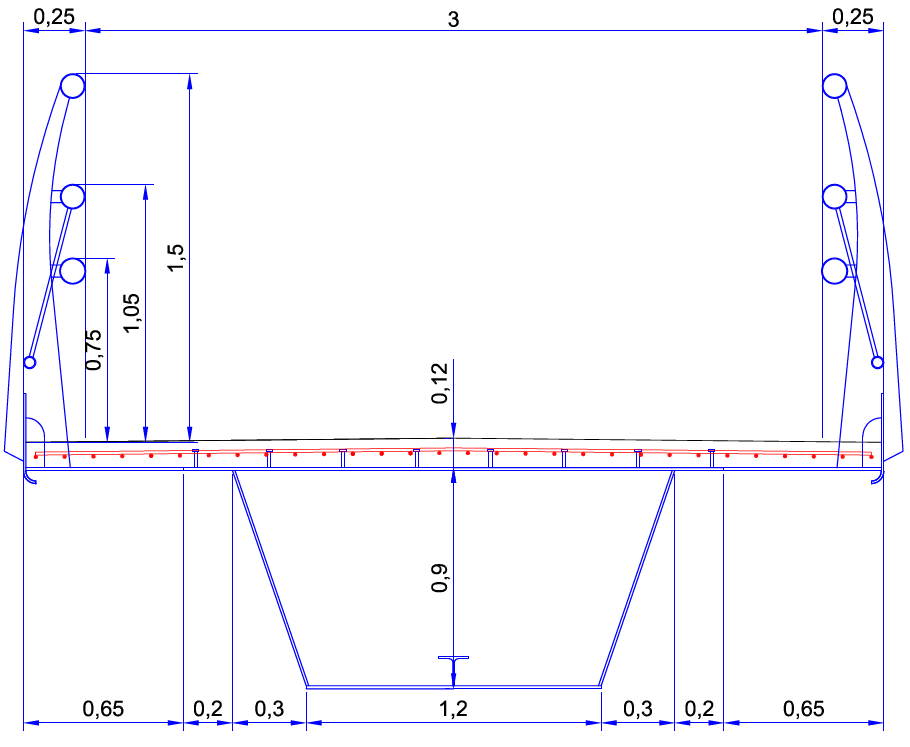
En alzado, la pasarela presenta desde cada extremo una rampa ascendente formada por un tramo de 10 metros con una pendiente del 7.5% intercalados con descansillos horizontales de 1.5 metros de longitud, acorde a la normativa de accesibilidad vigente. Sobre la carretera principal, en la zona más alta, la pasarela describe un acuerdo convexo circular de 324 metros de radio, con una pendiente de entrada y salida del 5% y nula en el vértice.

El gálibo vertical mínimo considerado en el encaje en alzado de la pasarela es de 5.5 metros para las carreteras que discurren bajo el vano de 38.5 metros (vano 8), y de 5 metros para la carretera (ramal) que discurre bajo el vano 9.

La sección transversal es de tipo mixto, y está formada por una viga cajón metálica de 0.90 m de canto, con una anchura del ala inferior de 1.20 m, almas inclinadas, y una anchura del ala superior de 2.20 m. Sobre dicha viga, se dispone una losa de compresión de hormigón armado que materializa la anchura total de la pasarela, que es de 3.50 m. El espesor de la losa de compresión es de 12 cm en el centro, reduciéndose a dos aguas hacia los bordes con pendiente transversal del 1%.

El ala inferior dispone en toda la longitud de un rigidizador longitudinal formado por medio perfil IPE240.

La viga cajón metálica dispone de rigidizadores interiores dispuestos cada 2 metros, formados por una chapa transversal de 12 mm de espesor.

  
**Ilustración 2: Sección transversal de la pasarela**

En la zona de apoyos de pilas 1 a 6 y 9 a 13, se dispone el diafragma de apoyos formado por una chapa de 20 mm de espesor, y platabandas longitudinales sobre cada apoyo de 20 mm de espesor, 340 mm de longitud de 450 mm de altura.

El diafragma de apoyos para las pilas 7 y 8 se materializa dando continuidad por el interior de la viga metálica a las chapas transversales que conforman el fuste de la pila metálica, las cuales presenta un espesor de 25 mm.

En estribos, dado que es necesario aumentar la separación transversal de los apoyos hasta 2.8 metros, para evitar la presenta de tracciones en los mismos, el diafragma está formado un panel extradosado de 20 mm de espesor, con un ala inferior de 500 mm de anchura de 12 mm de espesor. Sobre la vertical de los apoyos, se disponen platabandas longitudinales de 340 mm de longitud, 20 mm de espesor y una altura de 876 mm.

La culera del tablero en los estribos es de 0.4 metros.

La losa de compresión se apoya íntegramente en la chapa que conforma el ala superior del cajón, así como en dos chapas de 12 mm de espesor, que a modo de encofrado perdido sobresalen a ambos lados del ala superior y materializan la anchura completa de la sección. La conexión estructural entre la losa de compresión y la viga cajón metálica se lleva a cabo mediante pernos NELSON de 12.7” de diámetro (0.5”), con una altura de 75 mm.

Sobre la losa de compresión se dispondrá se dispondrá un pavimento tipo “Slurry” antideslizante.

A ambos lados de la sección se disponen las correspondientes barandillas metálicas. Dado que está previsto que la pasarela tenga un uso mixto peatones-ciclistas, las barandillas tendrán una altura de 1.5 metros, acorde con lo indicado en el punto 7.2 de las “Recomendaciones De Diseño Para Las Vías Ciclistas En Andalucía”. Las barandillas contarán también con un doble pasamanos, a 1.05 y 0.75 metros, acorde al “Documento Técnico sobre el Decreto Andaluz de Accesibilidad”.

Las pilas 7 y 8 (contiguas al vano de 38.5 metros) son metálicas y están empotradas al tablero. Presentan una sección cajón de 1.2 metros de anchura y canto variable con un valor mínimo de 0.75 metros en la unión con el encepado, y máximo de 1.1 metros en la unión con el tablero.

En el resto de pilas, así como en los estribos, el tablero está apoyado en la subestructura mediante una pareja de neoprenos-teflón que están guiados según la dirección transversal y permiten el libre desplazamiento en dirección longitudinal. Las dimensiones del bloque de neopreno son 200x250x82(40). Para evitar la reptación de los apoyos, estos están soldados a la viga metálica, y anclados mediante perno a la subestructura.

Las pilas 1 a 6 y 9 a 13 están formadas por un fuste de hormigón armado de sección hipodrómica, con 0.6 metros de canto (en dirección longitudinal). La anchura de la sección (en dirección transversal) es constante de 0.9 metros, salvo en los 1.1 metros superiores donde se incrementa hasta un valor máximo de 1.32 metros en coronación de fuste. La altura de los fustes de pila varía desde un valor mínimo de 1.77 metros (pila 1) hasta un valor máximo de 5.3 metros en pila 6. En coronación de pilas, la separación transversal de los aparatos de apoyo es de 0.8 metros.

La cimentación de las pilas 1 a 6 y 9 a 13 está resuelta mediante un encepado rectangular de 0.8 metros de canto provisto de 4 micropilotes inclinados de 150 mm de diámetro de perforación, con un tubería metálica interior de 88.9 mm de diámetro y 8 mm de espesor. Los micropilotes presentan una inclinación de 5º en dirección longitudinal y de 10º en dirección transversal. Según cálculos, la longitud necesaria de los micropilotes es de 23.5 metros. La distancia considerada entre el eje de los micropilotes y el borde del encepado es de 0.4 metros.

