

ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

ÍNDICE

13. ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS 4

13.1. ANTECEDENTES..... 4

13.1.1. DISEÑO PRECEDENTE..... 4

13.1.1.1. Documentos de referencia..... 4

13.1.1.2. Normativa aplicada 4

13.1.1.3. Descripción de diseño original 4

13.1.2. ESTADO ACTUAL DE LAS OBRAS 5

13.1.2.1. Estructura E-1..... 5

13.1.2.2. Estructura E-2..... 5

13.1.2.3. Estructura E-3..... 6

13.1.2.4. Estructura E-4..... 6

13.1.2.5. Estructura E-5..... 6

13.1.2.6. Estructura E-6 (Viaducto sobre el Río Llobregat) 7

13.1.2.7. Estructura E-7..... 7

13.1.2.8. Estructura E-8..... 8

13.1.2.9. Estructuras E-9 y E-10 8

13.1.2.10. Estructuras E-11 y E-12 8

13.1.2.11. Estructuras E-13 y E-14 8

13.1.2.12. Estructura E-15..... 9

13.1.2.13. Estructura E-17..... 9

13.1.2.14. Estructura E-18..... 9

13.1.2.15. Estructura E-19..... 10

13.1.2.16. Estructura E-20..... 10

13.1.2.17. Estructura E-21..... 10

13.1.2.18. Estructura E-22..... 10

13.1.3. CAMBIOS NORMATIVOS 11

13.1.4. ALCANCE DE LOS TRABAJOS CONTRATADOS..... 11

13.1.4.1. Estructura E-1..... 11

13.1.4.2. Estructura E-2..... 11

13.1.4.3. Estructura E-3..... 12

13.1.4.4. Estructura E-4..... 12

13.1.4.5. Estructura E-5..... 12

13.1.4.6. Estructura E-6 (Viaducto del Río Llobregat) 13

13.1.4.7. Estructura E-7..... 13

13.1.4.8. Estructura E-8..... 13

13.1.4.9. Estructuras E-9 y E-10 14

13.1.4.10. Estructura E-11..... 14

13.1.4.11. Estructura E-12..... 14

13.1.4.12. Estructura E-13..... 14

13.1.4.13. Estructuras E-14 y E-15 15

13.1.4.14. Estructura E-17..... 15

13.1.4.15. Estructura E-18..... 15

13.1.4.16. Estructura E-19..... 16

13.1.4.17. Estructuras E-20, E-21 y E-22 16

13.1.4.18. Estructuras EN-1, EN-2, EN-3 y EN-4 16

13.1.4.19. Estructura EN-5 17

13.1.4.20. Marco Canal de Ponent..... 17

13.1.4.21. Muros MN-1A, MN-1b y MN-2..... 18

13.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	18	13.3.4.1. Acciones Permanentes (G)	55
13.2.1. ACTUACIONES ESTRUCTURALES	18	13.3.4.2. Acciones Permanentes de Valor no Constante (G*)	55
13.2.1.1. RESUMEN GENERAL DE ACTUACIONES ESTRUCTURALES	18	13.3.4.3. Acciones Variables (Q)	55
13.2.1.2. ESTRUCTURA E-1	19	13.3.4.4. Acciones Accidentales (A)	55
13.2.1.3. ESTRUCTURA E-2	20	13.3.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	56
13.2.1.4. ESTRUCTURA E-3	21	13.3.5.1. Estados Límites Últimos (E.L.U.)	56
13.2.1.5. ESTRUCTURA E-4	23	13.3.5.2. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)	56
13.2.1.6. ESTRUCTURA E-5	24	13.3.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES	56
13.2.1.7. ESTRUCTURA E-6	25	13.3.6.1. Estados Límites Últimos (E.L.U.)	57
13.2.1.8. ESTRUCTURA E-7	26	13.3.6.1.1. Situaciones Persistentes y Transitorias	57
13.2.1.9. ESTRUCTURA E-8	28	13.3.6.1.2. Situaciones Accidentales	57
13.2.1.10. ESTRUCTURA E-11	31	13.3.6.1.3. Situación Sísmica	57
13.2.1.11. ESTRUCTURA E-13	32	13.3.6.2. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)	57
13.2.1.12. ESTRUCTURA E-17	32	13.3.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	57
13.2.1.13. ESTRUCTURA E-18	33	13.3.7.1. Materiales	57
13.2.1.14. ESTRUCTURA E-19	34	13.3.7.1.1. Hormigón	57
13.2.1.15. ESTRUCTURA EN-1	35	13.3.7.1.2. Acero pasivo	58
13.2.1.16. ESTRUCTURA EN-2	36	13.3.7.1.3. Acero activo	58
13.2.1.17. ESTRUCTURA EN-3	36	13.3.7.1.4. Acero estructural	58
13.2.1.18. ESTRUCTURA EN-4	37	13.3.7.2. Niveles de Control	58
13.2.1.19. ESTRUCTURA EN-5	37	13.3.7.2.1. Elementos de hormigón estructural	58
13.2.1.20. MARCO CANAL DE PONENT	38	13.3.7.3. Coeficientes Parciales de Seguridad Para la Resistencia	58
13.2.1.21. MUROS MN-1a, MN-1b y MN-2	39	13.3.8. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	59
13.2.2. ACTUACIONES DE PUESTA A CERO DE ESTRUCTURAS EJECUTADAS	39	13.3.8.1. Estado límite de deformaciones de la estructura	59
13.3. BASES DE CÁLCULO	41	13.3.8.2. Contraflechas de ejecución	59
13.3.1. NORMATIVA UTILIZADA	41	13.3.8.3. Estado límite de fisuración	59
13.3.1.1. Normas de Acciones	41	13.3.8.3.1. Aparición de fisuras por compresión	59
13.3.1.2. Normas de Construcción	41	13.3.8.3.2. Fisuración por tracción. Criterios de comprobación	59
13.3.1.3. Documentación Técnica	41		
13.3.2. CRITERIOS DE SEGURIDAD	41	APÉNDICE Nº1: FICHAS DE INSPECCIÓN DE ESTRUCTURAS	
13.3.2.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)	41	APÉNDICE Nº2: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-2	
13.3.2.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.)	42	APÉNDICE Nº3: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-3	
13.3.2.3. Estado Límite de Durabilidad	42	APÉNDICE Nº4: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-4	
13.3.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	42	APÉNDICE Nº5: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-5	
13.3.3.1. Acciones Permanentes	42	APÉNDICE Nº6: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-6	
13.3.3.1.1. Peso Propio	42	APÉNDICE Nº7: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-7	
13.3.3.1.2. Carga muerta	42	APÉNDICE Nº8: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-8	
13.3.3.2. Acciones Permanentes de Valor no Constante	42	APÉNDICE Nº9: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-17	
13.3.3.2.1. Acciones Reológicas	42	APÉNDICE Nº10: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-19	
13.3.3.2.2. Acciones del terreno sobre los elementos de la estructura	43	APÉNDICE Nº11: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA EN-5	
13.3.3.2.3. Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación	43		
13.3.3.3. Acciones Variables	43		
13.3.3.3.1. Sobrecarga de uso	43		
13.3.3.3.2. Viento	46		
13.3.3.3.3. Acción Térmica	51		
13.3.3.3.4. Nieve	54		
13.3.3.4. Acciones Accidentales	54		
13.3.3.4.1. Acciones Sísmicas	54		
13.3.3.4.2. Impacto contra sistemas de contención de vehículos	55		
13.3.4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES	55		

13. ANEJO Nº 13. ESTRUCTURAS

13.1. ANTECEDENTES

13.1.1. DISEÑO PRECEDENTE

13.1.1.1. Documentos de referencia

El último documento aprobado que sirvió de base para el contrato de ejecución de las obras es el Proyecto Modificado nº1 (noviembre 2011), cuyo Anejo de Estructuras se redactó como Adenda al proyecto original (Proyecto Constructivo de febrero de 2008). En la conjunción de estos dos documentos quedaron fijados los criterios y diseños proyectados para las Estructuras. Además de esto, también se revisa el Proyecto de Liquidación en busca de posibles cambios surgidos durante la ejecución de las obras y el estado de estas, a fin de adaptar los diseños a las circunstancias reales constatadas hasta su suspensión definitiva.

13.1.1.2. Normativa aplicada

En el Proyecto Modificado se empleó la Normativa vigente en ese momento, siendo la más destacada la que se enumera en la siguiente lista:

- “Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” (IAP - 98) del Ministerio de Fomento (febrero de 1998).
- “Instrucción de Hormigón Estructural” (EHE-08) del Ministerio de Presidencia (julio de 2008). Esta actualización de la Norma de 2008 fue considerada en el Proyecto Modificado, actualizando la versión de 1998 de la misma Normativa.
- “Norma de construcción sismorresistente: puentes” (NCSP-07), del Ministerio de Fomento (mayo de 2007).
- “Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera”, del MOPU (1982).
- “Guía de cimentaciones en obras de carretera”, del Ministerio de Fomento (2003).

13.1.1.3. Descripción de diseño original

En el “Proyecto de Construcción de la Autovía del Baix Llobregat. Tramo: Ronda Litoral – Autopista A-16” de febrero de 2008 se incluyeron un total de 23 Estructuras entre nuevas y ampliaciones de Estructuras existentes. En el siguiente cuadro se resumen estas actuaciones:

Estructura	Tipo Actuación	Tipología
E1	Ampliación	Paso Inferior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E2	Ampliación	Paso Inferior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E3	Ampliación	Paso Inferior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E4	Ampliación	Paso Inferior. Marco.
E5	Ampliación	Paso Inferior. Marco.
E6	Ampliación	Viaducto. Vigas doble "T" prefabricadas.
E7	Ampliación	Paso Inferior. Tablero Vigas-Losa.
E8	Nueva	Paso Inferior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E9	Nueva	Paso Superior. Tablero Losa hormigón armado.
E10	Nueva	Paso Superior. Tablero Losa hormigón armado.
E11	Nueva	Paso Inferior. Doble tablero Losa hormigón pretensado.
E12	Nueva	Paso Inferior. Doble tablero Losa hormigón pretensado.
E13	Ampliación	Paso Inferior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E14	Nueva	Paso Superior. Tablero Losa hormigón armado.
E15	Ampliación	Paso Superior. Tablero Vigas artesas prefabricadas.
E16	Nueva	Paso Inferior. Tablero Losa hormigón pretensado.
E17	Nueva	Paso Superior. Tablero Losa hormigón pretensado.
E18	Nueva	Paso Inferior. Doble tablero Losa hormigón pretensado.
E19	Nueva	Paso Superior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E20	Nueva	Paso Superior. Tablero Losa hormigón pretensado.
E21	Nueva	Paso Superior. Tablero Vigas artesas prefabricadas.
E22	Nueva	Paso Superior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E23	Nueva	Pasarela. Tablero Viga artesa prefabricada.

Estas Estructuras sufrieron modificaciones en el “Proyecto Modificado Nº1. Prolongación de la Autovía del Baix Llobregat. Tramo: Ronda Litoral- Autopista A-16” de noviembre de 2011. Mientras que en algunas cosas se trató de cambios en cuanto a los anchos a ampliar, si dichas ampliaciones se realizaban por uno o dos lados, etc., en otros implicaron un cambio de tipología o incluso desaparición de alguna Estructura. Estas modificaciones de tipología o supresiones de Estructuras se resumen en la siguiente tabla:

Modificaciones de tipologías y supresiones en Proyecto Modificado nº1		
Estructura	Tipo Actuación	Tipología
E5	Ampliación	Paso Inferior. Ampliación con Vigas doble "T" prefabricadas.
E8	Nueva	Paso Superior. Tablero Vigas artesas prefabricadas.
E9	Nueva	Desaparece del Proyecto.
E10	Nueva	Desaparece del Proyecto.
E14	Nueva	Paso Superior. Tablero Vigas doble "T" prefabricadas.
E16	Nueva	Desaparece del Proyecto.
E17	Nueva	Paso Superior. Tablero Viga artesa prefabricada.
E18	Nueva	Paso Inferior. Excavado bajo losa entre pantallas de pilotes.
E20	Nueva	Paso Superior. Tablero Viga artesa prefabricada.
E23	Nueva	Desaparece del Proyecto.

El diseño de las Estructuras de este último Proyecto Modificado es el que se tomó durante la ejecución de las obras, además de nuevas variaciones que se introducen en el “Proyecto Modificado Nº2. Prolongación de la Autovía del Baix Llobregat. Tramo: Ronda Litoral- Autopista A-16” de 2016, el cual no se llegó a aprobar, puesto que se pararon las obras de ejecución durante su redacción.

Además de estas Estructuras, se incluyeron un total de 12 Muros en el Proyecto Modificado, de los 17 incluidos en el Proyecto Original.

13.1.2. ESTADO ACTUAL DE LAS OBRAS

Las obras quedaron interrumpidas el año 2017 sin haber finalizado. Para la realización del presente Proyecto, se ha realizado una inspección de dichas obras, tanto para conocer qué partes se ejecutaron y que partes quedan por ejecutar del Proyecto, como para averiguar el Estado Actual de lo ejecutado en cuanto a posibles patologías o necesidades de reparación.

Como documento de partida se ha contado con el “Proyecto de Liquidación. Prolongación de la Autovía del Baix Llobregat. Tramo: Ronda Litoral – Autovía A-16” de diciembre de 2017, donde se indican las partes que quedan por ejecutar de cada Estructura. Cabe reseñar que se han encontrado algunas Estructuras donde algunas de las indicaciones del Proyecto de Liquidación no corresponden a lo que realmente se ha encontrado en la Inspección en campo en cuanto a elementos que se llegaron a ejecutar o que quedaron pendientes.

En los siguientes subapartados se repasa el estado actual de cada Estructura del Proyecto en cuanto a lo que falta por construir. La situación actual de la Estructura de cara a posibles reparaciones o patologías se indica en el Apéndice nº1 “Fichas de Inspección de Estructuras”.

13.1.2.1. Estructura E-1



Está prácticamente terminada (estribos, vigas y tablero). Únicamente faltan los siguientes elementos:

- Instalación de pretilas.
- Ejecución de losas de transición y relleno de estribos completando sistemas de impermeabilización.
- Prolongación de ODT cerca del estribo sur antes de rellenar el tronco.

13.1.2.2. Estructura E-2



Se han ejecutado los estribos de la ampliación, pero falta el tablero de esta, formado por 2 vigas doble “T” prefabricadas y su losa superior, además de la realización de la conexión entre ambos tableros que implica la hidrodemolición de una franja de losa del tablero existente y la instalación de nueva armadura de conexión entre dichos tableros. Otros elementos que faltan son los siguientes:

- Losas de transición y rellenos en estribos.
- Nuevas juntas de dilatación.
- Instalación de pretilas.

13.1.2.3. Estructura E-3



De esta Estructura, que es una ampliación de la existente sobre el FFCC, únicamente se han ejecutado parcialmente los micropilotes en los estribos, por lo que el resto de ella (prácticamente toda la cimentación y alzado de estribos, cimentación y alzado de pilas, tablero, acabados...etc.) se debe incluir en el presente Proyecto.

13.1.2.4. Estructura E-4



Se trata de una ampliación del marco que discurre por debajo de la autovía y que se encuentra totalmente terminada, salvo la retirada del encofrado que se aprecia en la imagen.

13.1.2.5. Estructura E-5



Al igual que la Estructura E-4, es una ampliación de un marco existente por debajo de la autovía, aunque en este caso se realiza mediante sendos tableros de vigas prefabricadas. Se encuentra totalmente ejecutada.

13.1.2.6. Estructura E-6 (Viaducto sobre el Río Llobregat)



Es la Estructura más larga del Proyecto y consiste en la ampliación por ambos lados del Viaducto de vigas prefabricadas existente. Se encuentra parcialmente ejecutada, ya que hay 5 vanos prácticamente acabados hasta nivel de pavimento. Los elementos que falta por ejecutar son los siguientes:

- El estribo 1, que es común con la Estructura E-7 (sería el Estribo 2 en esta última).
- Ampliación de pilas 1 y 2 (cimentación y alzado).
- Tableros completos de los 3 primeros vanos y la losa superior del tablero del cuarto vano.
- Conexión entre losas de los vanos no ejecutados y también de algunos de los acabados.
- Juntas de dilatación.
- Pretiles y barandillas.

13.1.2.7. Estructura E-7



Se trata de la continuación de la E-6. Se ha ejecutado únicamente el Estribo 1, por lo que faltan los siguientes elementos:

- Estribo 2 (común con E-6).
- Tablero de vigas-losa, incluyendo conexiones con tablero actual.
- Acabados (juntas de dilatación, pretiles...etc.)

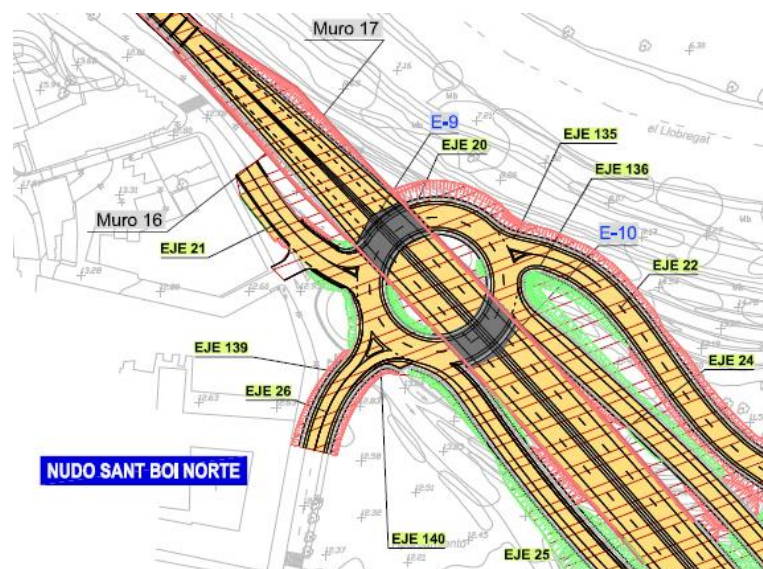
13.1.2.8. Estructura E-8



Están acabados los dos estribos, así como las filas de fustes que forman las pilas 1 y 3. Faltaría, por tanto, la ejecución de los siguientes elementos:

- Pila 2 (cimentación y alzado).
- Tablero de vigas de los 3 vanos de la Estructura.
- Otros (juntas de dilatación, losas de transición, pretiles...etc.)

13.1.2.9. Estructuras E-9 y E-10



La ejecución de estas dos Estructuras no se llegó a iniciar.

13.1.2.10. Estructuras E-11 y E-12



Se trata de dos Estructuras similares (y con dos tableros cada una) sobre una rotonda. Se encuentran totalmente ejecutadas.