La dimensión en planta de los encepados de las pilas 1 a 6 y 9 a 13 se agrupa en tres grupos:

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| PILAS | Dimensión transversal (m) | Dimensión longitudinal (m) |
| 1,2,12 y 13 | 2.2 | 2 |
| 3,4,5,10 y 11 | 2.5 | 2 |
| 6 y 9 | 3 | 2.9 |

La cimentación de las pilas metálicas 7 y 8 (junto al vano de 38.5 metros) está resuelta mediante un encepado rectangular de planta cuadrada y 4 metros de lado, con 1 metro de canto. La conexión con las pilas metálicas se lleva a cabo mediante una chapa de anclaje de 70 mm de espesor soldada a la sección cajón del fuste de pila, dispuesta de 36 pernos roscados Ø27, en acero grado 8.8. Estos pernos se introducen en el interior del encepado, quedando anclados en el extremo por una placa anular de 30 mm de espesor.

Los encepados de las pilas 7 y 8 están provistos de 28 micropilotes inclinados de 180 mm de diámetro de perforación y una longitud de 21.5 metros. Disponen de una tubería metálica de 114 mm de diámetro y 9 mm de espesor. Los micropilotes se disponen en dos hileras transversales de 2x7 micropilotes cada una, con una separación longitudinal de 2.7 metros. Cada hilera está formada por dos filas transversales de 7 micropilotes distribuidos uniformemente. La inclinación longitudinal de los micropilotes es de 15º, mientras que la inclinación transversal es de 5º.

Los estribos son idénticos, y están formados por una viga cargadero en hormigón armado, de 1.05 metros de canto, 1.05 metros de anchura y una longitud de 3.8 metros. Permite alojar los aparatos de apoyos de los estribos separados 2.8 metros, así como la viga diafragma extradosada. Disponen de un murete-espaldón de 20 centímetros de espesor y 1.15 metros de altura.

La cimentación de los estribos se materializa mediante 4 micropilotes de 150 mm de diámetro, con tubería de 88.9 mm de diámetro y 8 mm de espesor. La longitud de los micropilotes es de 20.5 metros. Los micropilotes se disponen por parejas en la vertical de los aparatos de apoyo, quedando de esa forma a una distancia transversal de 280 cm. Cada pareja se sitúa longitudinalmente a una separación de 25 cm simétricamente con respecto al eje de apoyos. La inclinación de los micropilotes es de 10º en dirección longitudinal y transversal.

Por detrás del estribo 1 está prevista la disposición de una rampa-pasarela de madera, cuyo diseño y proyecto no se aborda en el presente documento.

En continuación del estribo 2, se dispone una rampa de acceso materializada por una sección en U de hormigón armado, de 3.5 metros de anchura, con espesor 25 cm de espesor de solera y hastiales. La altura de la sección en U es variable, desde un mínimo de 0.92 m (en el arranque), hasta un máximo de 2.2 metros junto al estribo. La longitud total de la rampa es de 18.5 metros, describiendo un tramo de 10 metros con 7.5% de pendiente, un descansillo de 1.5 metros, y un tramo de 7 metros con 7.5% de pendiente.

4. Bases de cálculo

El dimensionamiento de la estructura se realizará según los principios de la mecánica racional y teoría de estructuras, adaptadas al diseño estructural. Se seguirán las prescripciones recogidas en la normativa vigente en el territorio español, así como las recomendaciones y la normativa internacional de aplicación, cuando proceda. De acuerdo con lo anterior, el cálculo se realizará siguiendo el principio de los Estados Límites, que establece que la seguridad de la estructura en su conjunto, o en cualquiera de sus partes, se garantiza comprobando que la solicitación no supera la respuesta última de las mismas. Este requisito para la seguridad se expresa sintéticamente mediante la siguiente desigualdad:

**Sd<Rd**

Siendo Sd la solicitación de cálculo aplicable en cada caso, y Rd la respuesta última de la sección o elemento.

Para la aplicación de este criterio de seguridad, se consideran tanto situaciones de servicio como de agotamiento, esto es, Estados Límites de Servicio (ELS) y Estados Límites Últimos (ELU), de acuerdo con las definiciones dadas para los mismos en las normativas de referencia. En principio, los Estados Límites Últimos están asociados a la rotura de secciones o elementos. Para ellos, se evalúan las solicitaciones mediante la mayoración de los valores representativos de las acciones (en general característicos), utilizando los oportunos coeficientes parciales que luego se detallan. Las resistencias de las secciones o elementos se estiman mediante las características geométricas, y las resistencias minoradas de los materiales.

Por el contrario, los Estados Límites de Servicio están asociados a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Las solicitaciones se evalúan mediante sus valores representativos, en general sin mayorar, afectados de los oportunos coeficientes de combinación, para tener en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea (concomitancia) de varias acciones. Las resistencias se estiman a partir de los valores nominales de las dimensiones y resistencias de los elementos o secciones de la estructura, sin minorar.

5. Instrucciones y normativa de aplicación

El proyecto de la presente estructura se realizará conforme a las prescripciones recogidas en los siguientes textos normativos en vigor:

🢭 Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95).

🢭 Instrucción de Acero Estructural (EAE-11).

🢭 Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).

🢭 Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera (IAP-11).

🢭 Norma de construcción Sismorresistente (NCSP-07).

🢭 Norma UNE EN 1337-3 para el cálculo de los apoyos elastoméricos.

🢭 Eurocódigo 8, Parte2: Puentes. Comprobación de los apoyos elastoméricos en situación sísmica.

🢭 Guía para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera (Ministerio de fomento 2005).

Para el diseño de la pasarela y sus diferentes elementos, se han tenido en cuenta también las siguientes publicaciones, relativas a accesibilidad peatonal y carriles bici:

🢭 Documento Técnico sobre el Decreto Andaluz de Accesibilidad. Junta de Andalucía. Abril de 2012.

🢭 Borrador de las Recomendaciones de diseño para las Vías Ciclistas en Andalucía (versión 11 de junio de 2013). Junta de Andalucía.

6. Programas informáticos empleados en los cálculos

Los cálculos de comprobación de la estructura se llevan a cabo mediante programas de aplicación tanto en el cálculo general de estructuras como en el cálculo de elementos estructurales concretos. Los programas empleados han sido desarrollados bien por empresas especializadas en la elaboración de herramientas informáticas para el cálculo de estructuras o bien por esta propia oficina técnica. No obstante lo anterior, tanto los datos de partida como los resultados obtenidos por los programas, son siempre verificados a través de comprobaciones manuales aproximadas que justifiquen los órdenes de magnitud.

Los programas informáticos empleados son los que siguen:

🢭 SAP2000 NonLinear Versión 19: Programa de cálculo de estructuras que utiliza el MEF para la resolución. Desarrollado por Computers and Structures Inc. University Ave. Berkeley. Mediante dicho programa se han realizado diversos modelos de cálculo, los cuales se describen en los puntos siguientes.

🢭 Módulo “*Secciones Mixtas*” del paquete informático CivilCad2000. Permite la comprobación tensional y en rotura de secciones monocajón mixtas, obteniendo los valores de momento, cortante y torsor último.

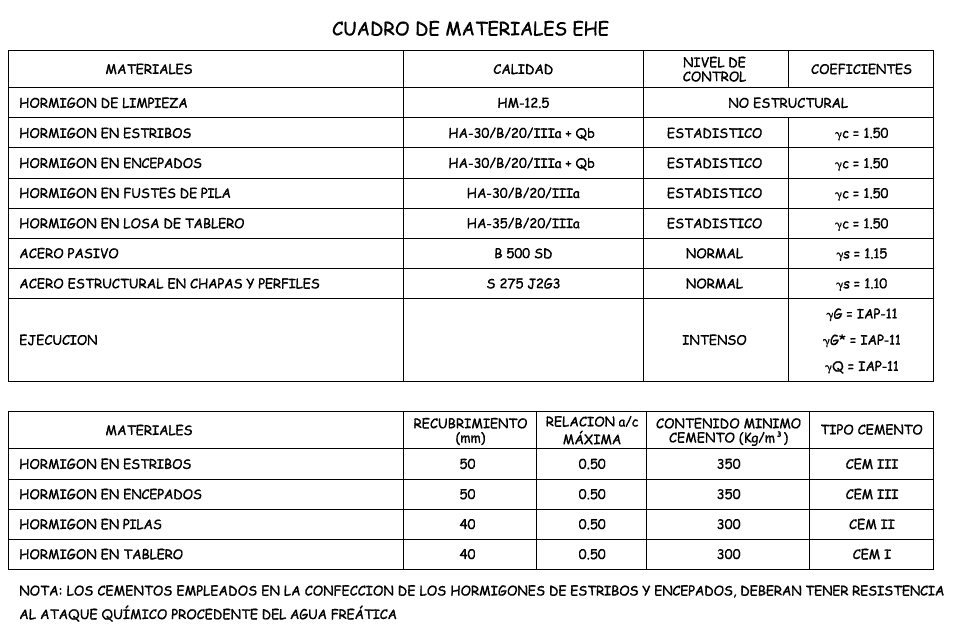
🢭 Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1. Desarrollado por la Unidad Docente de Hormigón Estructural de la E. T. S. I. C. C. P. de Madrid y el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. Adaptado a la EHE-08.

🢭 Programa C2SBetón. Versión 2014.6. Análisis de secciones de hormigón armado frente a rotura por flexocompresión esviada. CubeCut Software.

🢭 Diversas hojas de cálculo y programas desarrollados por el proyectista.

7. Materiales, recubrimiento y coeficientes parciales de seguridad

Las características de los materiales a emplear en la construcción de la estructura objeto de la presente nota de cálculo son, en consonancia con lo dispuesto las instrucciones EHE, RPX y EAE, las siguientes, para una vida útil de proyecto de 100 años:



En lo referente a los micropilotes, los materiales considerados son los siguientes:

🢭 Tubería de Acero TM-80 (Límite elástico 560 Mpa).

🢭 Mortero de cemento fck > 30 Mpa, y resistente al ataque químico procedente del agua freática.

El acero de los pernos NELSON, es el siguiente: St 37-3 K.

8. Acciones consideradas en el cálculo

La determinación de los valores característicos de las acciones, así como de sus valores representativos y de cálculo y las combinaciones a realizar con las mismas, a fin de verificar el cumplimiento de los estados límite, se lleva a cabo según lo prescrito en la Instrucción IAP-11.

8.1. Valores característicos de las acciones

8.1.1. Acciones permanentes

⇨ **Peso Propio:** El valor característico del peso de los elementos estructurales de hormigón, se determina tomando como peso específico del mencionado material 25 kN/m3. El peso de los elementos de acero se computa a partir del área de las secciones y considerado un peso específico del acero de 78.5 kN/m3.

⇨ **Carga Permanente:** Las cargas consideradas son las siguientes:

🢭 Pavimento: Se considera una capa de 1 cm de espesor de mortero antideslizante aplicado en una anchura de 3.5 metros, con un peso específico de 25 kN/m3.

🢭 Barandillas: Se considera un peso para cada una de las barandillas de 1 kN/m, lo que supone un peso total de 2 kN/m.

8.1.2. Acciones permanentes de valor no constante

⇨ **Acciones reológicas:** Se considera un acortamiento de la losa por retracción a tiempo infinito de valor 0.3 mm/m. Con respecto a la fluencia, se adopta para el modelo a largo plazo un coeficiente de fluencia de 2.

⇨ **Acciones debidas al terreno:** Se considera el posible empuje generado por el terreno sobre el trasdós de los estribos. Se considera para ello un peso específico de las tierras de 18 kN/m3, y un empuje activo correspondiente a un coeficiente de empuje de Ka = 0.33. Se tiene en cuenta también la acción del peso de tierras sobre la cara superior de los encepados, considerando un espesor de tierras de 0.5 metros y un peso específico de 18 kN/m3.

No se tiene en cuenta la presencia de asientos en las cimentaciones, al disponerse cimentación profunda en todos los elementos de la subestructura.

⇨ **Rozamiento de Apoyos Deslizantes:** Se consideran las fuerzas horizontales existentes entre tablero y subestructura provenientes del rozamiento de los aparatos de apoyo deslizantes. Dichas fuerzas se computan como el producto de la reacción vertical del apoyo a tiempo infinito, multiplicada por un coeficiente de rozamiento de valor 0.03. Dichas fuerzas se aplican en dirección longitudinal en coronación de pilas y estribos, así como en cara inferior de tablero, a nivel de los aparatos de apoyo. Se distribuyen acorde a los criterios planteados en punto 3.2.5 de la IAP-11.

8.1.3. Acciones variables

⇨ **Sobrecargas de uso en pasarelas:** Se considera la actuación simultánea de las cargas siguientes:

🢭 Una carga vertical uniformemente distribuida de valor igual a 5 kN/m2. En dirección longitudinal, dicha carga se introduce como carga móvil de anchura variable, cubriendo así todas las posibles hipótesis de posicionamiento pésimo para el elemento en estudio. En dirección transversal se aplica o bien en toda la anchura (3.5 metro), o en media sección.

🢭 Sobrecarga horizontal longitudinal igual al 10% de la carga vertical uniformemente distribuida (0.1\*3.5\*5=1.75 kN/ml). Se aplica en toda la longitud, y se considera que se aplica tanto en sentido de estribo 1 a estribo 2, como de estribo 2 a estribo 1.

⇨ **Empuje sobre Barandillas:** Se considera para los cálculos locales de la losa de compresión una fuerza horizontal de 1.5 kN/ml, aplicada a una altura de 1.35 metros.

⇨ **Sobrecarga en terrenos adyacentes al puente**: se adopta un valor de 5 kN/m2 al computar el empuje en el trasdós de estribos, afectado del coeficiente de empuje del terreno Ka=0.333.

⇨ **Acciones climáticas:**

🢭 **Viento:** acorde al punto 4.2.8 de la IAP-11, se considera una presión de viento transversal de 2.41 kPA en tablero y de 2.95 kPA en pilas.

🢭 **Variación térmica uniforme:** se calcula la variación uniforme que pueden experimentar la estructura. Para ello, la variación térmica considerada en el cálculo acorde a la IAP-11 corresponde a un enfriamiento de 19 º, y a un calentamiento de 30º.

🢭 **Gradiente térmico acero-hormigón:** Acorde a la IAP-11, para el tablero mixto se consideran las dos hipótesis siguientes:

- Calentamiento de la estructura metálica, 18ºC respecto de la losa de hormigón.

- Enfriamiento de la estructura metálica, 10ºC respecto de la losa de hormigón.

La concomitancia entre la variación térmica uniforme, y los gradientes térmicos se tienen en cuenta según lo indicado en el punto 4.3.1.3 de la IAP-11.

🢭 **Nieve:** no se considera la actuación de dicha acción debido a que no se trata de zona de alta montaña, y no ser concomitante con la actuación de la sobrecarga.

8.1.4. Acciones accidentales

⇨ **Sismo:** Para el cálculo de la acción sísmica se han seguido las indicaciones recogidas en la NCSP-07. Los parámetros que se han adoptado son los siguientes:

🢭 Aceleración básica: 0.06g

🢭 Coeficiente de daño: 1

🢭 Coeficiente de las Azores (K): 1.3

🢭 Coeficiente de tipo de suelo: Dada la naturaleza del terreno, se adopta un coeficiente de 1.6.

🢭 Coeficiente de comportamiento (q): 1.0

8.2. Valores representativos de las acciones

En general, para acciones permanentes, permanentes de valor no constante y accidentales, se considera un único valor representativo (que será el adoptado para la verificación de los estados límite), coincidente con el valor característico descrito en el anterior apartado.