13.1.2.11. Estructuras E-13 y E-14



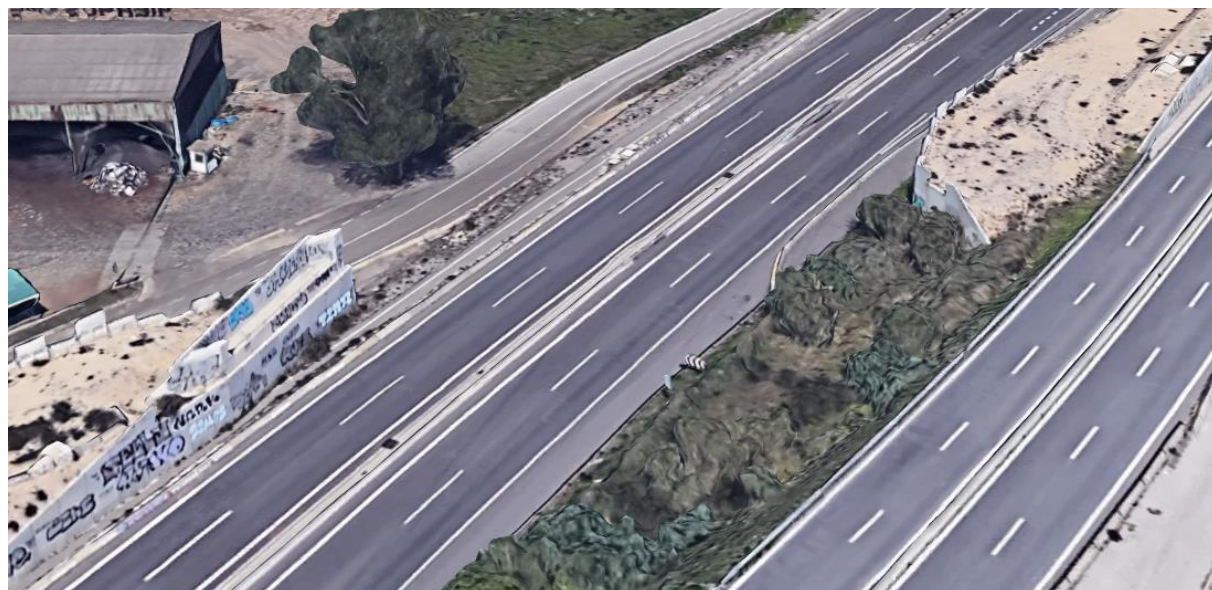
Se trata de dos Estructuras sobre el mismo camino agrario, cuya ejecución está completa salvo por los sistemas de contención de la margen este y central de la E-13.

13.1.2.12. Estructura E-15



Esta ampliación se encuentra totalmente ejecutada y parcialmente en servicio.

13.1.2.13. Estructura E-17



Este Paso Superior se encuentra ejecutado parcialmente. Se ha terminado el cargadero del estribo norte y parcialmente los muros de suelo reforzado de ambos estribos. Por tanto, faltaría por ejecutar los siguientes elementos:

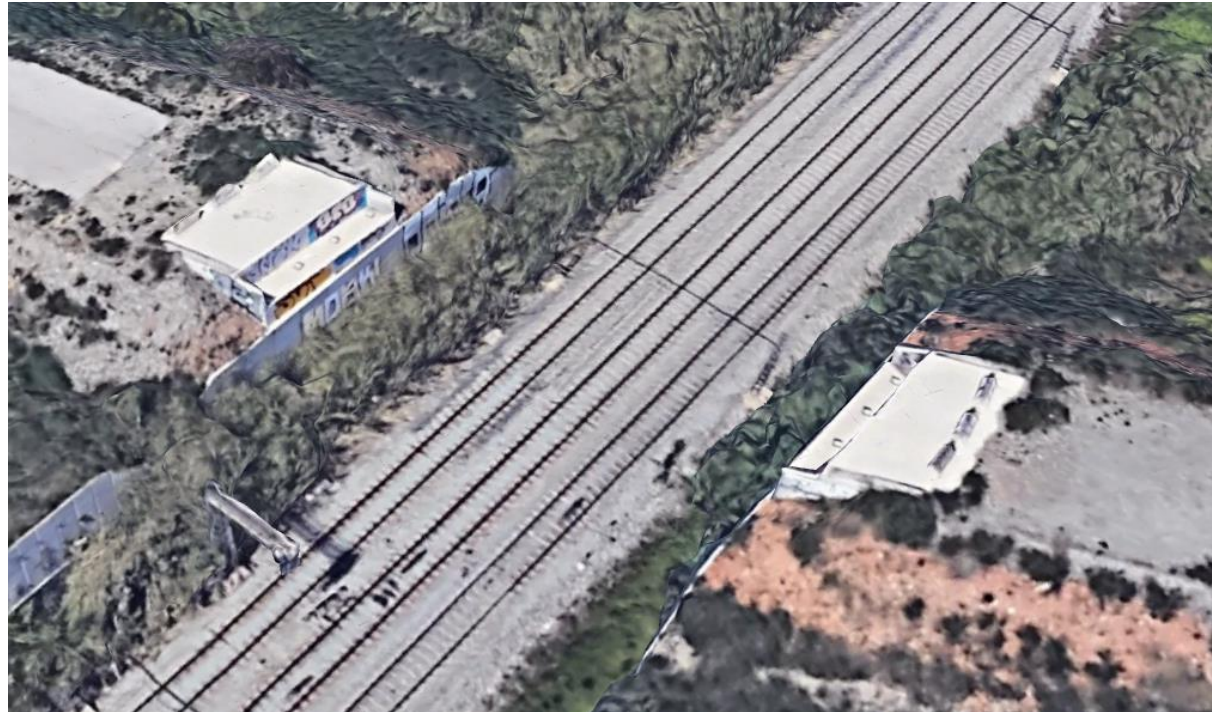
- Cargadero sur y muros de suelo reforzado de los dos estribos, así como sus correspondientes rellenos de tierras.
- Cimentación y alzado de pila.
- Tablero (monoviga artesana).
- Otros (losas de transición, juntas de dilatación, pretilas...etc.)

13.1.2.14. Estructura E-18



Es un paso inferior bajo la Autovía entre pantallas. Está prácticamente ejecutado, menos el vaciado bajo la losa y los revestimientos de los muros de pilotes.

13.1.2.15. Estructura E-19



Se trata de un Paso Superior sobre el FFCC del que están ejecutados ambos estribos completamente. Falta por ejecutar el tablero de vigas doble "T", así como las juntas de dilatación y acabados como los pretilas.

13.1.2.16. Estructura E-20



Esta Estructura es un Paso Superior totalmente ejecutado, aunque no puesto en servicio aún.

13.1.2.17. Estructura E-21



Al igual que la Estructura anterior, es un Paso Superior totalmente ejecutado, aunque no puesto en servicio.

13.1.2.18. Estructura E-22



Se trata de un Paso superior totalmente ejecutado salvo por la losa de transición de su estribo sur.

13.1.3. CAMBIOS NORMATIVOS

Desde la fecha de redacción del Proyecto Constructivo precedente (febrero 2008) hasta la actualidad, se han producido numerosos cambios en la normativa relativa a las Estructuras. Estos cambios se han tenido en cuenta a la hora de realizar el presente Proyecto. Las principales nuevas normativas, que en varios casos derogan las consideradas en el Proyecto de Construcción original y el Proyecto Modificado nº1, son las siguientes:

- “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” (IAP - 11) del Ministerio de Fomento (septiembre de 2011). (Deroga a la IAP-98)
- “UNE-EN 1337-1. Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas de diseño.” Abril 2001. AENOR.
- “UNE-EN 1337-3. Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos.” Noviembre 2005. AENOR. (Debe usarse en lugar de la antigua recomendación del MOPU de apoyos elastoméricos).
- Orden FOM/3317/2010, de 17 de diciembre, por la que se aprueba la “Instrucción para la mejora de la eficiencia en la ejecución de las obras públicas del Ministerio de Fomento”.
- Orden Circular 37/2016. “Base de Precios de referencia de la Dirección General de Carreteras”.

El caso más importante es el de la normativa de acciones (IAP-11). Las modificaciones, sobre todo en lo que a la aplicación de la sobrecarga de uso se refiere, no son despreciables. En este caso, en el Documento de Alcance de los Trabajos del Contrato se hacen las siguientes consideraciones:

- Los tableros pendientes de ejecutar serán recalculados con las acciones de la vigente IAP-11, intentando no modificar el canto ni el número de vigas. De acuerdo con la Dirección de Obra, en el caso de se trate de una ampliación de tablero, únicamente se comprobará la zona ampliada con la IAP-11.
- Se realizará un análisis de compatibilidad de los pretiles de acuerdo con los criterios de la vigente OC 35/2014.
- Las cimentaciones ejecutadas no se verifican con las cargas verticales de la IAP-11. Se ha llegado a un acuerdo con la Dirección del Proyecto de realizar una breve comparación de cargas con IAP-11 e IAP-98, a fin de comprobar que no se produce un exceso significativo de reacciones, el cual se cifra en más del 10%.

13.1.4. ALCANCE DE LOS TRABAJOS CONTRATADOS

El Alcance de los Trabajos contratados se ha modificado de acuerdo con la Dirección del Proyecto. Por tanto, en los siguientes Apartados se repasan, estructura por estructura, el alcance original y las reducciones y/o ampliaciones de alcance para cada una.

Además del alcance propio del diseño y definición de las tareas necesarios para completar las diferentes estructuras, se incluye también la “puesta a cero” de las partes ya ejecutadas del Proyecto de Construcción original, reparando aquellos desperfectos o patologías que se hayan encontrado. En

el caso de la parte de las Estructuras ya existentes antes del Proyecto de 2008, si bien su puesta a cero no está dentro del alcance del contrato, se incluye también la reparación de los daños más importantes las mismas.

13.1.4.1. Estructura E-1

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-1	Ampliación de paso inferior, completamente ejecutado excepto el hormigonado de la conexión con el tablero existente y la instalación de pretiles en el margen exterior.	Definición del sistema de contención, compatible con el tablero ejecutado (tanto con la anchura de la plataforma como con el refuerzo local en la zona de anclaje)

Las siguientes tareas se añaden en el presente Proyecto:

- Comprobación de tablero con acciones impuestas por nuevo sistema de contención y refuerzo de aquel si es necesario (refuerzo local y/o armadura superior de tablero).
- Diseñar losas de transición e impermeabilización y relleno de trasdós. Este relleno incluye la prolongación de la conducción del drenaje existente.

Por otro lado, se elimina del alcance la definición de la conexión entre tableros nuevo y existente, puesto que sí que está ejecutada.

13.1.4.2. Estructura E-2

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-2	Ampliación de paso inferior, con la infraestructura ejecutada a excepción de las losas de transición y la coronación de las aletas. Queda pendiente la ejecución completa del tablero.	Recálculo del tablero (vigas y losa superior) considerando la vigente IAP-11.
		Definición de sistema de contención compatible con el tablero y con los estribos ejecutados.
		La cimentación profunda ejecutada no se verifica con las cargas verticales de la IAP-11.

Las siguientes tareas se añaden en el presente Proyecto:

- Validación de empujes por derrame de tierras de estribo sobre pila AVE existente, y en su caso, modificación de los derrames con un muro o refuerzo de la pila si dicha pila no fuese válida con las nuevas cargas de tierras.
- Comprobación de tablero con acciones impuestas por nuevo sistema de contención y refuerzo de aquel si es necesario (refuerzo local y/o armadura superior de tablero).
- Validación simplificada de estribos y cimentaciones (comparación de acciones con Proyecto original).

13.1.4.3. Estructura E-3

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-3	Ampliación de viaducto sobre FFCC por ambos márgenes. Únicamente se han ejecutado los micropilotes de las cimentaciones de pilas y estribos.	Proyecto completo de las dos ampliaciones de acuerdo con las vigentes IAP-11 y OC35/2014. Teniendo en cuenta que no se han hormigonado los encepados, se considera factible la ejecución de más micropilotes para adecuar el conjunto a la normativa vigente.

Las siguientes tareas se añaden en el presente Proyecto:

- Se proyecta la ampliación sólo por una de las márgenes, por lo que se incrementa el ancho de la estructura añadiendo los micropilotes necesarios. Validación simplificada de estribos y cimentaciones (comparación de acciones con Proyecto original).
- Comprobación de tablero existente con acciones impuestas por nuevo sistema de contención y refuerzo de aquel si es necesario (refuerzo local y/o armadura superior de tablero).

13.1.4.4. Estructura E-4

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-4	Ampliación de paso inferior tipo marco sobre línea de FFCC. Completamente ejecutado salvo losas de transición de estribos.	Validación del diseño de las losas de transición e incorporación en Presupuesto de los trabajos necesarios para completar la estructura.

Las siguientes tareas se añaden en el presente Proyecto:

- Diseño de un muro convencional o prefabricado apoyado sobre la Estructura y en zona adyacente en ambas márgenes para contener las tierras debido al ensanchamiento de la calzada como consecuencia de la adición de un carril bici de 3 m de ancho en la margen oeste.
- Diseño de recrecido en Estructura actual para contener las tierras debido al ensanchamiento de la calzada en margen oeste.
- Comprobación de resistencia de la estructura actual frente a las nuevas acciones impuestas por muros y recrecido, reforzándola en caso de ser necesario.

Por otro lado, se elimina la validación de las losas de transición, así como la incorporación de los trabajos necesarios para finalizar la Estructuras, puesto que ya está completamente terminada.

13.1.4.5. Estructura E-5

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-5	Ampliación doble de paso inferior isostático sobre encauzamiento, completamente ejecutada.	Sin actuación

En este caso, al igual que en el caso de la Estructura E-4, a pesar de que está finalizada, se deben añadir los siguientes trabajos como consecuencia del ensanchamiento de la calzada por el nuevo carril bici:

- Diseño de un muro convencional o prefabricado apoyado sobre la Estructura y en zona adyacente en cada margen para contener las tierras debido al ensanchamiento de la calzada.
- Comprobación de resistencia de la estructura actual frente a las nuevas acciones impuestas por el muro y refuerzo en caso de ser necesario.

13.1.4.6. Estructura E-6 (Viaducto del Río Llobregat)

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-6	Ampliación por ambos márgenes de viaducto sobre río Llobregat. Queda pendiente la ejecución de tres vanos, de las pilas 1 y 2 y del estribo 1 (común a estructura E-7).	Actualización del cálculo de las vigas y de la losa superior de los vanos pendientes de ejecutar, de acuerdo con la normativa vigente (IAP-11). Revisión del apoyo de las prelosas en los tableros existentes.
		Actualización del cálculo de las vigas y de la losa superior de los vanos pendientes de ejecutar, de acuerdo con la normativa vigente (IAP-11).
		Revisión de la infraestructura pendiente de ejecutar y ajustes derivados de posibles refuerzos de pilas de fábrica existentes.
		Definición del sistema de contención, compatible con el tablero ejecutado (tanto con la anchura de la plataforma como con el refuerzo local en la zona de anclaje).
		Revisión y actualización de la pantalla anti-socavación definida en el Proyecto Complementario nº1.

En esta Estructura, la de más entidad del Proyecto, se añaden las siguientes tareas al alcance:

- Estudio de anclaje de tableros existente y nuevo, que está ejecutado a medias en estado precario, así como redefinición del detalle de dicha unión en caso de ser necesario.
- Estudio detallado del estado de las pilas primitivas incluyendo toma de muestras y su reparación superficial. No se incluye el posible refuerzo que sea necesario en caso de que el estado de las pilas amenace la integridad estructural.
- Comprobación de tablero con acciones impuestas por nuevo sistema de contención y refuerzo de aquel si es necesario (refuerzo local y/o armadura superior de tablero).
- Valoración de la reposición provisional del vado de obra aguas abajo y del acondicionamiento de la ataguía existente incluyendo su demolición final, sin diseño.

- Validación simplificada de estribos y cimentaciones (comparación de acciones con Proyecto original).
- Diseño del adosado de las conducciones de servicios repuestos y su validación estructural, tanto en tablero existente como nuevo.
- Validación estructural del vado existente aguas arriba de E-6 para su uso mixto peatonal-agrícola.

13.1.4.7. Estructura E-7

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-7	Ampliación doble del paso inferior que prolonga la estructura E-6. Se encuentra ejecutado sólo el estribo 1.	Recálculo del tablero (vigas y losa superior) considerando la vigente IAP-11.
		Revisión de la definición del estribo 2 (común con estructura E-6).
		Definición del sistema de contención, compatible con el tablero (pendiente de ejecución) como con el estribo 1. En principio se prolongará la contención definida en la estructura E-6.

Como consecuencia del nuevo Trazado del presente Proyecto, se produce un recrecido del pavimento sobre la Estructura para adecuarse a la nueva rasante. Esto implica que se añada al alcance la comprobación estructural del tablero y subestructura existentes frente al recrecido de pavimento y el diseño de su refuerzo, si fuera necesario.

13.1.4.8. Estructura E-8

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-8	Paso superior de cuatro vanos sobre tronco. Ejecutados los estribos (cargaderos+suelo reforzado) y las pilas 1 y 3.	Comprobación del tablero (vigas y losa superior) considerando la vigente IAP-11. Según la información disponible en el Modificado nº1 ya se hizo el recálculo del tablero.
		Revisión de la pila pendiente de ejecutar.
		Definición del sistema de contención, compatible con el tablero (anchura) y con los cargaderos ejecutados.

En este caso, el alcance es completamente diferente, debido a las modificaciones en el Trazado. Esta Estructura iba a servir originalmente para que la BV-2002 pasara por encima de la B-25, pero finalmente servirá para que la B-25 pase por encima de la BV-2002. Por ello, los elementos ejecutados no podrán ser aprovechados y las nuevas tareas a realizar son las siguientes:

- Diseño y cálculo de estructura completamente nueva con B-25 pasando por encima con 2 tableros de 2 vanos cada uno. Uno de los tableros servirá para el paso del tronco, mientras que por el otro discurrirá un ramal.
- Diseño y cálculo de estructura completamente nueva para paso de carril bici y peatones (paralela pero no coplanaria a los dos tableros de carretera).
- Diseño de procedimiento de demolición de la estructura existente.

13.1.4.9. Estructuras E-9 y E-10

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-9	Paso superior (semi-glorieta) en Enlace Norte de Sant Boi de Llobregat, sin ninguna actuación realizada. El proceso constructivo se prevé complejo, tal y como está definido en el Proyecto Original (estribos constituidos por muro pantalla)	Proyecto completo de la estructura, de acuerdo con normativa vigente.
E-10	Paso superior simétrico de la E-9 y también sin obra iniciada.	Proyecto completo de la estructura, de acuerdo con normativa vigente.