Por el contrario, en el caso de las acciones variables, se tienen en consideración diferentes valores representativos, que se utilizarán en distintas combinaciones de acciones. Dichos valores resultan de afectar al valor característico de la acción de los coeficientes definidos en el punto 6.1.2 de la IAP-11.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **ACCIÓN** | | | **Ψ0** | **Ψ1** | **Ψ2** |
| Sobrecarga de uso en pasarelas | | | 0.40 | 0.40 | 0.00 |
| Viento | Fwk | En pasarelas | 0.30 | 0.20 | 0.00 |
| Acción Térmica | Tk |  | 0.60 | 0.60 | 0.50 |
| Nieve | Qsn,k | En Construcción | 0.80 | 0.00 | 0.00 |

8.3. Valores de cálculo de las acciones

8.3.1. Estados límite últimos

Para los coeficientes parciales de seguridad, γF, se adoptan los valores recogidos en la siguiente tabla:

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **TIPO DE ACCIÓN** | | **SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS** | |
| Efecto favorable | Efecto desfavorable |
| **Permanentes** | | 1.00 | 1.35 |
| **Permanentes de valor no Constante** | Pretensado | 1.00 | 1.00/1.20\* |
| Reológicas | 1.00 | 1.35 |
| Empuje del terreno | 1.00 | 1.50 |
| **Variables** | Sobrecarga de uso | 0.00 | 1.35 |
| Sobrecarga de uso en terraplenes | 0.00 | 1.50 |
| Acciones climáticas | 0.00 | 1.50 |
| Empujes de agua | 0.00 | 1.50 |
| Sobrecargas de Construcción | 0.00 | 1.35 |
| **Accidentales** | | 0.00 | 1.00 |

8.3.2. Estados límite de servicio

Para los coeficientes parciales de seguridad, γF, se adoptan los valores recogidos en la siguiente tabla:

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **TIPO DE ACCIÓN** | | **SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS** | |
| Efecto favorable | Efecto desfavorable |
| **PERMANENTE** | | 1.00 | 1.00 |
| **PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE** | Pretensado | 0.95 | 1.05 |
| Reológicas | 1.00 | 1.00 |
| Terreno | 1.00 | 1.00 |
| **VARIABLE** | | 0.00 | 1.00 |

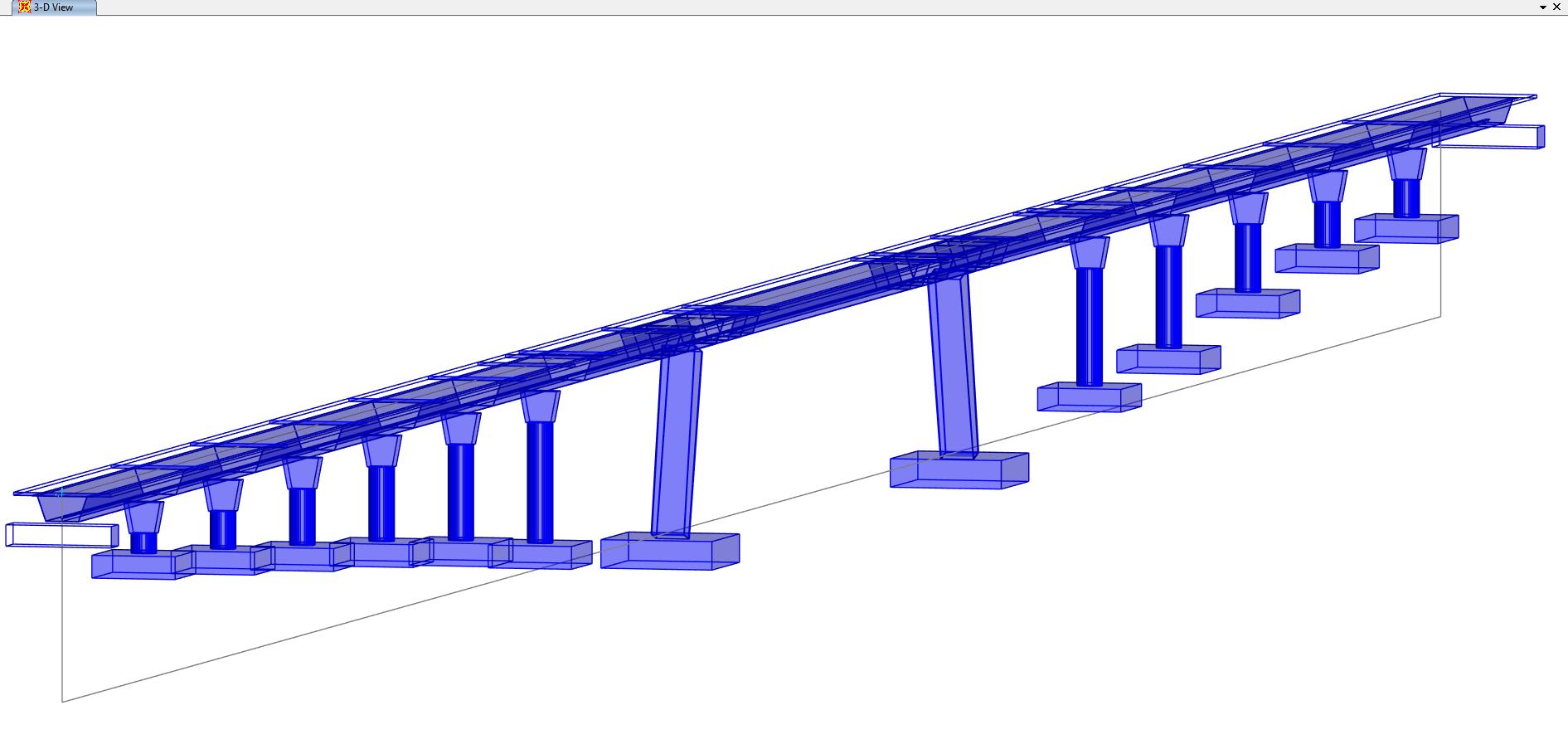
9. Combinación de acciones

Las hipótesis de carga tomadas en consideración se forman combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea (acciones concomitantes), según los criterios generales prescritos en el capítulo 6.3 de la instrucción IAP-11, tanto para Estados Límite Últimos, en situaciones persistentes o transitorias y accidentales, como para Estados Límite de Servicio.

10. Modelo de cálculo general

10.1. Descripción

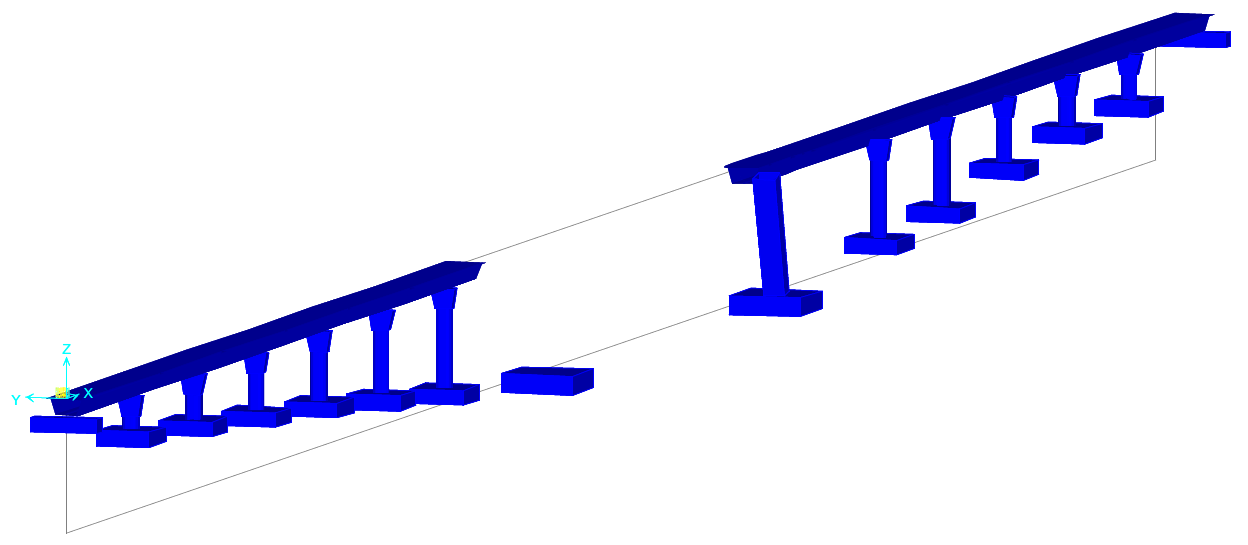
Para el cálculo general de la estructura, se ha llevado a cabo un modelo completo de la misma (salvo cimentaciones). Dicho modelo está formado por elementos tipo frame de sección variable (en su caso) que representan los siguientes elementos que componen la estructura: viga cajón metálica, losa de compresión, fustes de pila (hormigón y metálico), encepados de pila y estribos. El modelo también incluye elementos tipo link lineales, los cuales representan las siguientes partes de la estructura: unión entre viga cajón metálica y losa de compresión (trabajo como sección mixta), diafragmas de apoyos (infinitamente rígidos), aparatos de apoyo (rigidez nula en sentido longitudinal, con el valor correspondiente al neopreno, en dirección transversal).

  
**Ilustración 3: Vista general del modelo de cálculo realizado**

En la base de los encepados, así como en los estribos, se disponen los restraint del modelo, que restringen todos los grados de libertad.

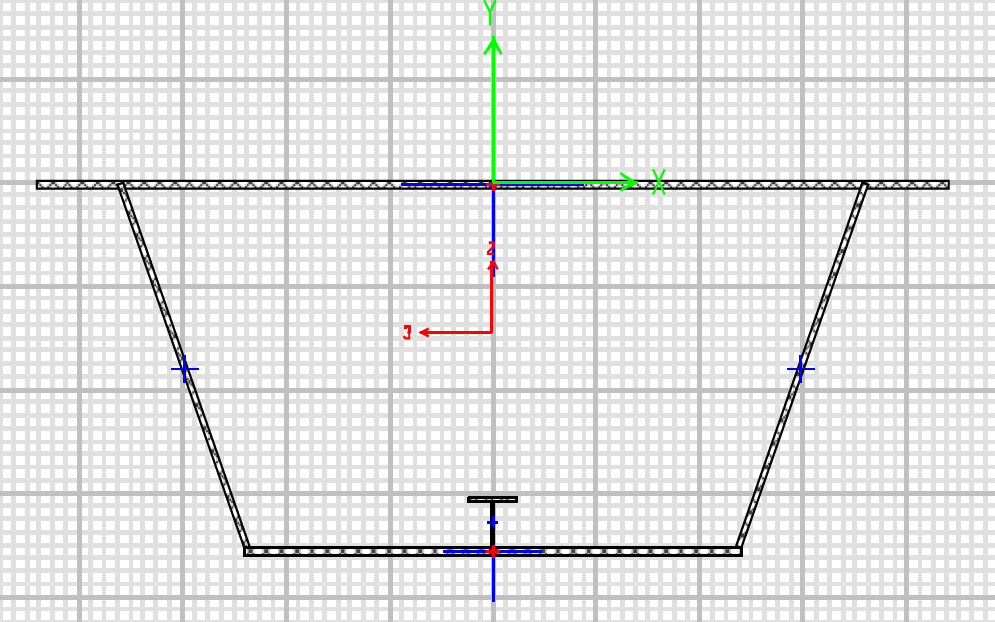
En la modelización del tablero mixto, se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

⇨ El modelo de cálculo realizado tiene en cuenta las fases constructivas, según están previstas en el proyecto.

  
**Ilustración 4: Vista del modelo, en una de las fases constructivas consideradas**

⇨ Como se ha indicado con anterioridad, se modeliza de manera independiente la viga metálica de la losa de compresión. Ello permite representar de manera más precisa el comportamiento de la sección mixta, y simplifica la introducción de las acciones debidas a la retracción de la losa y gradientes térmicos. La unión entre la losa de compresión y la viga metálica se lleva a cabo mediante elementos tipo link infinitamente rígidos, que conectan los centro de gravedad de ambas secciones y transmiten la carga vertical y el rasante entre ambos elementos.

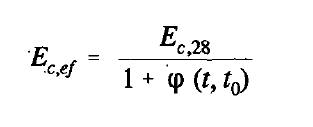
⇨ Los elementos tipo frame que representan a la viga cajón metálica incluyen el rigidizador longitudinal, y tienen sección variable, acorde con la guitarra de espesores de chapa considerados en planos para alas superior e inferior y almas.

**  
**Ilustración 5: Geometría de sección transversal cajón del tablero,  
considerada en el modelo de cálculo (Section Designer)**

⇨ Acorde al cuadro 4.4.1 de la RPX, en el modelo de cálculo de las solicitaciones no se tiene en cuenta reducción de anchuras en las secciones metálicas, por efecto de inestabilidades locales o arrastre de cortante. La reducción de anchuras por inestabilidad se llevará a cabo durante la determinación de los esfuerzos últimos de las secciones.

⇨ Se tiene en cuenta un modelo a corto plazo, en el que no se produce la retracción de la losa, y el módulo de deformación del hormigón no está afectado por la fluencia.

⇨ Se tiene en cuenta un modelo a largo plazo, en el que se produce la totalidad de la retracción prevista la losa, y el módulo de deformación del hormigón está afectado por la fluencia, mediante la siguiente expresión:

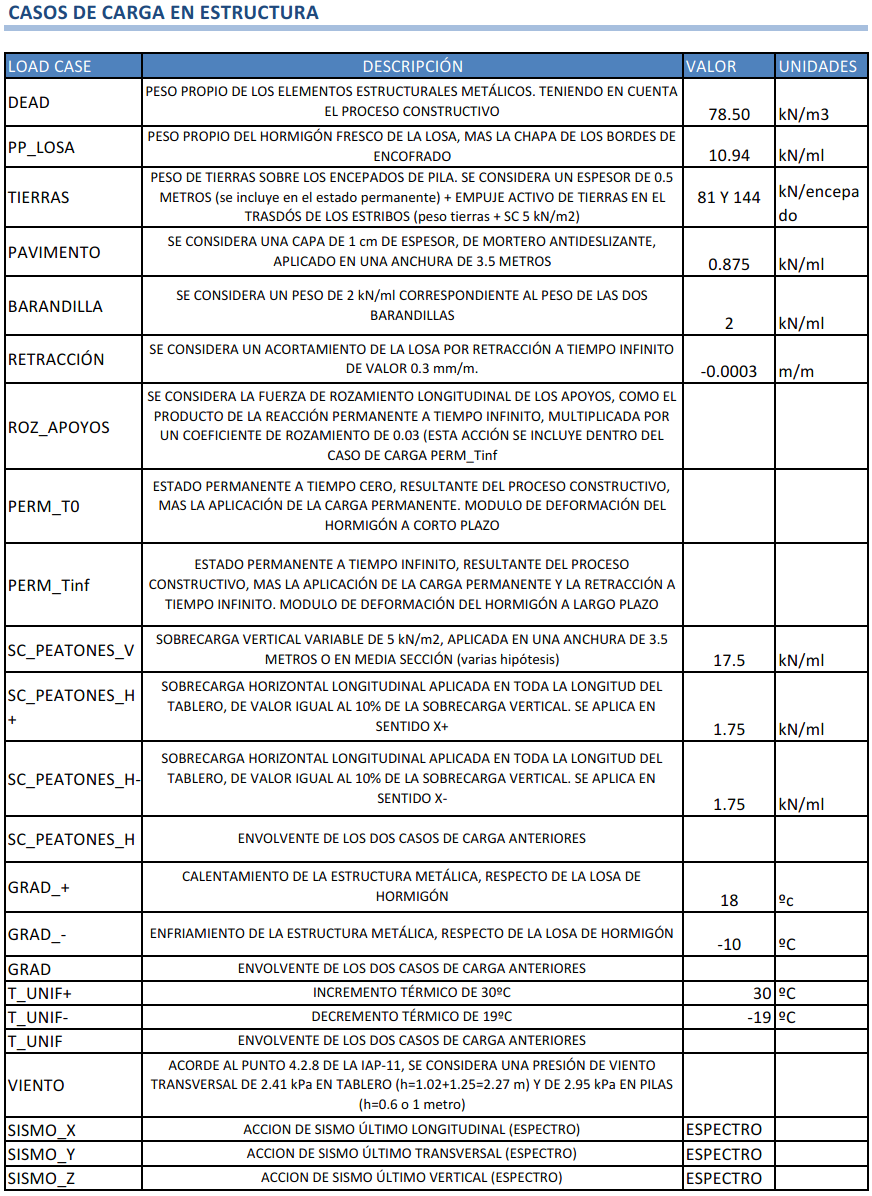


⇨ Para tener en cuenta la pérdida de rigidez de las secciones mixtas por efecto de la fisuración de la losa, se aplica el siguiente método (basado en el indicado en el punto 4.4.3 de la RPX): En aquellas secciones de la losa en las que, para la combinación de acciones en estudio, se alcance una tensión media de tracción (Nd/A) superior a la resistencia media a tracción del hormigón (fct,m), se considerará exclusivamente la inercia a axil aportada por las armaduras longitudinales.