Debido a las modificaciones en el Trazado de este Proyecto con respecto al original, estas dos Estructuras desaparecen, por lo que no se incluye finalmente ningún trabajo sobre ellas en el alcance.

13.1.4.10. Estructura E-11

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-11	Paso superior isostático postesado (Enlace Sant Boi-Cornellá), con estribos de suelo reforzado. Completamente ejecutado	Análisis de la compatibilidad de los sistemas de contención instalados con la vigente OC 35/2014 y adecuación de los mismos en caso de incompatibilidad.

En este caso, se producen modificaciones en el Trazado que elevan la rasante a su paso, al igual que en la E-7. Sin embargo, puesto que no se encuentra en servicio y los pretiles se consideran adecuados se optará por realizar el izado del tablero para adecuarlo a la nueva rasante sin modificar el cálculo de este. Por tanto, se deben definir y presupuestar las labores necesarias para dicho izado.

13.1.4.11. Estructura E-12

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-12	Paso superior isostático postesado (Enlace Sant Boi-Cornellá), con estribos de suelo reforzado. Completamente ejecutado.	Puesta a cero de la estructura ejecutada.
		Análisis de la compatibilidad de los sistemas de contención instalados con la vigente OC 35/2014 y adecuación de los mismos en caso de incompatibilidad.

Después del análisis de los sistemas de contención, no es necesario en esta Estructura modificar los mismos, con lo que no es necesario llevar a cabo ninguna tarea en ella, más allá de la “puesta a cero” que es común a todas las Estructuras del Proyecto.

13.1.4.12. Estructura E-13

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-13	Ampliación de paso inferior isostático. Completamente ejecutada.	Puesta a cero de la estructura ejecutada.
		Análisis de la compatibilidad de los sistemas de contención instalados con la vigente OC 35/2014 y adecuación de los mismos en caso de incompatibilidad.

Como consecuencia del análisis de la OC 35/2014, se disponen nuevos sistemas de contención, lo que implica que hay que realizar la comprobación de tablero existente con acciones impuestas por nuevo sistema de contención y refuerzo de aquel si es necesario (refuerzo local y/o armadura superior de tablero).

13.1.4.13. Estructuras E-14 y E-15

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-14	Ampliación de paso inferior isostático. Completamente ejecutada.	
E-15	Ampliación de paso superior sobre tronco. Completamente ejecutada.	Junto con el análisis de los sistemas de contención instalados, se adecuarán los sistemas de contención del paso superior anterior, que se mantiene en servicio (actualmente cuenta con biondas ancladas al tablero).

En estas dos Estructuras no será necesario realizar ningún cálculo ni verificación puesto que se mantienen los sistemas de contención existentes en este momento.

13.1.4.14. Estructura E-17

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-17	Paso superior isostático de dos vanos (vigas artesas). Se han ejecutado los muros de suelo reforzado de los estribos y, de acuerdo con el Proyecto de Liquidación, también la pila central.	Cálculo del tablero y de los cargaderos de acuerdo con la vigente IAP-11.
		Definición de un sistema de contención teniendo en cuenta la normativa vigente.

En este caso, tal y como se indica en el Alcance original hay que calcular y definir el tablero (incluyendo sus sistemas de contención), así como acabar el cargadero que falta y los muros de suelo reforzado de ambos estribos.

Se aclara, además, que la valoración de cargaderos con cargas de IAP-11 se realizará de forma simplificada, comparando reacciones con normativa derogada y vigente.

13.1.4.15. Estructura E-18

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-18	Paso inferior tipo falso túnel ejecutado (losa sobre pilotes). De acuerdo con la Orden de Estudio se excluye del Proyecto el vaciado de la estructura.	Sin actuación

Se añade la definición del vaciado bajo losa y el revestimiento de los hastiales.

13.1.4.16. Estructura E-19

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-19	Paso superior isostático sobre ferrocarril. Pendiente ejecución del tablero.	Recálculo del tablero (vigas y losa superior) considerando la vigente IAP-11.
		Definición de sistema de contención compatible con el tablero, con los estribos ejecutados y con el cerramiento anti-vandálico.
		Los cargaderos de los estribos no se verifican con las cargas verticales de la IAP-11.

Se validarán de forma simplificada los apoyos y cimentaciones como consecuencia del aumento de cargas por el nuevo tablero con sus sistemas de contención.

13.1.4.17. Estructuras E-20, E-21 y E-22

El Alcance original es el siguiente:

Estructura	Descripción y Estado actual en Contrato	Alcance Original del Contrato
E-20	Paso superior isostático completamente ejecutado.	Análisis de la compatibilidad de los sistemas de contención instalados con la vigente OC 35/2014 y adecuación de los mismos en caso de incompatibilidad.
E-21	Paso superior isostático completamente ejecutado.	Análisis de la compatibilidad de los sistemas de contención instalados con la vigente OC 35/2014 y adecuación de los mismos en caso de incompatibilidad.
E-22	Paso superior isostático completamente ejecutado.	Análisis de la compatibilidad de los sistemas de contención instalados con la vigente OC 35/2014 y adecuación de los mismos en caso de incompatibilidad.

En estos casos no es necesario realizar ninguna actuación ni comprobación a nivel estructural puesto que no se modifican los sistemas de contención. Únicamente se debe añadir la losa de transición sur en la E-22.

13.1.4.18. Estructuras EN-1, EN-2, EN-3 y EN-4

Se trata de 4 Estructuras existentes que no pertenecen al alcance del Proyecto de construcción original, ni tampoco al alcance original del contrato, pero se ven afectadas por el Trazado del presente Proyecto. Para asegurar el cumplimiento de la OC 35/2014 en cuanto a sistemas de contención, se tienen que colocar nuevos pretilos. Esto implica la necesidad de:

- Comprobar que el peso de las nuevas barreras no produce un incremento importante de las cargas en el tablero.
- Estudiar la correcta transmisión de cargas en caso de impacto a dicho tablero y en caso de que sea necesario, suplementar la armadura de este.

Las Estructuras se relacionan a continuación:

- EN-1: Permite el paso de la B-25 sobre la C-31c mediante dos tableros de 1 solo vano de vigas doble “T”, estando en servicio actualmente.



- EN-2: Esta Estructura da acceso al Centro Comercial. Se trata de un tablero doble tipo losa de hormigón armado. Uno de los tableros está en servicio, mientras que el otro no.



- EN-3: Se trata de un Paso Superior sobre la C-32, con tablero isostático de 4 vanos de vigas artesas. Actualmente se encuentra en servicio.

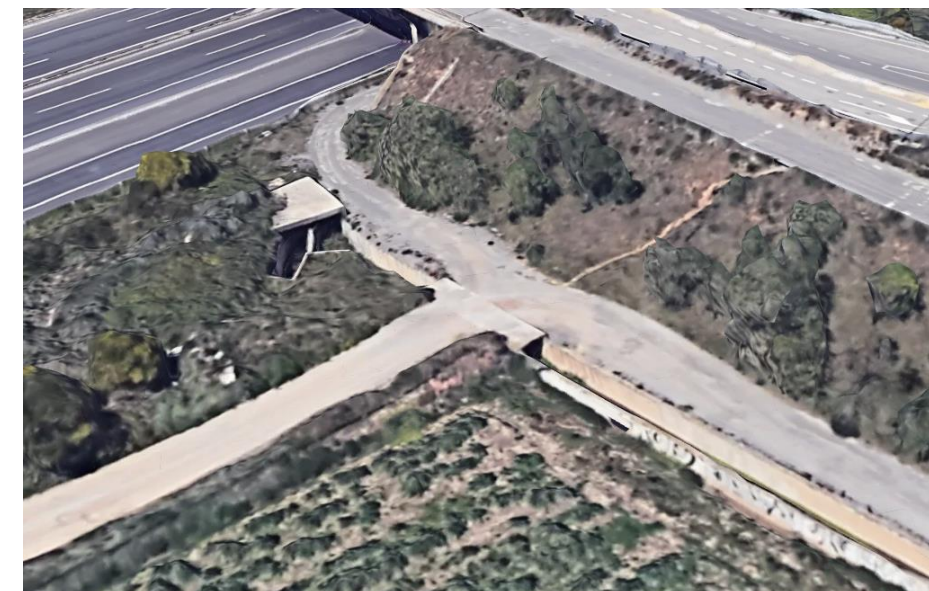


- EN-4: Se trata de un Paso Superior que se encuentra junto a la Estructura E-15 con tablero isostático de 4 vanos de vigas artesas. Será el acceso sur al Parque Agrario.



13.1.4.19. Estructura EN-5

Esta Estructura no estaba en el alcance inicial, pero se ha acordado su inclusión con la Dirección de Proyecto. Tras revisar el trazado del vial que sirve de salida desde el Parque Agrario hacia la E-15 en el enlace de Sant Boi Sur, se hace necesario volver a encajarlo de modo que su trazado y sección sean los adecuados para la circulación y maniobra de los vehículos de grandes dimensiones que previsiblemente circularán por él. En consecuencia, se hace necesario ejecutar una losa protegiendo la acequia de riego existente el paso de los vehículos que circulan por el Ramal, de la misma manera que actualmente existe una losa protegiendo la acequia del paso de un camino.



13.1.4.20. Marco Canal de Ponent

Se ha incluido en el alcance el canal de pluviales que ya se diseñó en el “Estudio De Nueva Solución de a Pluvial 5 a Través Del Futuro Canal Ronda Sur En El Prat De Llobregat.” realizado por Typsa en 2.015.

Debido a la realización del presente Proyecto, se ha realizado un nuevo estudio hidráulico que conduce a modificar la estructura previamente diseñada.

Para su correcta definición geométrica se ha empleado una base cartográfica actualizada a fecha de redacción de este documento, solicitada para este objetivo. Y adicionalmente, se han verificado en visitas a campo la ubicación y cotas de los servicios que actualmente existen en la zona. Se toma el trazado en planta y alzado del Proyecto de 2015 como base y se analiza de manera pormenorizada su interferencia con servicios existentes y con las actuaciones objeto de este Proyecto.

13.1.4.21. Muros MN-1A, MN-1b y MN-2

Debido a la modificación de Trazado, la cual origina el cambio de la configuración de la Estructura E-8 que pasa a servir para que la C-245 pase por encima de la BV-2002, se deben realizar unos muros de suelo reforzado no previstos en el Proyecto original (MN-1a y MN-2) en ambas márgenes para contener el derrame de tierras en el tramo comprendido entre la E-7 y E-8. Además, puesto que el carril bici discurrirá paralelamente a la C-245 en este tramo, pero a diferente cota, se añade al Proyecto también el muro MN-1b de hormigón convencional que contiene el derrame de las tierras del tronco sobre el carril bici.



13.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

13.2.1. ACTUACIONES ESTRUCTURALES

13.2.1.1. RESUMEN GENERAL DE ACTUACIONES ESTRUCTURALES

A continuación, se resumen las actuaciones que se realizan en este Proyecto desde el punto de vista de acabado estructural, es decir, sin tener en cuenta reparaciones de daños o patologías:

RESUMEN DE ACTUACIONES						
Estructura	PPKK	Tipología	Tipo de Actuación	Longitud entre apoyos (m)	Luces de vanos (m)	Anchura (m)
E-1	0+271-0+287 (Eje 191)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con cargaderos pilotados.	Añadir pretil y acabados.	15.55	20.50	28.96
E-2	0+589-0+609 (Eje 191)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos convencionales micropilotados.	Ampliar tablero (estribos ya ejecutados), añadir nuevo pretil y acabados.	20.50	20.50	Variable (>11.7)
E-3	0+745-0+788 (Eje 191)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos convencionales y pilas micropilotados.	Ampliar el tablero, las pilas y los estribos, añadir nuevos sistemas de contención y acabados.	44.30	12.85+19.33+12.11	Variable (>35.5)
E-4	≈ 1+970 (Eje 1)	Paso Inferior Tipo Marco	Contener las tierras por encima de la Estructura debido ensanchamiento de calzada por ambas márgenes.	-	-	5.00
E-5	≈ 1+895 (Eje 1)	Paso Inferior Tipo Marco con ampliación ya ejecutada con tablero de vigas de hormigón prefabricado	Contener las tierras por encima de la Estructura debido ensanchamiento de calzada por ambas márgenes.	-	-	Variable
E-6	1+617-1+809 (Eje 1)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos convencionales y pilas pilotados.	Ejecutar estribo 1, ampliaciones por ambos lados de pilas y tableros de 3 vanos, losa de ampliación de 1 vano más, conexión entre tableros, nuevos pretils, añadir tubería y prisma de teleco y acabados.	192.03	21.54+7*21.30+21.39	35.35
E-7	1+598-1+614 (Eje 1)	Tablero isostático de vigas-losa con estribos convencionales pilotados.	Ejecutar estribo 2 y ampliaciones a ambos lados de tablero, añadir sistemas de contención y acabados.	15.86	15.86	35.40
E-8a	0+223-0+259 (Eje 315)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado y pila pilotada.	Ejecutar Estructura completa para paso de carril bici sobre BV-2002.	32.56	16.17-16.40	5.00
E-8b	0+167-0+200 (Eje 12)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado y pila pilotada.	Ejecutar Estructura completa para paso de ramal sobre BV-2002.	32.68	16.22-16.46	12.55
E-8c	1+305-1+340 (Eje 1)	Tablero hiperestático tipo losa con estribos cerrados pilotados y pila pilotada.	Ejecutar Estructura completa para paso de tronco y ramal sobre BV-2002.	37.09	18.25-18.84	Variable (>37.5)
E-11	1+134-1+164 (Eje 1)	Tablero doble isostático tipo losa aligerada con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado.	Levantar el extremo del estribo 2 de la Estructura como consecuencia de modificación en trazado.	30.00	30.00	2x15.20
E-12	0+984-1+014 (Eje 1)	Tablero doble isostático tipo losa aligerada con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado.	No hay actuaciones estructurales.	30.00	30.00	2*15.20
E-13	0+462-0+484 (Eje 1)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado.	Añadir nuevos sistemas de contención.	22.37	22.37	31.50
E-14	0+288-0+310 (Eje 1)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado.	No hay actuaciones estructurales.	22.93	22.93	10.26

RESUMEN DE ACTUACIONES						
Estructura	PPKK	Tipología	Tipo de Actuación	Longitud entre apoyos (m)	Luces de vanos (m)	Anchura (m)
E-15	0+266-0+325 (Eje 30)	Tablero isostático de vigas artesas prefabricadas con estribos cargaderos y pilas micropilotadas.	No hay actuaciones estructurales.	59.09	7.23-2x22.22-7.43	12.33
E-17	0+361-0+428 (Eje 56)	Tablero isostático de viga artesa prefabricada con estribos cargaderos sobre muros de de suelo reforzado y pila micropilotada.	Ejecutar tablero y pila completos, construir cargadero de estribo 2, acabar muros de suelo reforzado de los 2 estribos y acabados.	67.17	36.20-30.97	9.30
E-18	≈ 0+030 (Eje 59)	Paso inferior entre pantallas excavado bajo losa.	Vaciar Estructura bajo losa, gunitar y poner revestimiento.	-	-	16.00 (Libre)
E-19	0+632-0+663 (Eje 59)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de de suelo reforzado.	Ejecutar tablero completo y acabados.	31.22	31.22	11.60
E-20	0+213-0+234 (Eje 76)	Tablero isostático de viga artesa prefabricada con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado.	No hay actuaciones estructurales.	21.26	21.26	9.10
E-21	1+453-1+488 (Eje 59)	Tablero isostático de vigas artesas prefabricadas con estribos cargaderos pilotados.	No hay actuaciones estructurales.	35.33	35.33	10.20
E-22	0+151-0+192 (Eje 45)	Tablero isostático de vigas doble "T" prefabricadas sobre estribos micropilotados.	No hay actuaciones estructurales.	45.00	45.00	8.70
EN-1	0+082-0+127 (Eje 1)	Tablero doble isostático de viga artesa prefabricada con estribos cargaderos sobre muros de de suelo reforzado.	Añadir nuevos sistemas de contención y acabados.	44.24	44.24	≈ 2*15.00
EN-2	0+860-0+883 (Eje 23)	Tablero doble hiperestático de losa de hormigón con muros pantalla en estribos y pilas.	Añadir nuevos sistemas de contención y acabados.	23.30	13.15-10.15	Variable
EN-3	0+625-0+686 (Eje 23)	Tablero isostático de vigas artesas prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado y pilas pilotadas.	Añadir nuevos sistemas de contención y acabados.	63.40	9.50-24.41-21.62-7.87	12.00
EN-4	0+266-0+325 (Eje 30)	Tablero isostático de vigas artesas prefabricadas con estribos cargaderos sobre muros de suelo reforzado y pilas pilotadas.	Añadir nuevos sistemas de contención y acabados.	60.40	6.93-22.21-22.27-8.99	7.00
EN-5	0+143-0+165 (Eje 269)	Losa Pilotada.	Ejecutar nueva Estructura completa sobre acequia existente para el paso de nuevo ramal.	-	-	-
Marco Canal de Ponent	0+000-1+455 (Eje 360)	Marco de hormigón armado.	Ejecutar nuevo marco para drenaje de pluviales.	-	-	Variable entre 4 y 5 (libres)

En los siguientes apartados se describen una por una las diferentes estructuras y sus actuaciones.

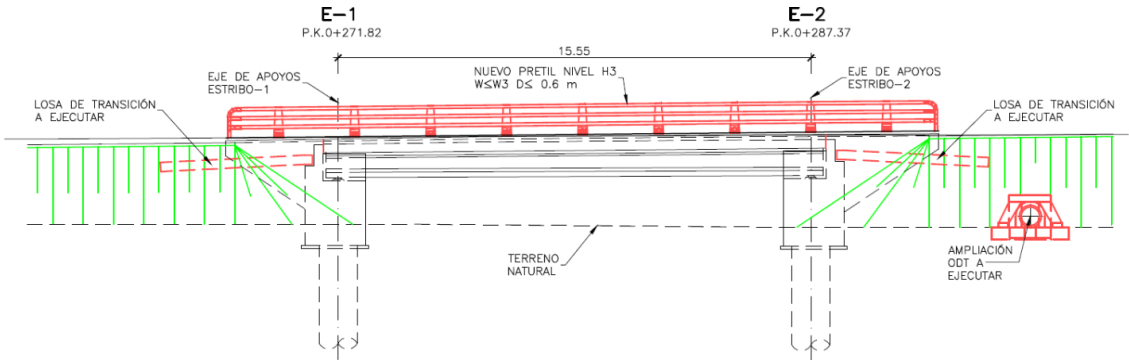
13.2.1.2. ESTRUCTURA E-1

Como se ha comentado en los Antecedentes, se trata de una Estructura prácticamente terminada, en la que faltan por ejecutar pocos elementos. El tablero está formado por 1 vano de 15.55 m de luz y cuenta con 15 vigas doble “T” prefabricadas de 85 cm de canto y con una losa superior de 25 cm de canto. La parte de esta Estructura que queda por finalizar es la correspondiente a la ampliación que corresponde al Proyecto original, que abarca tres de las vigas en el margen oeste. En esta ampliación, los estribos se ejecutan como cargaderos sobre pilotes.

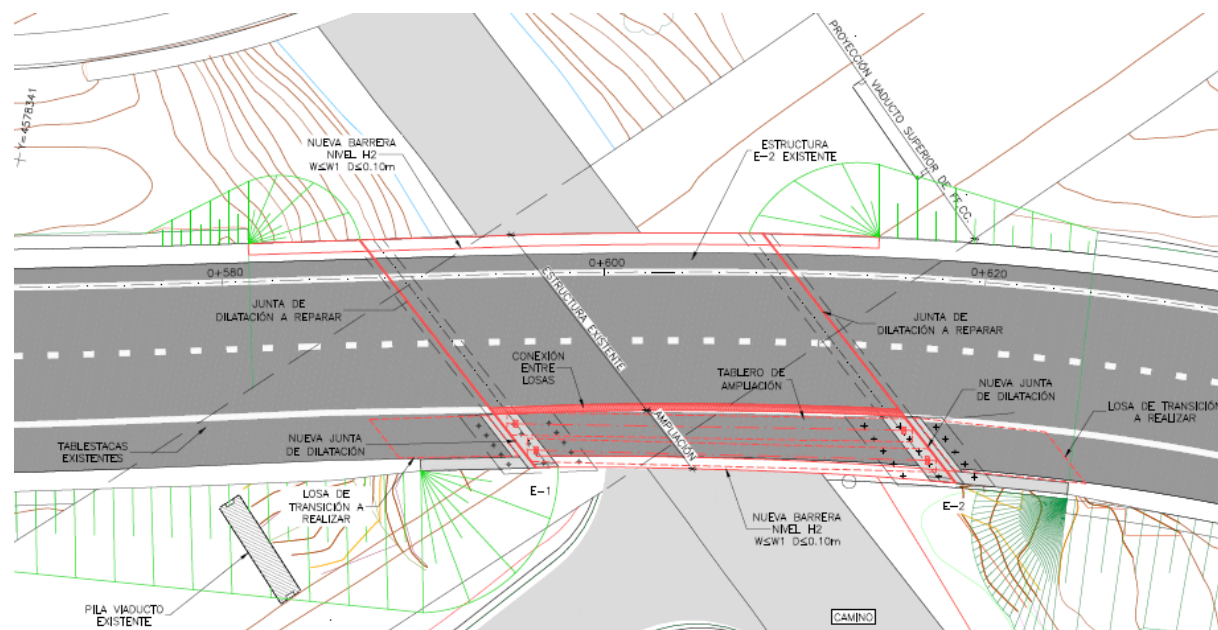


Las operaciones que se incluyen en el Proyecto para finalizar la Estructura son las siguientes:

- Colocación de pretil metálico con nivel de contención H3 y ancho de trabajo menor o igual a W3. Se trata del pretil que estaba previsto en el Proyecto y la armadura del tablero está adaptada para recibir dicho pretil sin necesidad de refuerzos.
- Relleno del trasdós de los estribos, incluyendo la ejecución de las losas de transición.
- Junto al Estribo 2, como consecuencia del relleno, es necesario ampliar una ODT que cruza a esa altura bajo la autovía.

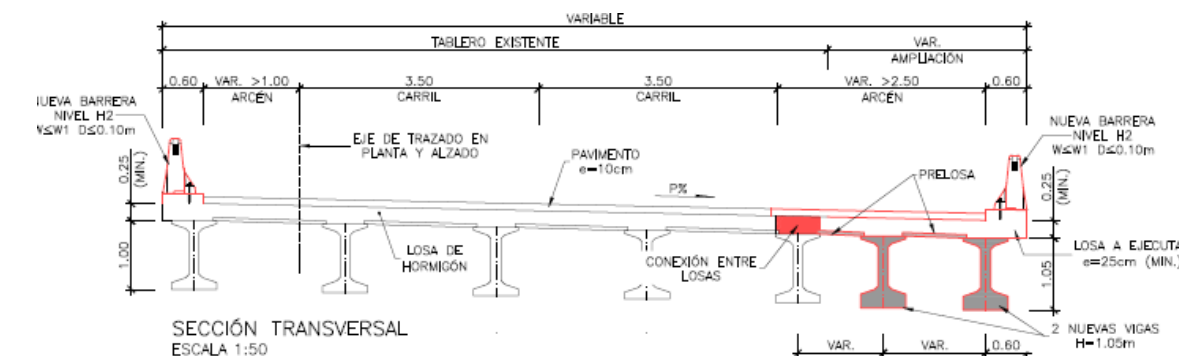


Esta Estructura resuelve el cruce sobre el camino dels Pous, a la vez que se sitúa bajo un puente de ferrocarril existente. El esviaje medio del cruce es de unos 44^g. El tablero existente se amplía por la margen derecha en un ancho que varía de 2.80 a 3.20 m.

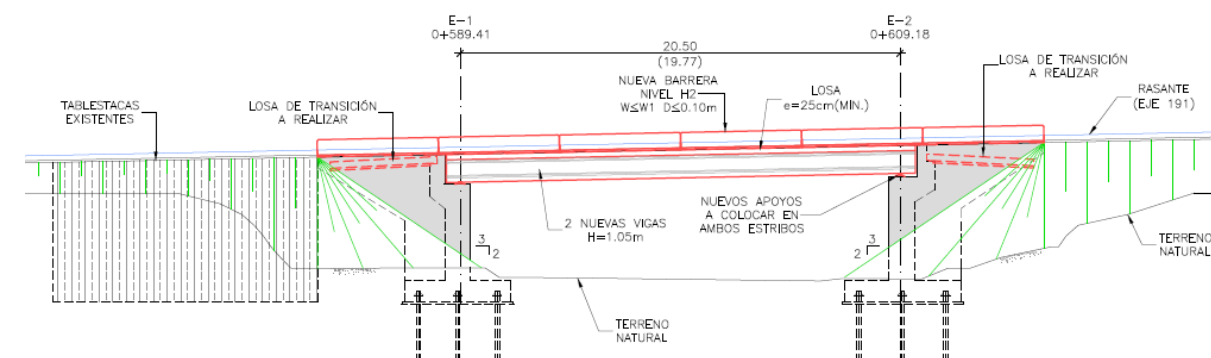


La losa sobre vigas será a su vez conectada a la losa existente, consiguiendo así una estructura única y uniforme. El canto total del tablero, 1,25 m, proporciona una esbeltez de valor 1/16.

- dos carriles de 3,50 m
- un arcén izquierdo de 1.0 m mínimo
- un arcén derecho de 2.50 m mínimo
- dos barreras de contención de hormigón nivel H2 y ancho de trabajo menor o igual a W1, con una anchura de 0.60 m.



Los dos estribos se proyectan paralelos y proporcionan un gálibo horizontal más que suficiente para alojar la sección transversal del camino inferior. La ampliación se resuelve con unos estribos en prolongación de los ya existentes y con la misma tipología, pero respetando una junta de dilatación entre ambos. Por otro lado, el gálibo vertical tiene un valor mínimo de 4.50 m.



La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.

En la actualidad, como ya se ha comentado anteriormente, los estribos de la ampliación ya han sido ejecutados, faltando únicamente la construcción del tablero y completar la estructura con la plataforma y acabados.

En la ejecución del nuevo tablero habrá que poner especial atención a la colocación en obra de las dos nuevas vigas prefabricadas, ya que deben situarse sin afectar al puente de ferrocarril superior. A la vista de la situación actual, dichas vigas podrán situarse en su ubicación definitiva desde el lateral derecho del viaducto, introduciendo primero el extremo del estribo E-1 y girando luego la viga sobre

este eje. La altura del viaducto de ferrocarril sobre el tablero de vigas tiene un valor mínimo de 5.32 m, por lo que no presentará demasiado problema la maniobra.

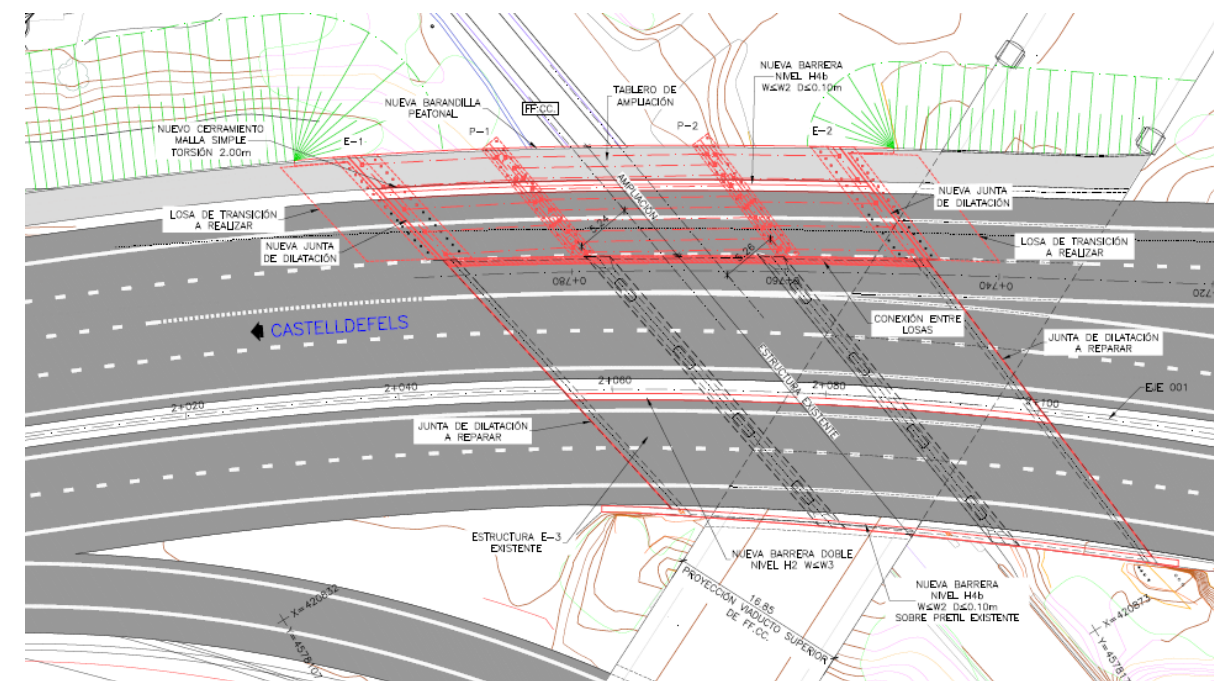
Por tanto, la lista de trabajos pendientes es la siguiente:

- Hormigonado de la parte superior de las aletas de los estribos, así como de las camas de nivelación necesarias para la colocación de las vigas.
- Relleno del trasdós de estribos.
- Ejecución de las losas de transición.
- Colocación de los aparatos de apoyo.
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Colocación de las prelosas del tablero.
- Hormigonado de la losa superior conectada a la del tablero existente.
- Reparación de las juntas de dilatación sobre estribos existentes y disposición de las nuevas.
- Colocación de los nuevos desagües y desvío del drenaje del viaducto de alta velocidad canalizándolo con un tubo de PVC para evitar que desagüe sobre la nueva estructura.
- Asfaltado.
- Colocación de pretilos nuevos en ambos bordes de la estructura final, previa retirada de las barreras existentes.

En el Apéndice nº2 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.4. ESTRUCTURA E-3

Esta Estructura resuelve el cruce sobre una vía doble de ferrocarril y dos caminos laterales. Al igual que en el caso de la Estructura E-2, a su vez se sitúa bajo un puente de ferrocarril existente (FGC). El esviaje medio del cruce es de unos 48°. El tablero existente se amplía por el extremo izquierdo en un ancho que varía de 10.22 a 10.34 m



El tablero actual consta de tres vanos de 13.60 - 16.50 – 14.2 m de luz entre ejes de apoyos en estribos y pilas. Está constituido por 16 vigas prefabricadas de sección doble T de 0.60 m de canto, que se completa con una losa de compresión de 0.25 m de espesor mínimo vertida sobre placas de encofrado perdido.

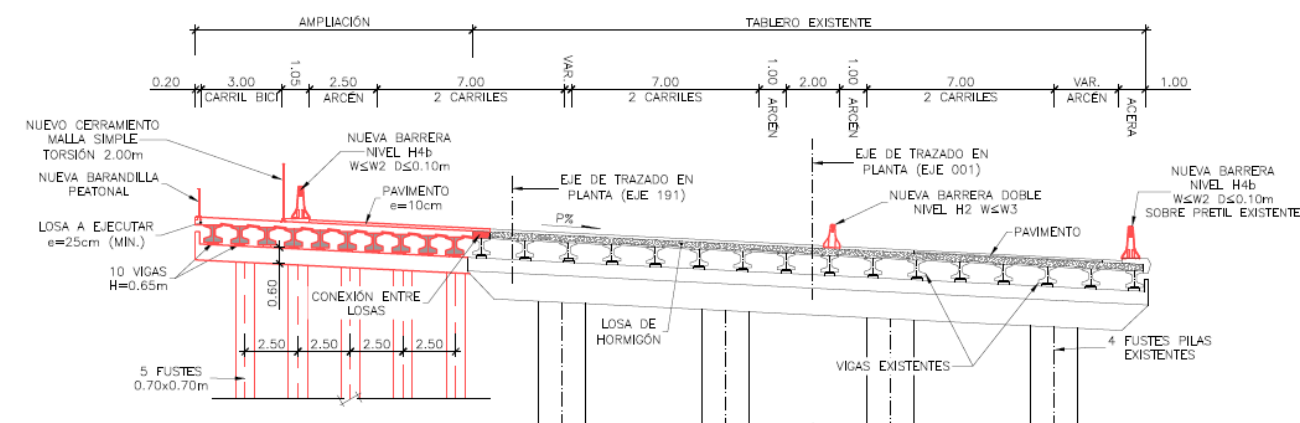
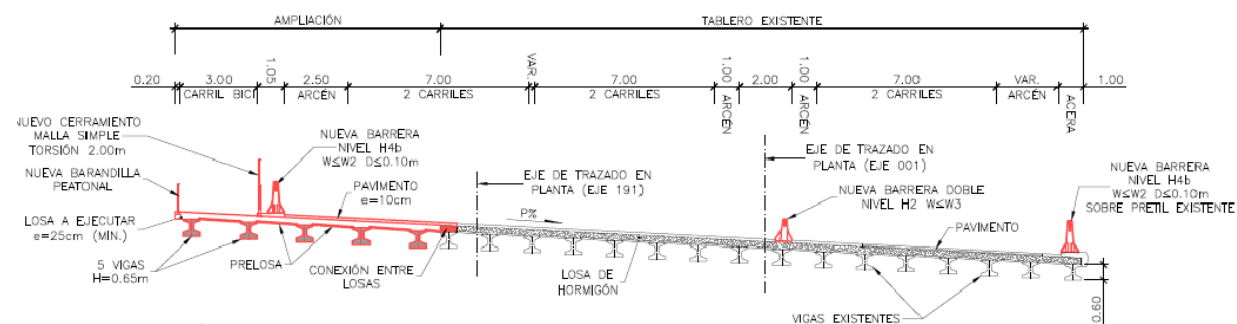
En el momento de diseñar la ampliación, existe la dificultad de no afectar a la valla del ferrocarril inferior, no sólo con el fuste de las pilas, sino tampoco en el momento de ejecutar las cimentaciones. Esto ha obligado a ampliar la luz del vano central, quedando la siguiente distribución de vanos; 12.86 – 19.33 – 12.11 m. La ampliación sigue la misma tipología estructural que la estructura existente, si bien para cumplir con la nueva normativa y las nuevas luces ha sido necesario disponer vigas de 0.65 m de canto y con una separación menor en el vano central. La ampliación cuenta con un total de diez vigas en dicho vano, y cinco en los vanos laterales.

La losa sobre vigas será a su vez conectada a la losa existente, consiguiendo así una estructura única y uniforme. El canto total del tablero, 0.90 m, proporciona una esbeltez de valor 1/21 en el vano central y 1/15 en los laterales.

La sección transversal cuenta con dos calzadas compuestas por lo siguiente:

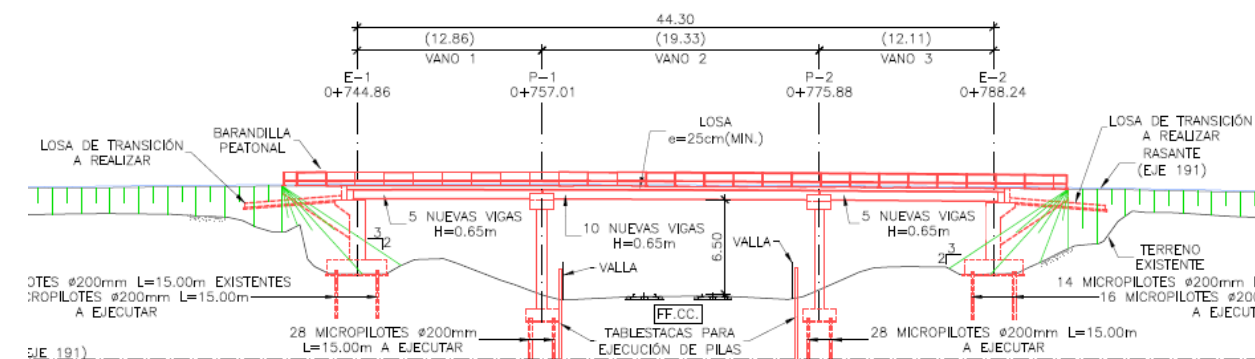
- un carril bici de 3.0 m
- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H4b y cerramiento de malla de 1.05 m
- un arcén izquierdo de 2.50 m
- cuatro carriles de 3.50 m
- un arcén derecho de 1.0 m

- una mediana de 2.0 m con barrera doble de contención nivel H2.
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- dos carriles de 3.50 m
- un arcén derecho de ancho variable
- una barrera lateral de contención de hormigón nivel H4b en 1.0 m



Para las pilas se ha diseñado una tipología similar a la ya existente, pero independiente. Se trata de un dintel superior que recoge los apoyos de todas las vigas y que se encuentra soportado por fustes cuadrados de 0.70x0.70 m.