⇨ Los pesos de los diafragmas interiores (dispuestos cada 2 metros) se introducen como una carga uniformemente repartida de valor 0.7 kN/ml. Los diafragmas de apoyos en pilas se introducen como una carga puntual de 4 kN, mientras que los diafragmas de estribos + culera, se introducen como una carga puntual de 15 kN.

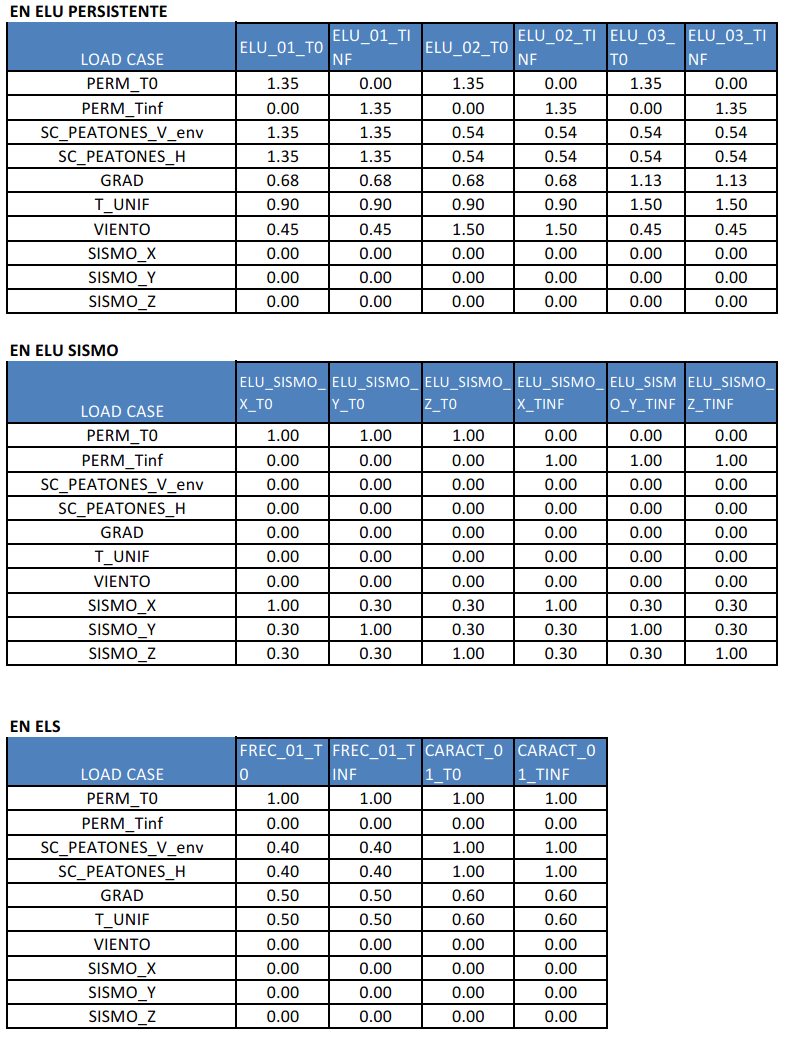
10.2. Cargas consideradas

En el modelo de cálculo general anteriormente descrito, se introducen los siguientes casos de carga:

  
**Tabla 1: Casos de carga tenidos en cuenta en el modelo de cálculo**

10.3. Combinaciones de acciones realizadas

En el modelo de cálculo general anteriormente descrito, se introducen las siguientes combinaciones de los casos de carga indicados:

  
**Tabla 2: Combinaciones realizadas de los casos de carga tenidos en cuenta.**

11. Cálculo del tablero mixto

Para el dimensionamiento del tablero mixto de la pasarela, se han llevado a cabo las siguientes comprobaciones:

11.1. Comprobación de las secciones mixtas en elu frente al agotamiento por flexión, cortante y torsión

Para cada una de las combinaciones persistentes realizadas, se han obtenido los esfuerzos de flexión-cortante y torsión para la sección mixta que compone el tablero. Estos se obtienen integrando, para cada una de las 350 secciones de cálculo consideradas en el modelo, los esfuerzos existentes en los elementos frame de viga metálica y losa de compresión.

Para cada una de las secciones tipo del tablero, consideradas en planos (según la configuración de los espesores de alas y alma, así como de la armadura longitudinal de losa), se obtienen los esfuerzos últimos de flexión positiva, negativa, cortante y torsión. El cálculo de estos esfuerzos últimos se lleva a cabo mediante la aplicación informática CivilCad, que tiene en cuenta las pertinentes reducciones de secciones por inestabilidad de paneles, acorde a los métodos establecidos en el punto 6 de la RPX-95.

En cada una de las secciones de cálculo, se comparan los esfuerzos de diseño de la sección mixta, con los esfuerzos últimos. Una sección se considera válida cuando se cumplen simultáneamente los siguientes requisitos:

Md < Mu

Vd < 0.5 Vu (\*)

Td < Tu

(\*) para tener en cuenta la interacción flexión-cortante.

Al ser los esfuerzos de torsión muy reducidos, no hay interacción significativa de dichos esfuerzos con los de flexión y cortante.

En el caso de que una sección no cumpla los anteriores requisitos, se modifican los espesores de chapa y armadura longitudinal en el modelo, volviéndose a calcular los esfuerzos en todo el tablero. Con los nuevos esfuerzos se realiza nuevamente la comprobación en todas las secciones del tablero, mediante un proceso iterativo.

La determinación de los espesores finales de chapa es el resultado del cálculo iterativo antes descrito, teniendo en cuenta también en cada iteración la búsqueda de los menores espesores de chapa posibles, que cumplan los anteriores requisitos (criterio de optimización).

En los listados que se adjuntan en la presente nota, se recogen las tablas con el cálculo completo de las secciones.

11.2. Estado límite de plastificaciones locales

Mediante el modelo de cálculo, se han calculado para las combinaciones Característica y Frecuente, las tensiones normales en las fibras extremas de las alas superior e inferior para todas las secciones de cálculo consideradas en el modelo.

Aplicando el criterio establecido en el punto 5.5 de la RPX-95, se ha comprobado que dichas tensiones no superan los valores límite siguientes:

🢭 Combinación frecuente: 0.75 fy

🢭 Combinación poco probable (característica): 0.90 fy

Además, se ha comprobado que en la losa de compresión, las máximas tensiones de compresión no superan los valores siguientes:

🢭 Combinación frecuente: 0.50 fck,j

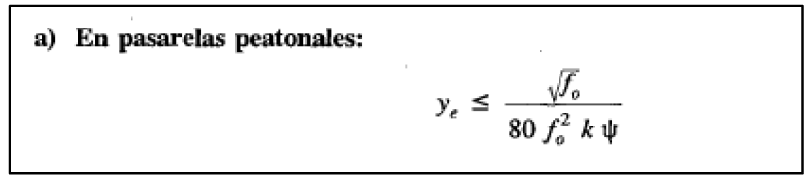
🢭 Combinación poco probable (característica): 0.625 fck,j

Todas las comprobaciones realizadas se satisfacen holgadamente.