Los dos estribos se proyectan paralelos y mantienen el galibo horizontal total para alojar la sección transversal de los caminos inferiores y las vías del ferrocarril. La ampliación se resuelve con unos estribos en prolongación de los ya existentes y con la misma tipología, pero respetando una junta de dilatación entre ambos. Por otro lado, el galibo vertical tiene un valor mínimo de 6.50 m sobre las vías del ferrocarril.



Ambos estribos son cerrados, de hormigón armado y cuenta con cimentación profunda mediante parejas de micropilotes. Estos micropilotes se encuentran ya parcialmente ejecutados.

La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.

En la actualidad, como se ha dicho, lo único ejecutado son 14 micropilotes de la cimentación de cada uno de los estribos, por lo que la ampliación deberá ejecutarse prácticamente en su totalidad.

En la ejecución del nuevo tablero habrá que poner especial atención a la colocación en obra de las nuevas vigas prefabricadas, ya que deben situarse sin afectar al puente de ferrocarril superior. Si bien en este caso, como se puede observar en la planta de la estructura, la interferencia entre ambas estructuras es muy reducida.

Por tanto, la lista de trabajos pendientes es la siguiente:

- Ejecución de los micropilotes que faltan de la cimentación de estribos.
- Ejecución de los micropilotes de la cimentación de las pilas.
- Ejecución de las cimentaciones de pilas y estribos.
- Ejecución de alzados de pilas y estribos.
- Relleno del trasdós de estribos y ejecución de las losas de transición.
- Colocación de los aparatos de apoyo.
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Colocación de las prelosas del tablero.
- Preparación del borde izquierdo de la losa del tablero existente para su posterior conexión con la ampliación.

- Hormigonado de la losa superior conectada a la del tablero existente.
- Reparación de las juntas de dilatación sobre estribos existentes y disposición de las nuevas.
- Colocación de los nuevos desagües reparación del drenaje de la estructura existente para evitar nuevas humedades.
- Asfaltado.
- Colocación de pretilas nuevos en ambos bordes de la estructura final y en la mediana.

En el Apéndice nº3 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.5. ESTRUCTURA E-4

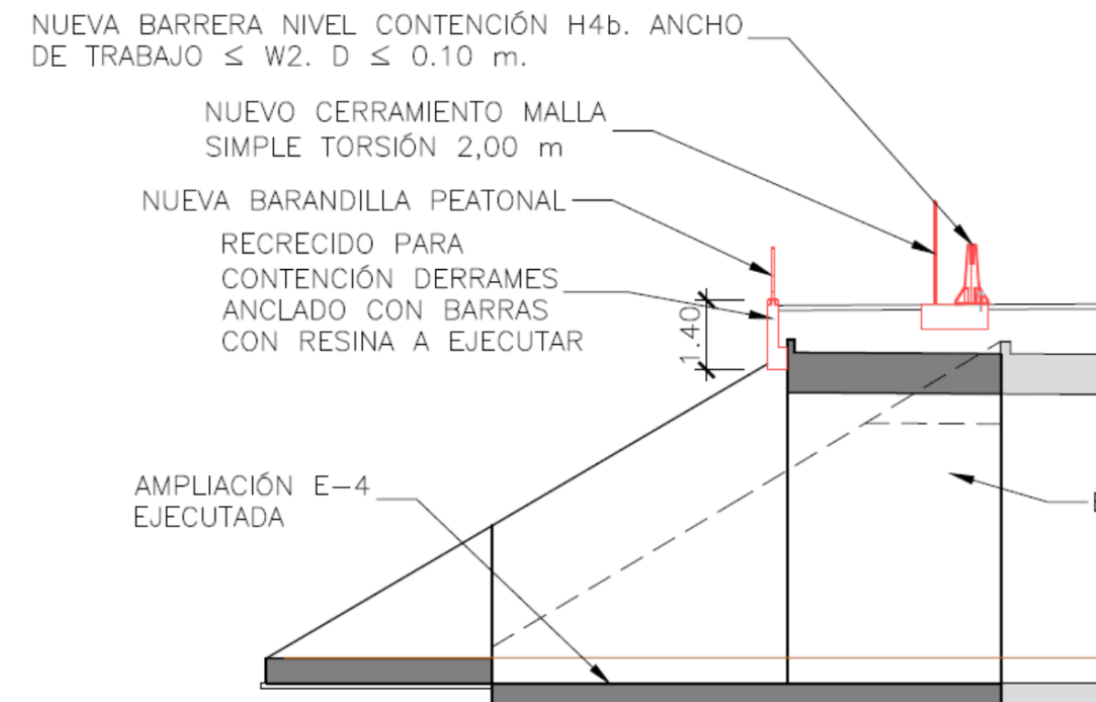
La Estructura E-4 es un Paso Inferior tipo marco con ancho libre de 5 m y altura libre de 5.78 m que discurre por debajo de la C-245 y que fue ampliado por la margen oeste siguiendo lo prescrito en el Proyecto Modificado nº1. La ampliación consistió en un recrecido del marco de 4.27 m de longitud para permitir un ensanchamiento de la calzada superior. Para ello se recrecieron, las aletas existentes para poder generar dicha longitud de marco y se ejecutó una ampliación en longitud de dichas aletas existentes.



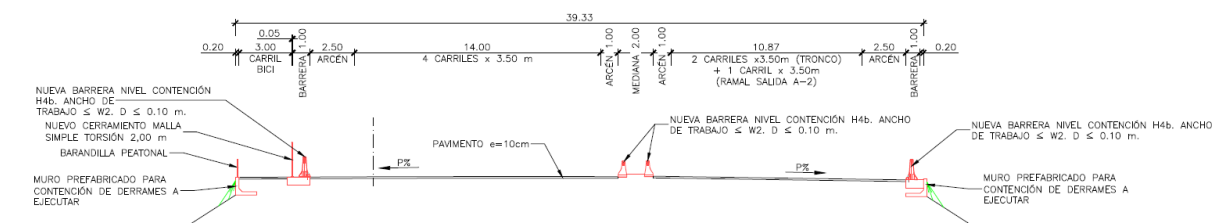
La actuación se acabó de acuerdo con el Proyecto Modificado nº1, pero en esta fase, por indicación de la Dirección del Proyecto, se ha añadido un carril bici de 3 m de ancho a este lado de la Estructura. Con este ensanchamiento de calzada, cuya rasante se encuentra casi 1 m por encima de la losa superior del marco, la longitud ampliada del marco no sería suficiente para contener las tierras. Se ha optado

por realizar un recrecido de la losa superior del marco empleando barras embebidas con resina para contener dichas tierras, aprovechando su importante canto (80 cm).

En el Apéndice nº4 del presente Proyecto se hace un cálculo preliminar de la afección que tienen estos trabajos en la ampliación del marco (nuevas cargas y recrecido), justificando su validez.



Por otro lado, en una pequeña longitud adyacente a ambos lados del marco en la margen oeste y también en la zona del marco y en zonas adyacentes de ambos lados en la margen este, se deben contener las tierras para que no derramen sobre la vía del FFCC. En estos casos, dada la pequeña altura, se opta por disponer pequeños muros prefabricados para llevar a cabo esta contención.



Finalmente, hay que mencionar que se deben sustituir todos los sistemas de contención al paso por esta sección del trazado, aunque dichos sistemas de contención son independientes de la propia Estructura.

13.2.1.6. ESTRUCTURA E-5

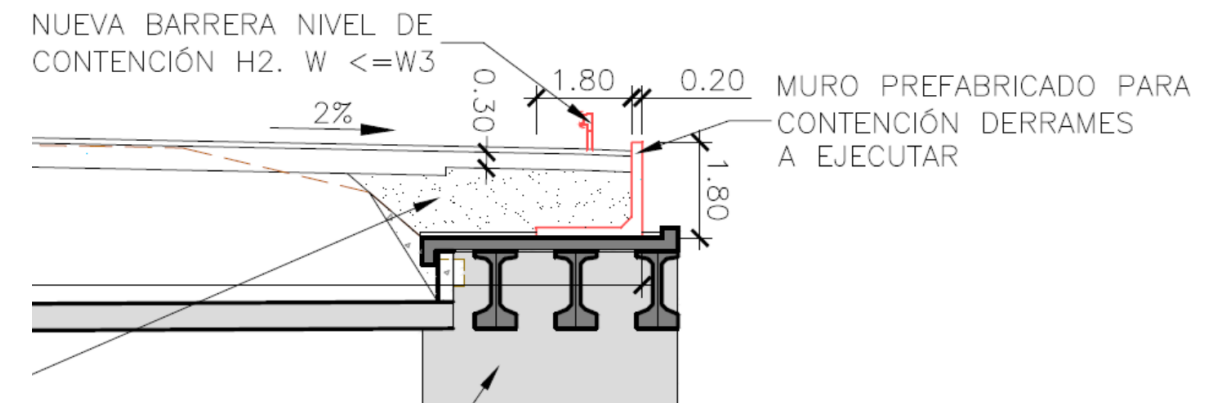
La Estructura E-5 es, al igual que la E-4, un Paso Inferior tipo marco, aunque en este caso su sección es variable. En el Proyecto Modificado nº1 se planteó su ampliación por ambos márgenes debido al ensanchamiento previsto en la calzada. Dicha ampliación se planteó en este caso como tableros de vigas doble "T" prefabricadas de un solo vano.



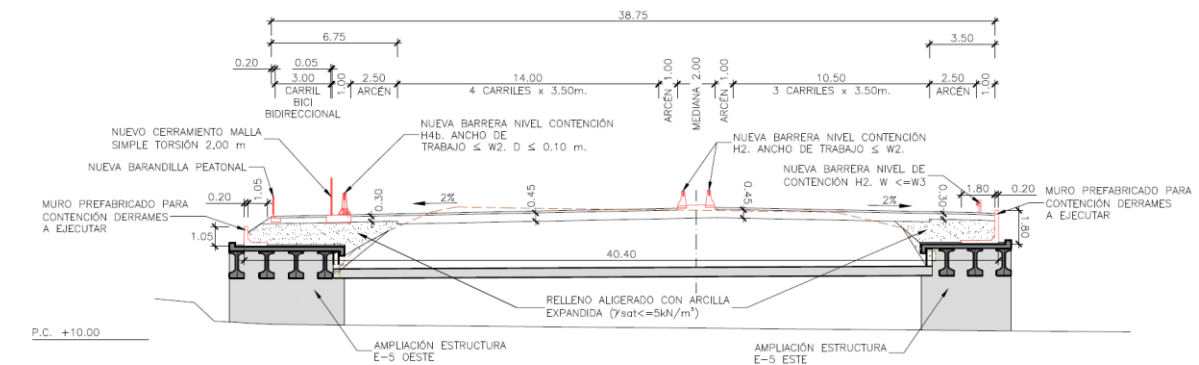
La luz entre apoyos es aproximadamente de 14 m, teniendo las vigas un canto de 1.50 m y la losa 25 cm. En la margen oeste se colocan 4 vigas, mientras que en la margen este se disponen 3. La ampliación quedó totalmente ejecutada, salvo por una aleta de la margen este, que se incluye en el presente Proyecto.

Como en el caso de la Estructura E-4, que precede a ésta, se añade a la calzada un carril bici de 3 m de ancho, lo que provoca que, a ambos lados, las tierras ocupen más superficie sobre los tableros de lo previsto previamente. Esto tiene dos implicaciones:

- Se han de comprobar los tableros con más tierras por encima, aplicando las disposiciones de la IAP-11. Al realizar estos cálculos se ha encontrado que, sobre todo en la margen este, se traccionarían las armaduras activas de las vigas dispuestas. Por este motivo, se ha optado por aligerar el relleno de tierras (de más de 1.60 m) en la zona correspondiente a las ampliaciones mediante el uso de rellenos de arcilla expandida, cuyo peso específico se puede tomar del orden de 4-5 kN/m³. Con este relleno, que se coloca por debajo del firme, se validan las vigas dispuestas. En el Apéndice nº5 de este Anejo se incluye una comprobación simplificada de la ampliación de la Estructura con la nueva configuración de los rellenos.



De forma similar a la Estructura E-4, se colocan muros prefabricados sobre ambos tableros y en zonas adyacentes para evitar el derrame de tierras sobre el cauce al que da paso el marco.



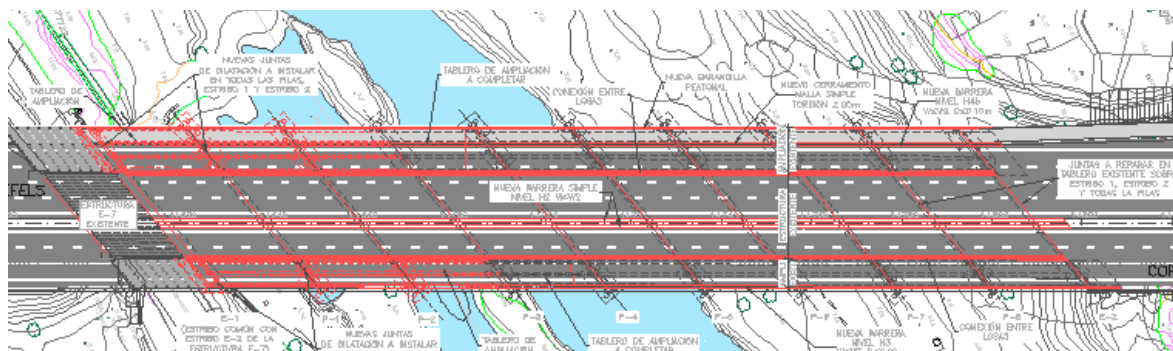
Finalmente, hay que mencionar que se deben sustituir todos los sistemas de contención al paso por esta sección del trazado, aunque dichos sistemas de contención son independientes de la propia Estructura.

13.2.1.7. ESTRUCTURA E-6

La estructura E-6 es un viaducto sobre el Río Llobregat. Dividida en nueve vanos prácticamente de la misma luz, cubre una longitud total de 192.03 m sobre el cauce del río. Cabe señalar que este viaducto ya se amplió con anterioridad, a la losa nervada original se le añadieron cuatro vigas de canto 2.05 m por el borde derecho. La ampliación actual se realizará por ambos extremos.



El esviaje medio del cruce es de unos 44°. El tablero existente se amplía por ambos extremos, un tablero de ancho 9.70 m y cuatro vigas prefabricadas por la izquierda, y el otro de 6.10 m de ancho y tres vigas prefabricadas por la derecha.



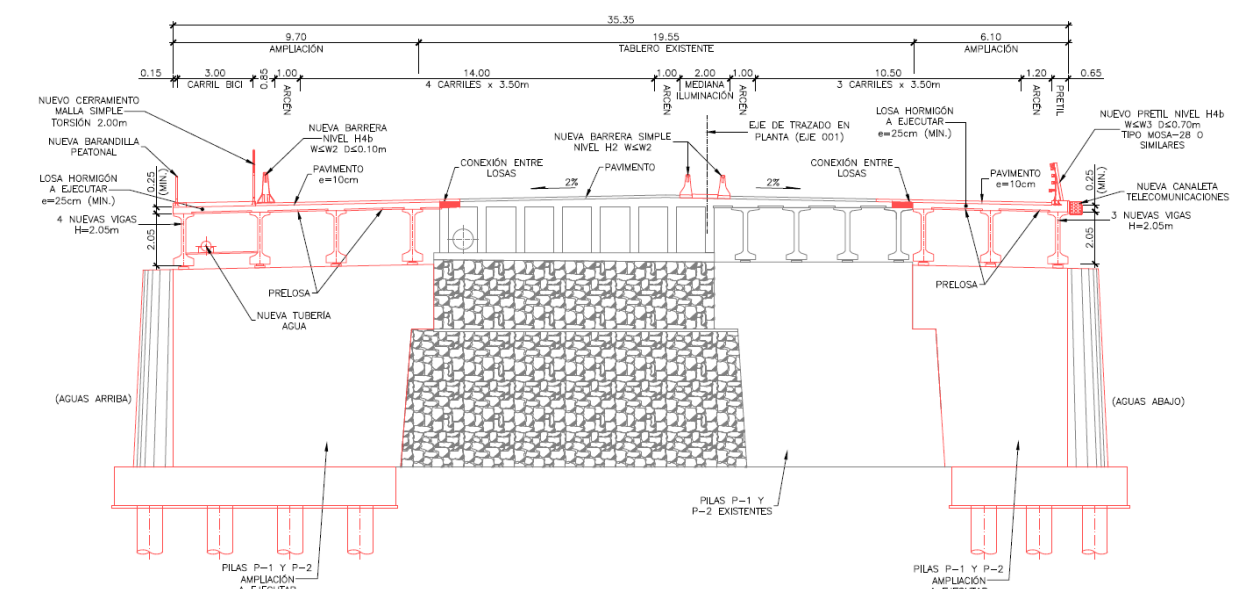
El tablero actual consta de nueve vanos de 21.54 – 21.30 x 7 – 21.39 m de luz entre ejes de apoyos en estribos y pilas. La estructura primitiva está constituida por una losa nervada de 2.30 m de canto, mientras que la primera ampliación es de vigas prefabricadas de sección doble T de 2.05 m de canto, que se completa con una losa de compresión de 0.25 m de espesor mínimo vertida sobre placas de encofrado perdido.

En cuanto a las pilas son pilas tabique de sillares en la estructura original y de hormigón armado en la primera ampliación.

La nueva ampliación sigue la misma tipología estructural que la ya ejecutada anteriormente, tablero de vigas prefabricadas con losa de compresión y pilas en prolongación de las ya existentes. La losa sobre vigas será a su vez conectada a la losa existente, consiguiendo así una estructura única y uniforme. El canto total del tablero, 2.30 m, proporciona una esbeltez de valor 1/10.