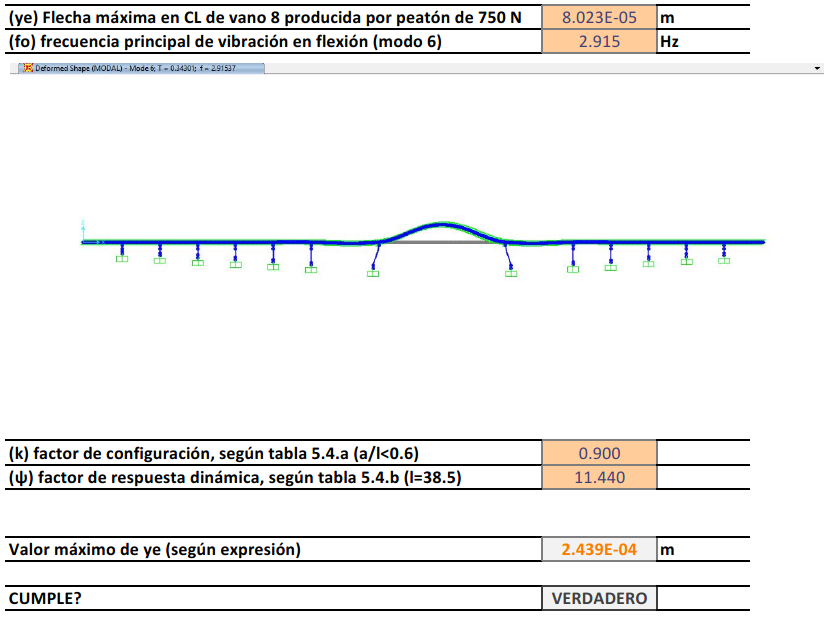
11.3. Estados límite de deformaciones y vibraciones

Para verificar el estado límite de deformaciones, se aplica el artículo 5.2 de la RPX-95. La flecha máxima en centro luz del vano 8 debida a la sobrecarga frecuente es, según modelo de cálculo, de 14.7 mm. Ello da una relación flecha/Luz = 1/2615. El valor máximo permitido por la norma para pasarelas peatonales es de 1/1200. Vemos por tanto que se cumple holgadamente la comprobación.

En lo referente al estado límite de vibraciones, aplicamos la expresión recogida en el artículo 5.4 de la RPX-95:



Los resultados obtenidos son los siguientes:



11.4. Comprobaciones en fase constructiva

Se ha comprobado la resistencia a flexión del tablero metálico correspondiente a la última fase de montaje (fase 14). La fase que se estudia corresponde a la del hormigonado de la losa, en la cual ésta ejerce su peso, pero no aporta resistencia estructural. En este caso, la losa de compresión tampoco evita el pandeo del ala superior comprimida, por lo que en el cálculo es necesario tener en cuenta la correspondiente reducción de anchura.

Se obtiene que el momento último resistente de la sección metálica sin la colaboración de la losa de compresión es considerablemente superior al momento de diseño generado en dicha fase constructiva.

11.5. Dimensionamiento de los rigidizadores interiores y diafragmas de apoyos

El espesor y separación de los rigidizadores interiores se ha determinado teniendo en cuenta los siguientes criterios:

🢭 Cumplimiento de las condiciones mínimas de separación y rigidez, según el artículo 6.6.1.2 de la RPX-95.

🢭 Cumplimiento de las condiciones de resistencia establecidas en el artículo 6.6.1.3 de la RPX-95.

Por otro lado, el dimensionamiento de los diafragmas de apoyos en pilas y estribos se ha realizado mediante comprobaciones simplificadas del lado de la seguridad, teniendo en cuenta los criterios establecidos en el punto 6.6.1.4 de la RPX-95.

11.6. Dimensionamiento de los pernos de conexión viga-losa

Para el dimensionamiento de la conexión a rasante entre viga metálica y losa de compresión, se han seguido los siguientes pasos:

🢭 Determinación del esfuerzo rasante último para el perno tipo considerado, en base a la formulación recogida en el punto 7.3.2 de la RPX

🢭 Cumplimiento de las exigencias constructivas planteadas en el punto 7.3.1 de la RPX

🢭 Determinación de la separación máxima de los pernos, para considerar la ausencia de abollamientos locales en el ala superior, según el punto 6.3.2.3 de la RPX

🢭 Cálculo del rasante plástico longitudinal máximo. Para ello se determina el rasante plástico existente entre la sección de máximos positivos y la de momento nulo, así como entre la sección de máximos negativos y momento nulo.

🢭 Con el rasante máximo obtenido se determina la distribución necesaria de los pernos. A efectos de cálculo, en cada sección sólo se consideran como colaborantes 4 pernos (los dos más próximos a cada alma).

11.7. Cálculo de la armadura transversal de losa

Para el dimensionamiento de la armadura transversal de losa de compresión, se han tenido en cuenta los siguientes requisitos:

🢭 Resistencia del esfuerzo rasante existente en la losa de compresión, transmitido por los pernos de conexión, según el artículo 7.6 de la RXP

🢭 Resistencia de los esfuerzos de flexión transversal y cortante existentes en los voladizos de losa.

🢭 Correspondencia con la armadura longitudinal. Se impone que la cuantía de armadura transversal no sea inferior al 25% de la armadura longitudinal, acorde con lo indicado en el artículo 55.1 de la EHE-08.

12. Cálculo de los aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo elastoméricos de neopreno han de satisfacer las exigencias que se establecen en la UNE EN-1337-3 (en servicio) y Eurocódigo 8 (en sismo), textos actualmente vigentes. El procedimiento seguido en el cálculo es el siguiente:

Para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo se ha de estudiar (mediante el modelo de cálculo general antes descrito) el reparto de acciones verticales, horizontales longitudinales (rozamiento de los apoyos teflón) y transversales (viento y sismo transversal), que se realiza en función de las rigideces conjuntas de estribo o pila + aparato de apoyo.

Una vez se ha obtenido el reparto de acciones horizontales entre los diferentes elementos de la estructura, se está en condiciones de abordar el dimensionamiento definitivo de los aparatos de apoyo. Con dicho reparto, se comprueba si los aparatos de apoyo propuestos verifican el resto de prescripciones establecidas en la normativa UNE EN 1337-7 para situaciones no sísmica, y el Eurocódigo 8 para situación sísmica. De cara a la modelización de los neoprenos, se tiene en consideración la indicación recogida en la UNE-EN 1337-3 relativas al módulo de deformación transversal del neopreno, con un único valor de 1000 kPa tanto para acciones rápidas de servicio como lentas. Este módulo de rigidez también se tiene en cuenta para la situación sísmica, dado que la configuración de la estructura (con dos pilas empotradas y neoprenos deslizantes longitudinalmente), hace que los aparatos de apoyo no puedan considerarse como dispositivos de aislamiento sísmico. Además se comprueba que, en general, la situación sísmica no resulta dimensionante para la subestructura.

Si los aparatos predimensionados no fuesen aptos, se dimensionarían unos distintos, volviendo a calcular el reparto de acciones en el modelo y la aptitud de los nuevos apoyos, en un proceso iterativo.

En todos los casos, se disponen finalmente neoprenos-teflón que están guiados según la dirección transversal y permiten el libre desplazamiento en dirección longitudinal. Las dimensiones del bloque de neopreno son 200x250x82(40). Para evitar la reptación de los apoyos, estos están soldados a la viga metálica, y anclados mediante perno a la subestructura.

13. Cálculo de las pilas metálicas inclinadas y su conexión a la cimentación

13.1. Cálculo de los fustes metálicos

El modelo de cálculo realizado permite obtener los esfuerzos de diseño en las diferentes secciones de las pilas metálicas, para todas las combinaciones de acciones realizadas.