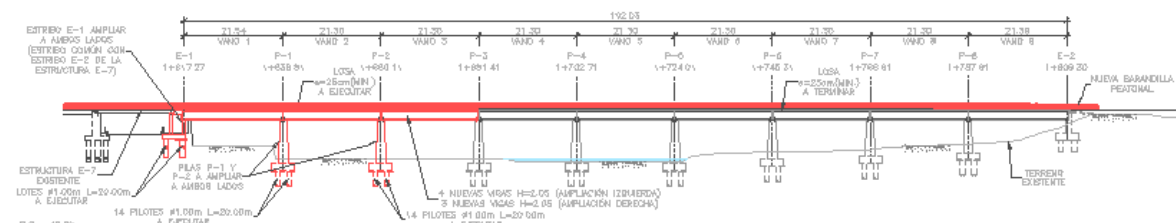
La sección transversal cuenta con un ancho total de 35.35, y está formada por dos calzadas compuestas por lo siguiente:

- un carril bici de 3.0 m
- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H4b y cerramiento de malla de 0.85 m
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- cuatro carriles de 3.50 m
- un arcén derecho de 1.0 m
- una mediana de 2.0 m con dos barreras de contención de hormigón simples nivel H2.
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- tres carriles de 3,50 m
- un arcén derecho de 1.20 m
- un pretil metálico lateral nivel H4b tipo MOSA-28 o similar 0.65 m



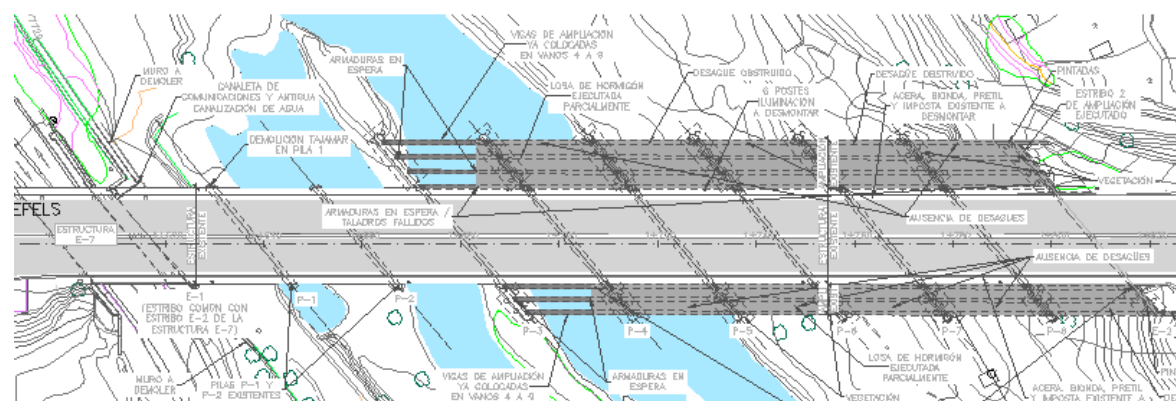
Las pilas, en prolongación con las ya existentes, se han diseñado mediante tabiques de hormigón a ambos lados, y se cimentarán con pilotes de hormigón “in situ” de diámetro 1.0 m.

Los dos estribos se proyectan también en prolongación de los actuales y con la misma tipología, pero respetando una junta de dilatación entre ambos. El estribo E-1 es algo particular por ser común con la estructura E-7. Se trata por tanto de un estribo con doble tabique y sin rellenar de tierras en el interior. Los estribos también se cimentarán mediante encepados de pilotes de diámetro 1.0 m.



La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos y pilas se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.

En la actualidad, ya se encuentra ejecutada la estructura desde el Vano 5 hasta el estribo E-2, a falta de completar la conexión entre las losas de compresión de la estructura existente y las nuevas ampliaciones. Las vigas del Vano 4 ya están dispuestas en su sitio, pero la losa de ese vano está ejecutada sólo parcialmente. Por lo tanto, la ampliación deberá completarse con la ejecución de las pilas P-1 y P-2, el Estribo E-1, colocación de las vigas de los vanos 1 a 3, ejecución de la losa superior en estos vanos y finalización del vano 4, y ejecución de la conexión entre losas superiores a lo largo de toda la estructura en ambos extremos.



Por tanto, la lista de trabajos pendientes es la siguiente:

- Ejecución de los pilotes de la cimentación de las pilas P1, P2 y el estribo E-1.
- Ejecución de las cimentaciones de pilas y estribo.
- Ejecución de alzados de pilas y estribo.
- Colocación de los aparatos de apoyo.

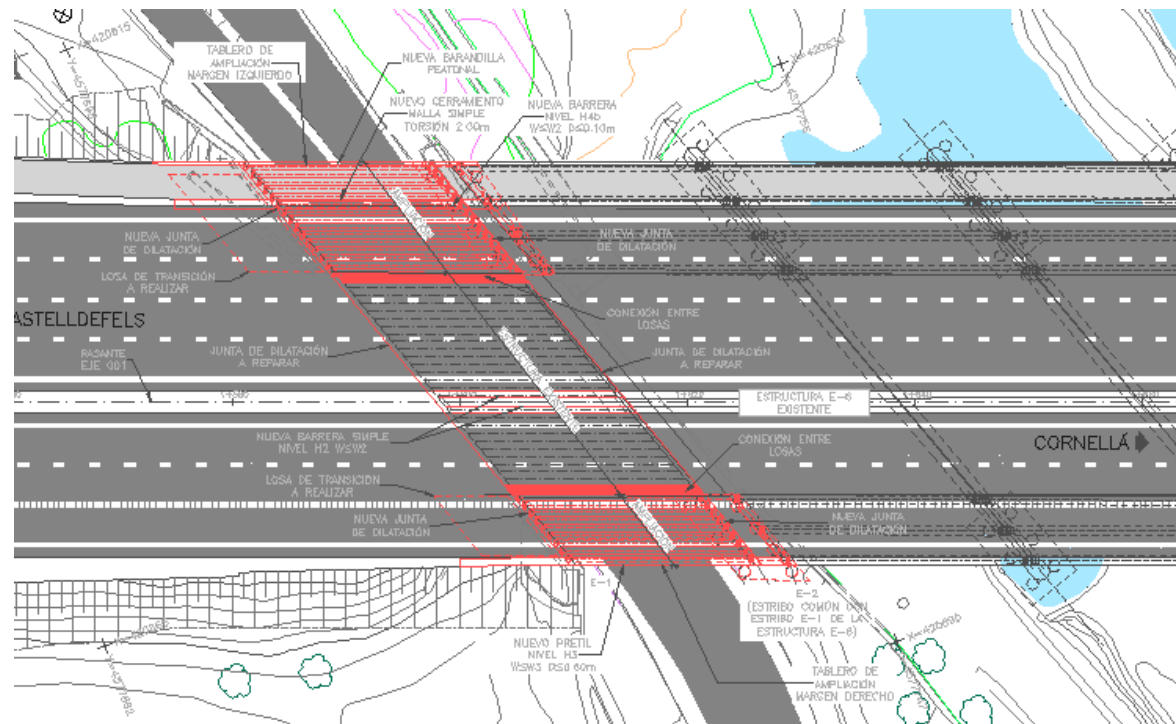
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Colocación de las prelosas del tablero.
- Se introducirán las barras de espera para la conexión con la nueva losa en los taladros ejecutados anclándolas adecuadamente con resina epoxi.
- Ferrallado y hormigonado de la losa superior conectada a la del tablero existente.
- Reparación de las juntas de dilatación sobre pilas y estribos existentes y disposición de las nuevas.
- Colocación de los nuevos desagües reparación del drenaje de la estructura existente para evitar nuevas humedades.
- Asfaltado.
- Colocación de barandillas y barreras nuevas en ambos bordes de la estructura final. Colocación de barreras en mediana.
- Finalización de la nueva canalización de agua en el entrevigado 3-4 de la ampliación izquierda del nuevo tablero en la zona recién ejecutada.
- Disposición del prisma de telecomunicaciones en el borde de la ampliación derecha del tablero ampliado.

En el Apéndice nº6 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.8. ESTRUCTURA E-7

La estructura E-7 se sitúa a continuación de la E-6. De hecho, comparten estribo como ya se ha indicado anteriormente. Se trata en este caso de un paso inferior de un único vano bajo el cual discurre una carretera con dos carriles de circulación. La luz es de 15.88 m entre ejes de apoyos.

El esviaje medio del cruce es de unos 44º, conservando el de la estructura E-6. El ancho de tablero existente es de 19.50 m y se amplía por ambos extremos, un tablero de ancho 9.70 m por la izquierda y otro de 6.10 m de ancho por la derecha, tal como se hacía en la estructura anterior.



La estructura original está constituida por vigas “T” prefabricadas sobre las que se hormigona una losa de hormigón con un sobre espesor superior de 5.0 cm. Las vigas son de 0.55 cm de canto, dando lugar a un total de altura de tablero de 0.60 m.

Esta estructura tiene la particularidad de que ha sido necesario llevar a cabo una regularización de la rasante en esta zona, por lo que será necesario realizar un recricado de pavimento sobre la estructura actualmente en funcionamiento. Esto ha hecho necesario el estudio de este incremento de carga sobre el tablero existente, previéndose un refuerzo mediante fibra de carbono que sea capaz de soportar el incremento de esfuerzos flectores que ello conlleva.

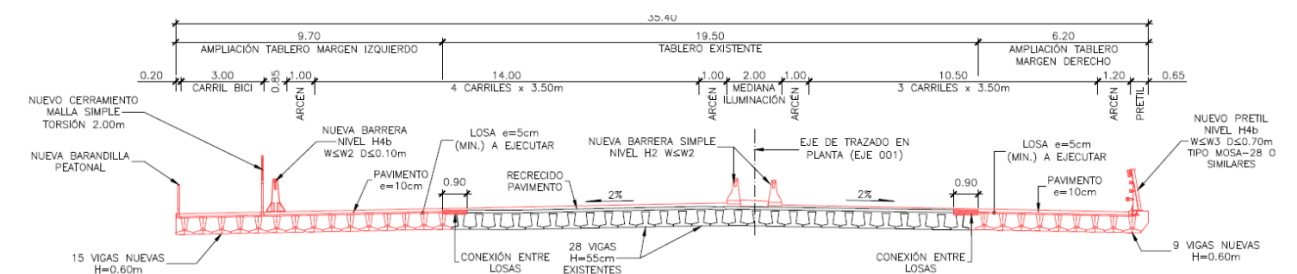
La ampliación se llevará a cabo con una tipología similar, pero empleando vigas prefabricadas de 0.60 cm de canto y ajustándola a la rasante definitiva. Ambas ampliaciones se conectarán transversalmente con la losa superior existente, al igual que se ha hecho en el resto de los casos.

El canto total del tablero, 0.65 m, proporciona una esbeltez de valor 1/24.

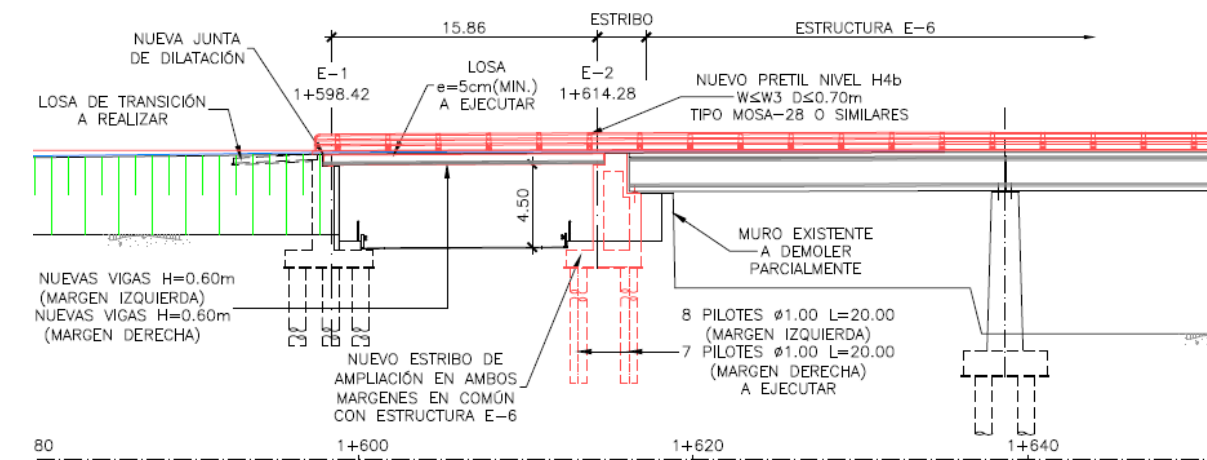
La sección transversal cuenta con un ancho total de 35.40, y está formada por dos calzadas compuestas por lo siguiente:

- un carril bici de 3.0 m
- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H4b y cerramiento de malla de 0.85 m
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- cuatro carriles de 3.50 m

- un arcén derecho de 1.0 m
- una mediana de 2.0 m con dos barreras de contención simples de hormigón nivel H2.
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- tres carriles de 3.50 m
- un arcén derecho de 1.20 m
- un pretil metálico lateral nivel H4b tipo MOSA-28 o similar 0.65 m



Los dos estribos se proyectan también en prolongación de los actuales y con la misma tipología, pero respetando una junta de dilatación entre ambos. El estribo E-1 es un estribo convencional cerrado de hormigón armado, mientras que el E-2 es algo particular por ser común con la estructura E-6. Se trata por tanto de un estribo con doble tabique y sin rellenar de tierras en el interior. Los estribos se cimentarán mediante encepados de pilotes de diámetro 1.0 m.



La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos y pilas se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.

En la actualidad, ya se encuentra ejecutado el estribo E-1, por lo que la ampliación deberá completarse con la ejecución del estribo E-2 y del tablero.

Por tanto, la lista de trabajos pendientes es la siguiente:

- Tratamiento del trasdós de ambos estribos. colocación del tubo dren, aplicación de la capa de impermeabilización asfáltica y colocación de la capa drenante.
- Relleno del trasdós de estribos.
- Construcción del estribo E-2, previa demolición de los muros existentes ya contemplados en la estructura E-6.
- Relleno del trasdós de estribos y ejecución de las losas de transición.
- Hormigonado de las camas de nivelación necesarias para la colocación de las vigas.
- Refuerzo con fibra de carbono del tablero existente.
- Colocación de los aparatos de apoyo.
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Hormigonado de la losa superior conectada a la del tablero existente.
- Reparación de las juntas de dilatación de la calzada derecha y fisura detectada en el firme de la calzada izquierda y disposición de las nuevas juntas.
- Colocación de los nuevos desagües y goterón del tablero ampliado.
- Asfaltado hasta nueva rasante.
- Colocación de pretiles nuevos en ambos bordes de la estructura final.
- Eliminación de los postes de iluminación del lateral izquierdo del tablero.
- Reposición del sistema de iluminación bajo el estribo E-2

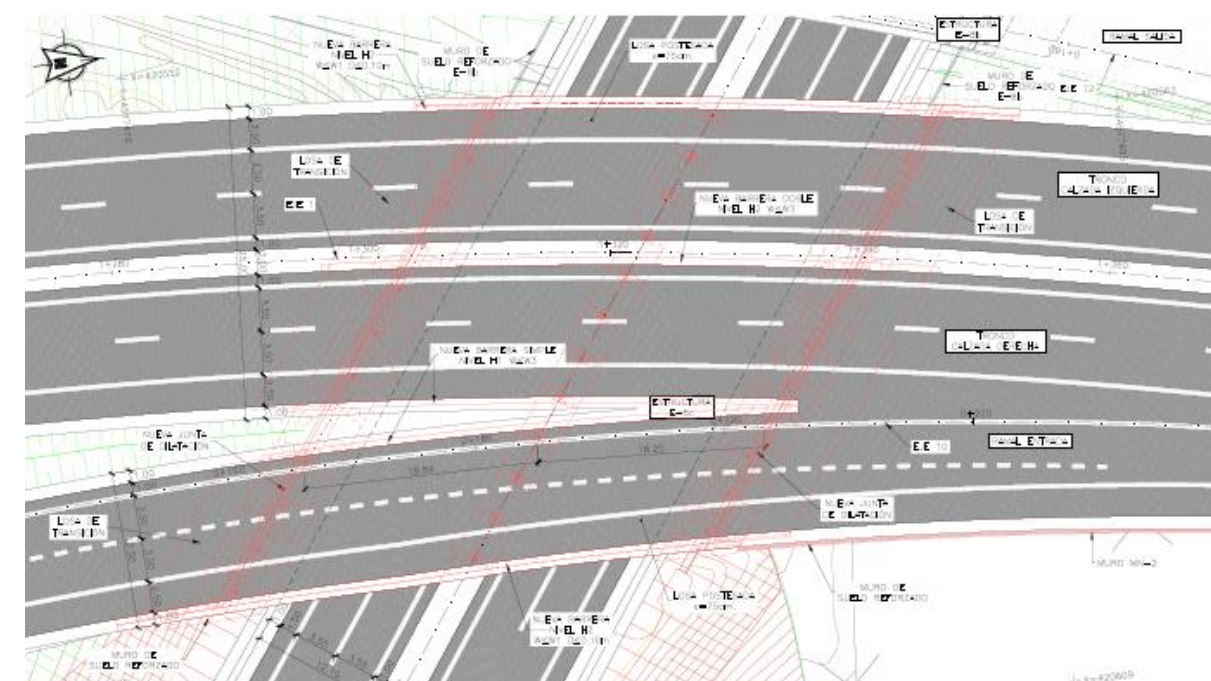
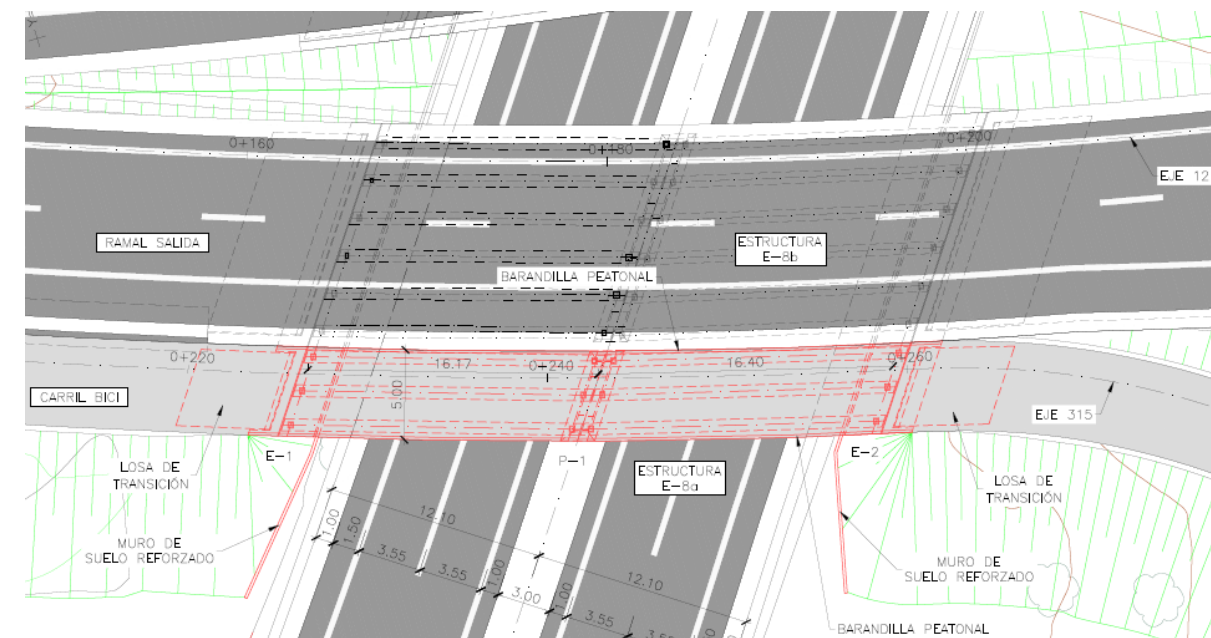
En el Apéndice nº7 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.9. ESTRUCTURA E-8

La estructura E-8 es un viaducto que permite el paso del tronco, dos ramales y el carril bici por encima de la BV-2002. Estaba prevista inicialmente como un cruce elevado del tronco, pero el diseño se ha modificado totalmente por criterios de Trazado.

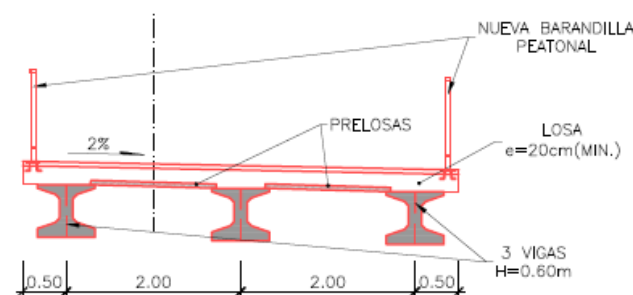
La estructura se divide en tres tableros independientes; uno para el paso del carril bici (8a), otro para el cruce del ramal de salida, Eje 12 (8b), y un tercer tablero para el tronco y el ramal de entrada (8c). Los tableros 8a y 8b son independientes, ya que discurren a distinta altura, pero tienen estribos comunes.

La estructura 8c es, en cambio, totalmente independiente, siendo incluso diferente la tipología estructural del tablero y los estribos.



Estructuras E-8a y E-8b

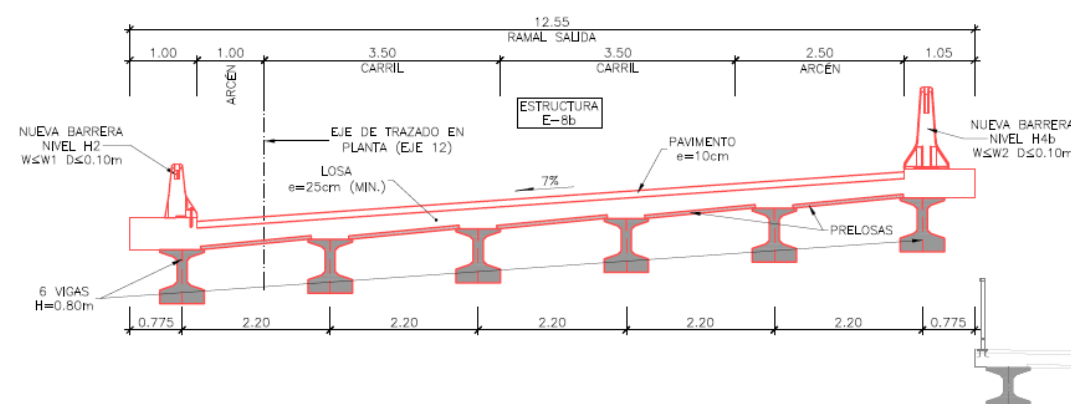
El tablero de la estructura E-8a consta de dos vanos de 16.17 – 16.40 m de luz entre ejes de apoyos y está constituido por tres vigas prefabricadas de sección doble “T” y 0.60 m de canto, que se completa con una losa de compresión de 0.20 m de espesor mínimo vertida sobre placas de encofrado perdido. El canto total del tablero, 0.80 m, proporciona una esbeltez de valor 1/21. La separación transversal de las vigas es de 2.0 m contando la sección transversal con 5.0 m totales de ancho de tablero para albergar el carril bici, una senda peatonal y dos barandillas laterales.



En el caso de la estructura E-8b las luces son de 16.22 – 16.46 m entre ejes de apoyos, y el tablero está formado también por vigas prefabricadas, pero en este caso de algo más de canto porque las cargas son superiores y no tener problemas de gálibo vertical. Se emplean un total de seis vigas de 0.80 m de altura sobre la que se dispone una losa de compresión de 25.0 cm de espesor.

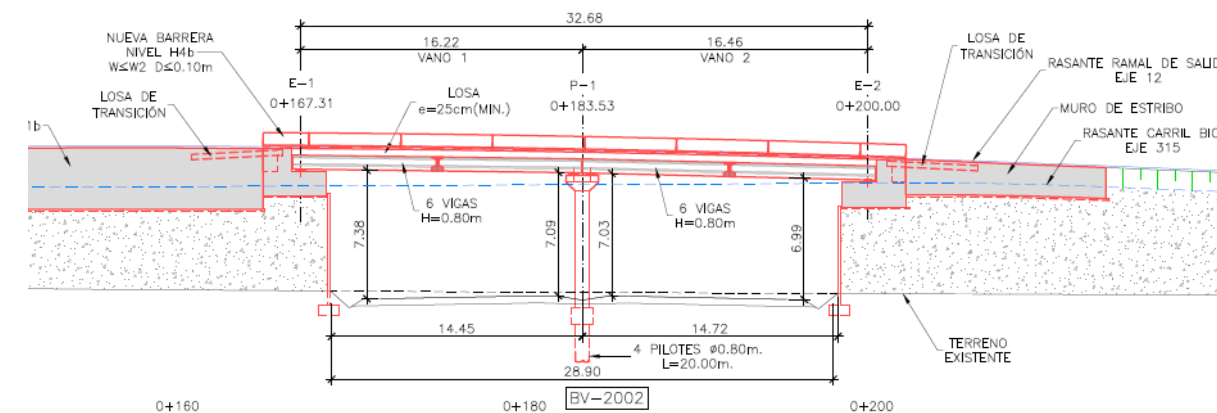
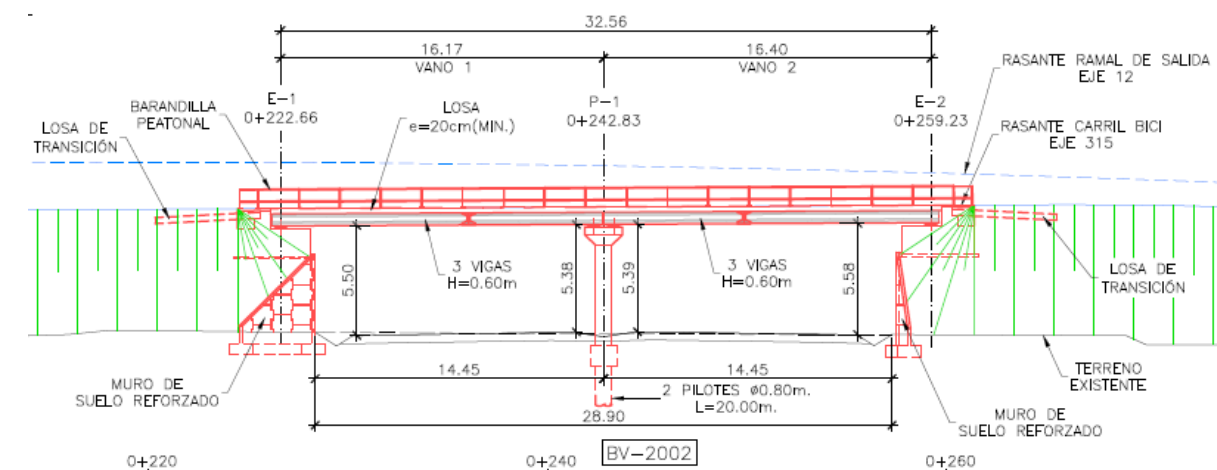
El canto total del tablero, 1.05 m, proporciona una esbeltez de valor 1/16. La separación transversal de las vigas es de 3.0 m contando la sección transversal con 12.55 m totales de ancho formada por:

- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H2 de 1.0 m
- un arcén izquierdo de 1.0m
- dos carriles de 3,50 m
- un arcén derecho de 2.50 m
- una barrera de contención de hormigón nivel H4b de 1.05 m.



Para las pilas, se ha diseñado un dintel superior que recoge los apoyos de todas las vigas y que se encuentra soportado por fustes cuadrados de 0.80x0.80 m, dos fustes para el tablero de la estructura E-8a y cuatro para la E-8b. La cimentación de las pilas se resuelve con encepados de pilotes de diámetro 0.80 m.

Los dos estribos se proyectan como cargaderos de hormigón armado con muros de tierra armada. El gálibo vertical tiene un valor mínimo sobre la calzada de 5.38 m en la estructura E-8a y 7.03 m en la E-8b.



La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos y las pilas se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.

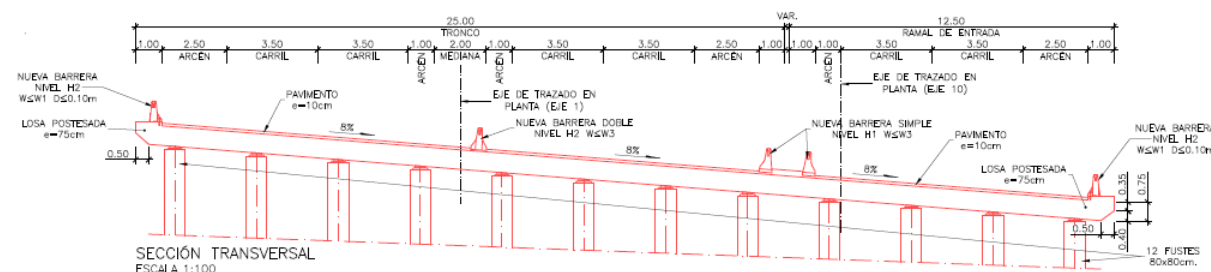
Estructura E-8c

El tablero de la estructura E-8c consta de dos vanos de 18.84 – 18.25 m de luz entre ejes de apoyos y está constituido una losa pretensada de hormigón de 0.75 m de canto. El canto total del tablero, 0.75 m, proporciona una esbeltez de valor 1/27. La adopción de esta tipología estructural se ha debido a que el gálibo vertical sobre la calzada superior es muy reducido, lo que requería buscar soluciones que admitieran esbelteces superiores a las de los tableros de vigas prefabricadas.

El ancho total del tablero es variable según se va separando el ramal de entrada, con un mínimo de 37.50 m formados por:

- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H2 de 1.0 m
- un arcén izquierdo de 2.50 m
- dos carriles de 350 m

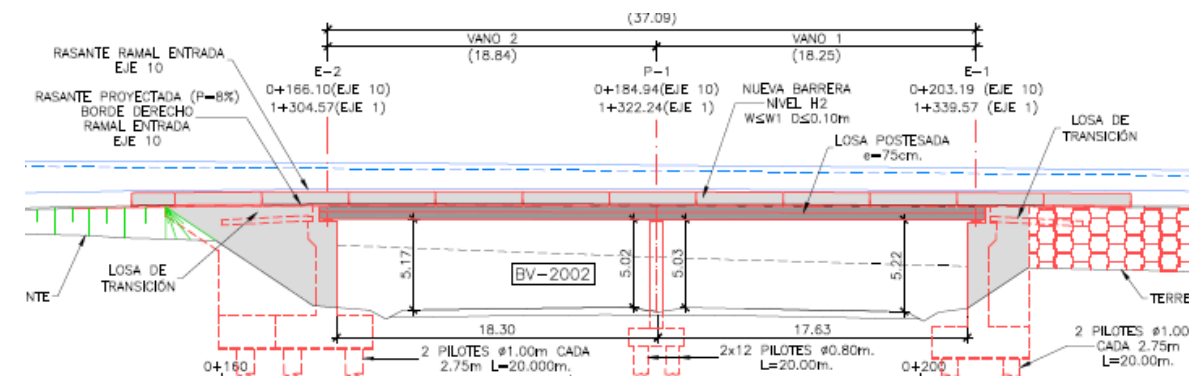
- un arcén derecho de 1.0 m
- una mediana de 2.0 m con barrera doble de hormigón nivel H2
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- dos carriles de 3.50 m
- un arcén derecho de 2.50 m
- dos espacios de 1.0 m para sendas barreras de contención de hormigón nivel H2.
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- dos carriles de 3.50 m
- un arcén derecho de 2.50 m
- una barrera de contención de hormigón nivel H2 de 1.0 m.



Para las pilas se han diseñado una serie de fustes cuadrados de 0.80x0.80 m, similares a los de las estructuras E-8a y E-8b, sólo que en este caso el apoyo del tablero es directo, sin necesidad de disponer un dintel superior. La cimentación de las pilas se resuelve con encepados de pilotes de diámetro 0.80 m.

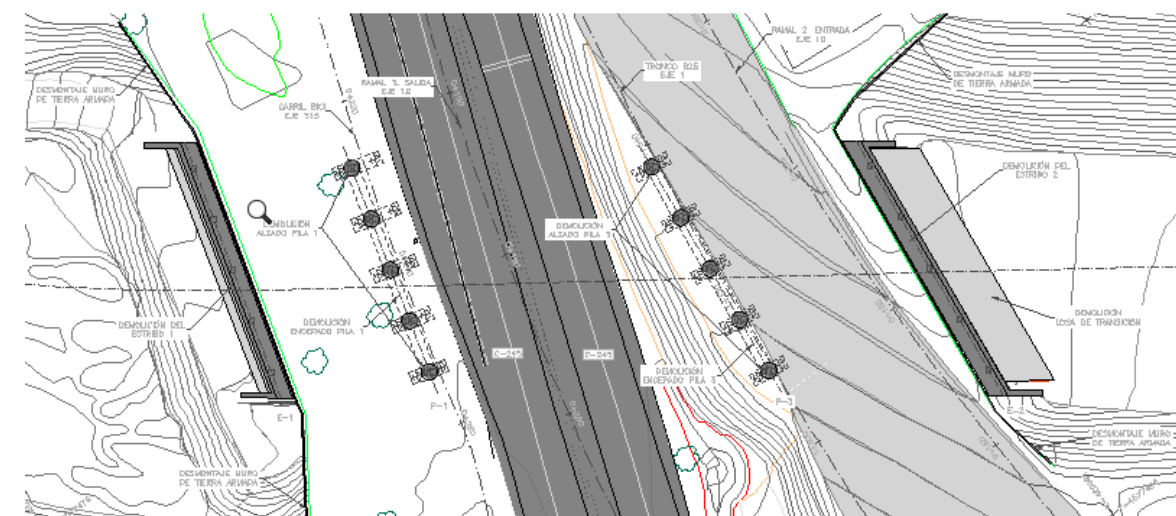
Los dos estribos se proyectan como estribos cerrados hormigón armado. Su cimentación es profunda, mediante parejas de pilotes de 1.0 m de diámetro cada 2.75 m.

El gálibo vertical tiene un valor mínimo sobre la calzada de 5.02 m.



La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos y pilas se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

En la actualidad se encuentran ejecutados los cargaderos y muros de tierra reforzada de los estribos, así como las cimentaciones y alzados de pilas de la estructura que estaba previsto realizar. Al ser ahora el tronco el que queda a nivel del terreno, elevándose el paso superior, todo lo anteriormente ejecutado, salvo las cimentaciones, deberá ser demolido antes de empezar con la nueva estructura. El estado actual se puede ver en la siguiente imagen:



Proceso constructivo estructuras E-8a y E-8b

El proceso constructivo consta de las siguientes labores:

- Ejecución de los pilotes de la cimentación de las pilas.
- Ejecución de las cimentaciones de pilas.
- Ejecución de alzados de muros de tierra armada de estribos
- Ejecución de cargaderos de estribos y alzado de pilas.
- Relleno del trasdós de estribos y ejecución de las losas de transición.

- Colocación de los aparatos de apoyo.
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Colocación de las prelosas del tablero.
- Hormigonado de la losa superior.
- Disposición de las juntas de dilatación y el drenaje del tablero.
- Asfaltado.

Proceso constructivo estructuras E-8c

- Ejecución de los pilotes de la cimentación de las pilas y estribos.
- Ejecución de las cimentaciones de pilas y estribos.
- Ejecución de muros de estribos y alzado de pilas.
- Ejecución de cargaderos de estribos y alzado de pilas.
- Relleno del trasdós de estribos y ejecución de las losas de transición.
- Colocación de los aparatos de apoyo.
- Colocación de la cimbra porticada para la ejecución del tablero.
- Encofrado y ferrallado de la losa de tablero.
- Hormigonado y tesado del tablero.
- Disposición de las juntas de dilatación y el drenaje del tablero.
- Asfaltado.

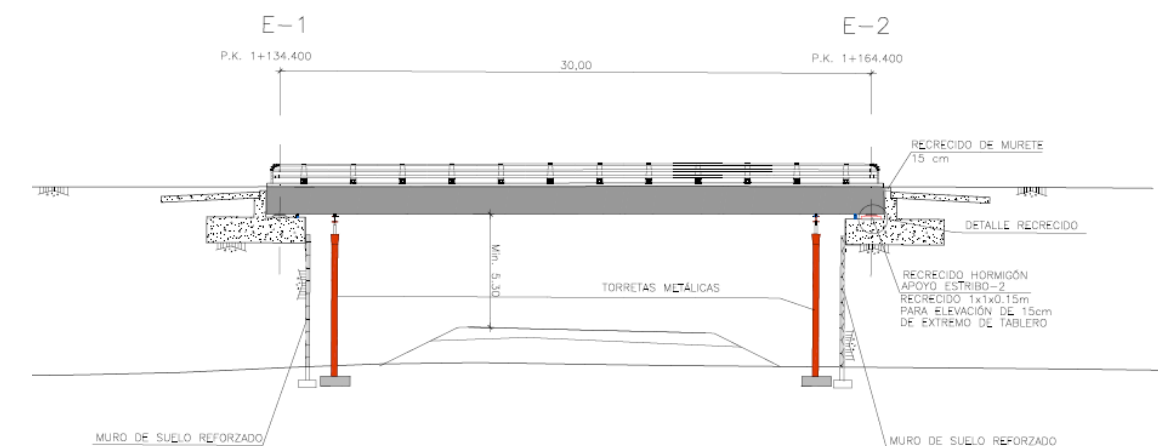
En el Apéndice nº8 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.10. ESTRUCTURA E-11

La Estructura E-11 se encuentra totalmente acabada según las prescripciones del Proyecto original, en el que figuraba como actuación completa. Se trata de un tablero doble tipo losa aligerada de un solo vano de 30.0 m que permitirá (aún no está en servicio) el paso del tronco sobre la calzada anular inferior del nudo Sant Boi – Cornellá (glorieta elíptica).