El dimensionamiento de las secciones transversales de las pilas se lleva a cabo verificando los estados límite últimos de agotamiento por axil, flexión, cortante y torsión. También se analiza la interacción entre dichos esfuerzos. No se tienen en cuenta efectos de segundo orden, dada la reducida esbeltez de los fustes de pila. Las comprobaciones se llevan a cabo de forma automática por el programa en el que se ha implementado el modelo de cálculo (SAP2000) teniendo en cuenta la formulación recogida en el EC-3, que es equivalente a la norma española EAE.

13.2. Dimensionamiento de la conexión a la cimentación

Del modelo de cálculo, se extraen los esfuerzos en base de pila para todas las combinaciones realizadas en ELU. Con dichos esfuerzos se dimensionan los pernos de conexión a la cimentación, teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

🢭 Cumplimiento del ELU de flexocompresión esviada, para la sección de conexión, en la cual se tiene en cuenta tanto los esfuerzos de tracción y compresión de los pernos, como la compresión del hormigón actuando sobre la placa de anclaje. Se trata por tanto de un cálculo a flexocompresión esviada de una sección de hormigón armado con las dimensiones de la placa de anclaje considerada, y armaduras con las propiedades resistentes de los pernos considerados.

🢭 Cumplimiento del ELU de cortante. Se determina la resistencia máxima a cortante que tiene la unión, como suma de las resistencias individuales a agotamiento por cortante que tienen cada uno de los pernos conectores. Se comprueba que el cortante de diseño máximo resultante, es inferior a la resistencia global a cortante.

Se verifica también la interacción entre ambos esfuerzos.

Una vez dimensionados los pernos de conexión, se procede a dimensionar el espesor de la placa de anclaje, para lograr una transmisión adecuada entre los esfuerzos de los pernos y los de la base del fuste de pila.

14. Cálculo de los fustes de pilas de hormigón armado

A partir del modelo general de cálculo, se obtienen los esfuerzos pésimos por combinación en las secciones de arranque de los fustes de pilas. Con dichos esfuerzos, se lleva a cabo el dimensionamiento de la armadura necesaria, con el objeto de cumplir los siguientes requisitos:

🢭 Cumplimiento del estado límite último de rotura por flexión compuesta. Se comprueba que no es necesario tener en cuenta los efectos de 2nd orden en el cálculo, acorde a lo indicado en el artículo 43.1.2

🢭 Cumplimiento del estado límite último de rotura por esfuerzo cortante.

🢭 Armado del dintel de pilas, para asegurar una transmisión adecuada de los esfuerzos de los apoyos hacia el fuste de pila (modelo de bielas y tirantes).

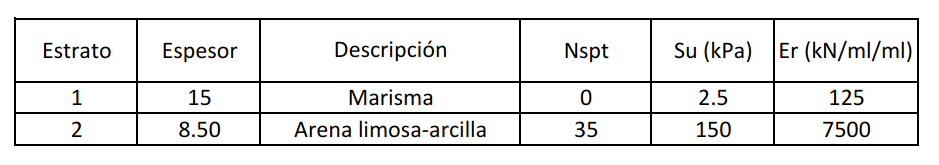
🢭 Zunchado de las cargas concentradas en el entorno de los apoyos.

15. Cálculo de los cimientos de pilas y estribos

Para el cálculo de las cimentaciones micropilotadas de pilas y estribos, se han seguido los pasos que a continuación se describen:

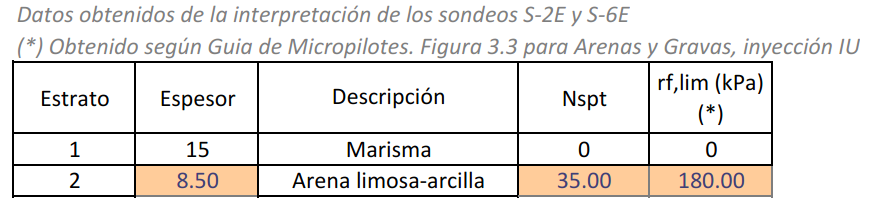
⇨ A partir del modelo de cálculo general, se obtienen las reacciones en base de cimientos para cada una de las combinaciones en ELU realizadas. Dichas reacciones ya incluyen el peso del encepado, así como el de las tierras que gravitan sobre el mismo.

⇨ Para cada tipo de cimentación micropilotada, se lleva a cabo un modelo general de reparto de esfuerzos entre micropilotes. Estos modelos representan la configuración real de los micropilotes (posición, longitud e inclinación). También tienen en cuenta la interacción lateral con el terreno, mediante la consideración de los siguientes coeficientes de reacción lateral, según el estrato considerado:

  
**Tabla 3: Coeficientes de reacción lateral tenidos en cuenta en el cálculo**

⇨ De los modelos de cálculo realizados, se obtienen los esfuerzos de flexión, cortante y axil en cabeza de micropilotes. Con dichos esfuerzos de llevan a cabo las siguientes comprobaciones:

🢭 Determinación de la longitud necesaria de los micropilotes para verificar el ELU de hundimiento geotécnico. Se tienen en cuenta para ello, las especificaciones recogidas en la Guía de Micropilotes. Se tiene en cuenta el rozamiento negativo, según lo indicado en la información geotécnica. El perfil estratigráfico de cálculo considerado es el siguiente:

  
**Tabla 4: Perfil estratigráfico considerado para el cálculo de la longitud de los micropilotes**

Las longitudes resultantes de micropilotes son:

- Estribos: 20.50 metros

- Pilas 1 a 6 y 9 a 13: 23.50 metros

- Pilas 7 y 8: 21.50 metros

🢭 Para los micropilotes previstos, se determinan los esfuerzos últimos resistentes (axil, flector y cortante) por agotamiento estructural. Se tiene en cuenta para ello la formulación recogida en la Guía de Micropilotes.

🢭 Se comprueba que los esfuerzos pésimos de diseño en cada micropilote (en unión con el encepado), no sobrepasan los esfuerzos últimos de agotamiento calculados anteriormente. Se tiene en cuenta también un criterio para considerar la interacción entre dichos esfuerzos.

⇨ Se dimensiona la longitud que debe introducirse la tubería de los micropilotes dentro del encepado, para lograr por adherencia, una adecuada transmisión de esfuerzos axiles de diseño. Se dimensiona también la armadura de cuelgue para conseguir una adecuada transmisión de los esfuerzos axiles hasta el encepado. En el cálculo realizado, se considera que a través de este mecanismo (cuelgue de la reacción) se transmite el 50% de la reacción del pilote.

⇨ Con los esfuerzos de diseño pésimos en los micropilotes, se dimensiona la armadura necesaria en los encepados, para lograr una adecuada transmisión de esfuerzos hacia los fustes de pila. Se elaboran para ello modelos de bielas y tirantes, que representan la transmisión de dichos esfuerzos. La armadura se dimensiona para resistir las tracciones obtenidas en los tirantes de dichos modelos.

16. Resumen y conclusiones

En el presente documento se ha descrito el procedimiento seguido para el diseño y cálculo de la pasarela proyectada sobre CA-32, que materializará la conexión peatonal del apeadero de Las Aletas con el Parque Metropolitano De Los Toruños, en el término municipal de Puerto Real, en la provincia de Cádiz.

Entendemos que los cálculos realizados y aportados son suficientes para demostrar la validez técnica de la estructura aportada, en base a los requisitos establecidos por la normativa vigente.

Los resultados del cálculo realizado se plasman en una colección de planos que se adjunta con la presente nota de cálculo.

A continuación se recogen todos los listados de los modelos y cálculos realizados, que avalan la bondad de los dimensionamientos realizados.

En Cádiz, a 12 de Enero de 2017

|  |  |
| --- | --- |
|  | **Alejandro Castillo Linares**  Ingeniero de Caminos, CC. y PP. **- ACL Estructuras -** |