En el Trazado del nuevo Proyecto se produce una modificación de la rasante que se queda prácticamente igual en el Estribo 1, pero va variando hasta elevarse algo más de 15 cm en el Estribo 2. Por este motivo, y puesto que ni la Estructura ni el vial que pasa por debajo están en servicio, se plantea el izado de aquella unos 15 cm en el Estribo 2, de forma que no haya que plantear un posible refuerzo como consecuencia del levantamiento de la rasante. Además del procedimiento de izado, se deben realizar pequeños recrecidos de 15 cm sobre el estribo para poder colocar los apoyos en su posición final y de otros 15 cm en la altura del murete.



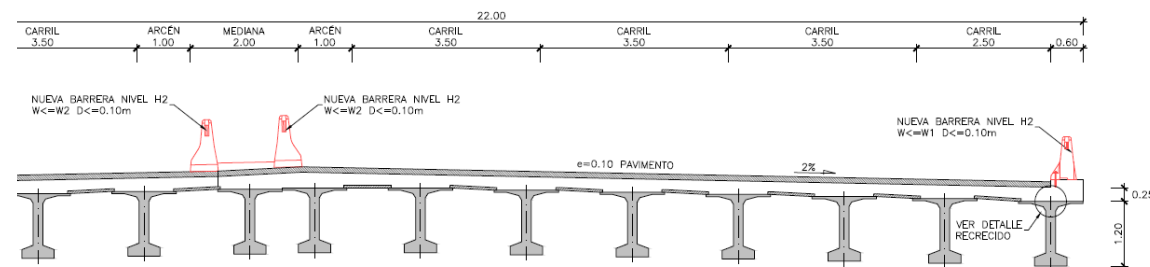
13.2.1.11. ESTRUCTURA E-13

La Estructura E-13 se encuentra prácticamente acabada según las prescripciones del Proyecto original, en el que figuraba como una ampliación de una Estructura existente. Sólo falta terminar lo que concierne a los sistemas de contención (únicamente se encuentra en servicio un carril provisional). Se trata de un tablero de un solo vano de 22.37 m de luz con 17 vigas doble "T" prefabricadas de 1.20 m de canto y losa superior de 0.25 m. El tablero se apoya sobre estribos cargaderos con muros de suelo reforzado.



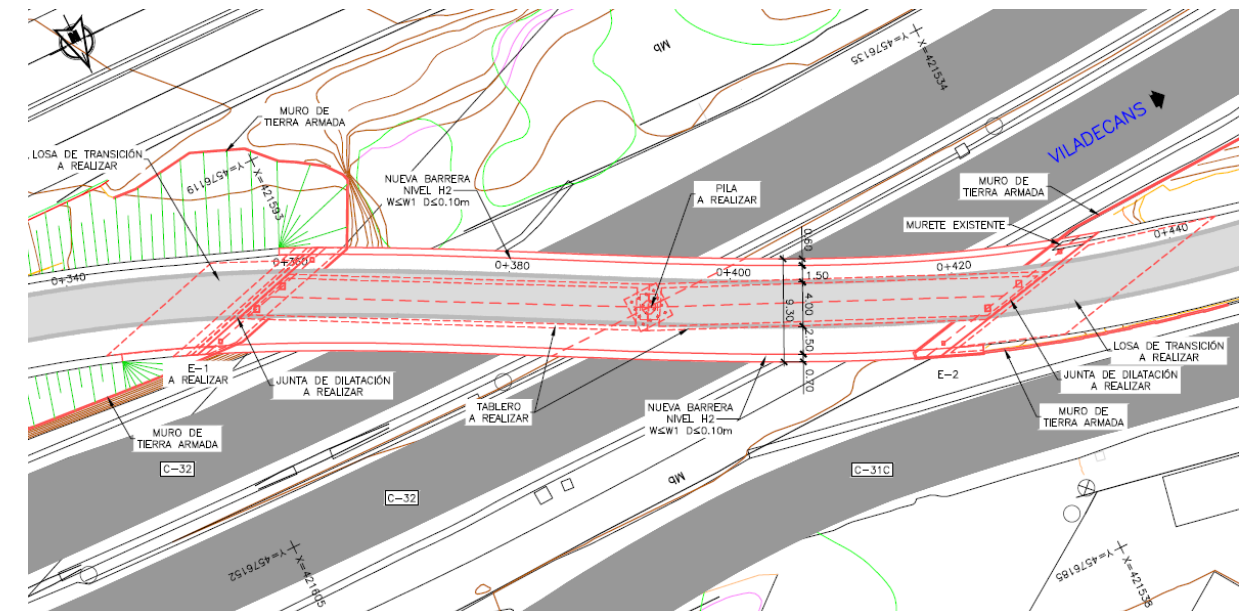
Las actuaciones del presente Proyecto consisten únicamente en la colocación de los sistemas de contención:

- Dos barreras simples de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual a W2 en la mediana.
- Sustitución de barrera y barandilla actuales por un pretil de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual a W2 en la margen este. En este caso, puesto que se trata de una barrera anclada, se realizará una hidrodemolición para introducir la armadura local, así como el posible refuerzo superior de la armadura de la losa si fuera necesario.



13.2.1.12. ESTRUCTURA E-17

La Estructura E-17 es un nuevo paso superior sobre la C-32. El esviaje del cruce es muy acusado, lo que hace que las luces de la estructura sean algo superiores a lo habitual.



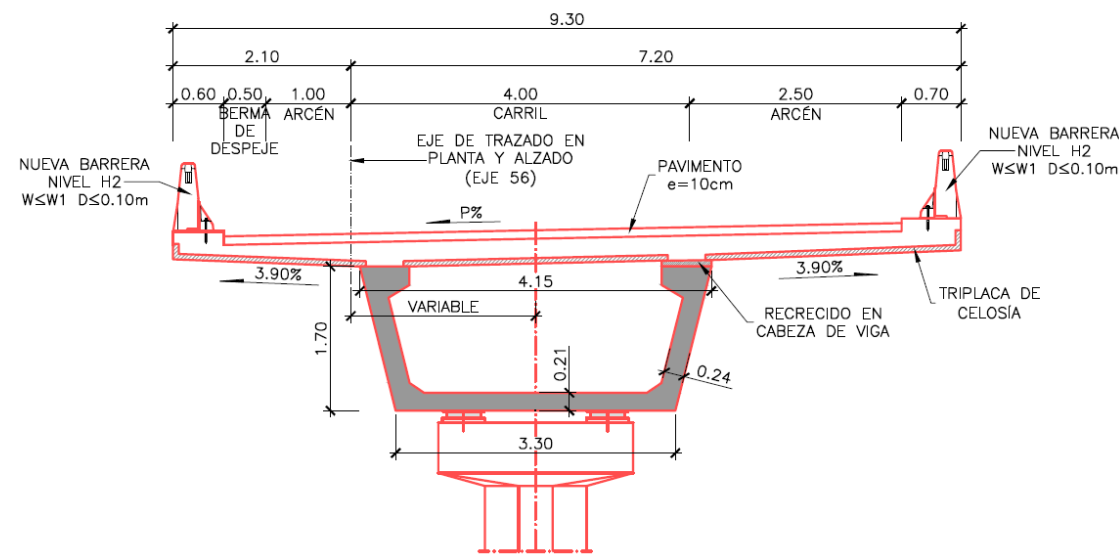
El tablero de esta estructura consta de dos vanos de 36.20 – 30.97 m de luz entre ejes de apoyos y está constituido por una viga artesana prefabricada de 1.70 m de canto, que se completa con una losa de compresión de 0.28 m de espesor mínimo vertida sobre placas de celosía. El canto total del tablero, 2.0 m, proporciona una esbeltez de valor 1/18.

La sección transversal cuenta con un ancho total de 9.3 m y está compuesta por lo siguiente:

- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H2 de 0.60 m
- una berma de despeje de 0.50 m
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- un carril de 4.0 m
- un arcén derecho de 2.5 m
- una barrera lateral de contención de hormigón nivel H2 en 0.70 m

Para la pila se ha diseñado un fuste único con un dintel superior que recogerá los dos apoyos de la viga prefabricada.

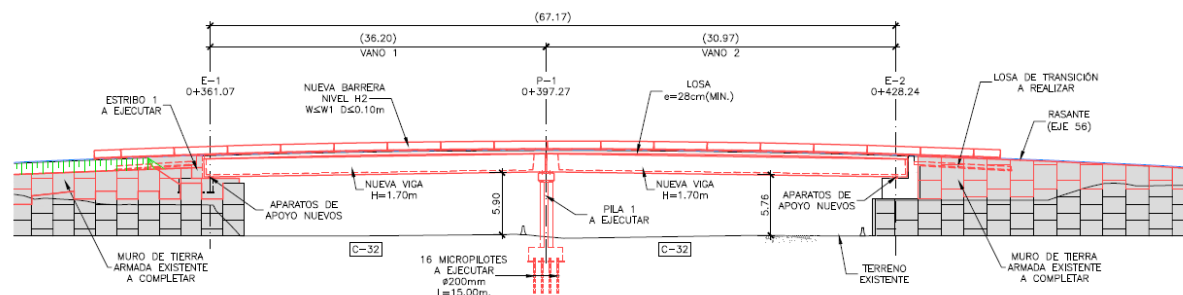
Los dos estribos se proyectan como cargaderos de hormigón armado con muros de tierra reforzada. El gálibo vertical tiene un valor mínimo sobre la calzada de 5.75 m.



Par la pila se ha diseñado un fuste único con un dintel superior que recogerá los dos apoyos de la viga prefabricada.

Los dos estribos se proyectan como cargaderos de hormigón armado con muros de tierra reforzada. El gálibo vertical tiene un valor mínimo sobre la calzada de 5.75 m.

La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos y la pila se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.



Actualmente lo único que se encuentra ejecutado de esta estructura son parcialmente los muros de tierra reforzada de los estribos y el cargadero del estribo E-2. Queda, por tanto, pendiente completar ambos estribos y la ejecución completa de pila y tablero.

Por tanto, la lista de trabajos pendientes es la siguiente:

- Completar muros de tierra armada, elevándolos para eliminar aletas en cargaderos.
- Ejecución de los micropilotes de la cimentación de la pila.
- Ejecución de la cimentación de la pila.

- Ejecución del cargadero de hormigón del estribo E-1.
- Relleno del trasdós de estribos y ejecución de las losas de transición.
- Ejecución de las camas de nivelación de ambos estribos y la pila e instalación de los aparatos de apoyo.
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Colocación de las prelosas del tablero.
- Hormigonado de la losa superior.
- Disposición de las juntas de dilatación y los desagües y goterón del tablero.
- Asfaltado.
- Colocación de pretilas en ambos bordes de la estructura final.

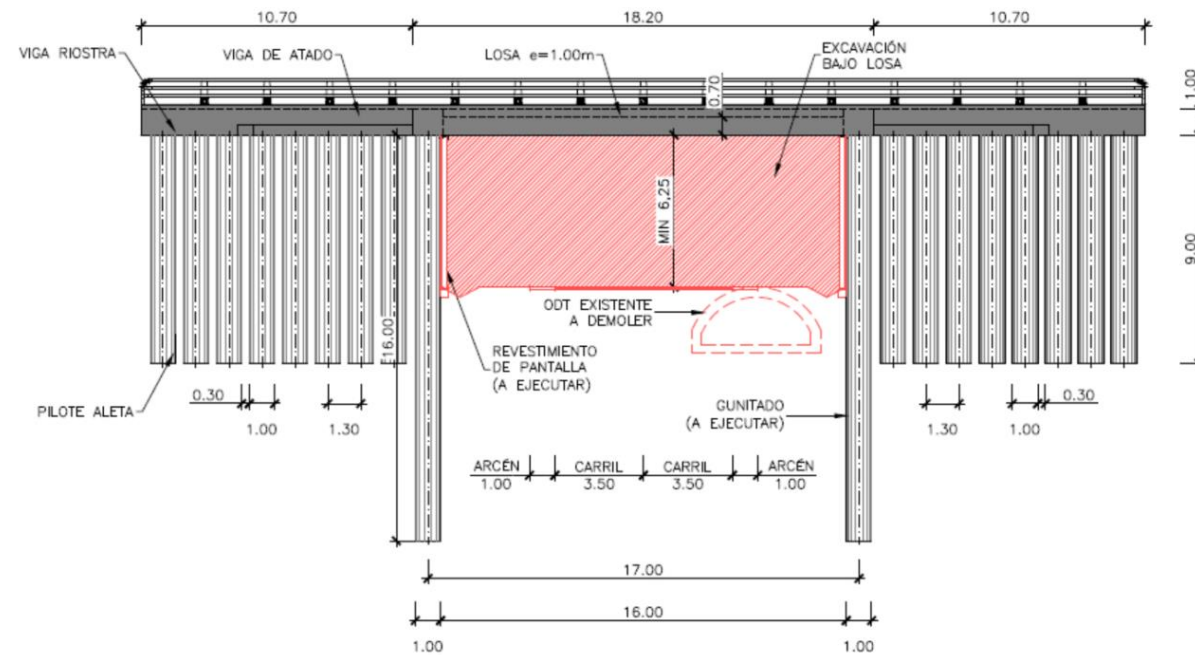
En el Apéndice nº9 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.13. ESTRUCTURA E-18

Esta Estructura está prácticamente ejecutada según el Proyecto original. Se trata de un Paso Inferior bajo la Autovía C-31 que sirve para acceder desde la Ronda de Ponent en el Prat de Llobregat al Centro Direccional. Este Paso Inferior se planteó entre pantallas de pilotes de 1 m de diámetro, dejando un ancho libre entre ellos de 16 m. Una vez ejecutados los pilotes, se hormigonó la losa superior a nivel del terreno. Quedó entonces sin ejecutar, y, por tanto, dentro del presente Proyecto, el vaciado entre pantallas de pilotes por debajo de la losa de forma que quede un gálibo vertical mínimo de más de 6.25 m.

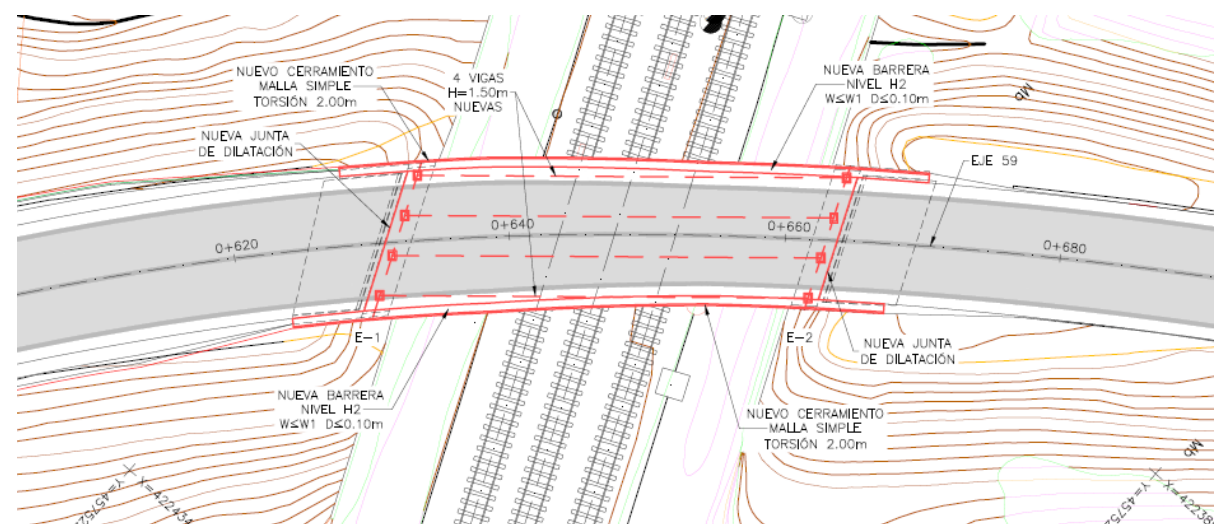


Además de la excavación, se debe realizar el gunitado y revestimiento de las paredes interiores del Paso Inferior.



13.2.1.14. ESTRUCTURA E-19

La estructura E-19 es un nuevo paso superior sobre el ferrocarril, cruzando tres vías ferroviarias. El esviaje del cruce es de unos 22°, y la Estructura se encuentra en curva y con un ancho variable de 11.10 a 10.40 m

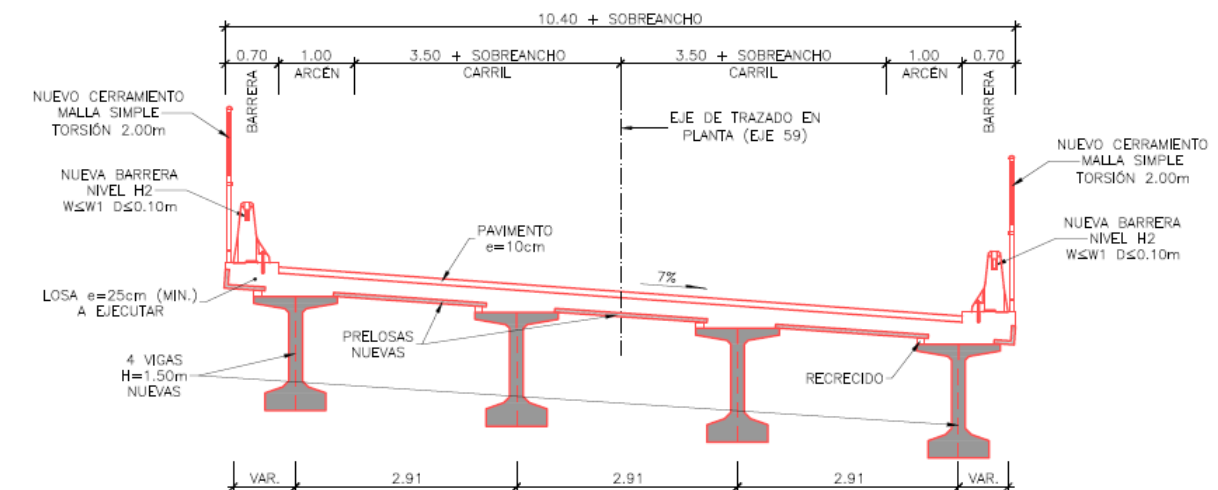


El tablero de esta Estructura consta de un único vano 31.22 m de luz entre ejes de apoyos y está constituido por cuatro vigas prefabricadas doble T de 1.50 m de canto, que se completan con una losa

de compresión de 0.25 m de espesor mínimo vertida sobre placas de encofrado perdido. El canto total del tablero, 1.75 m, proporciona una esbeltez de valor 1/18.

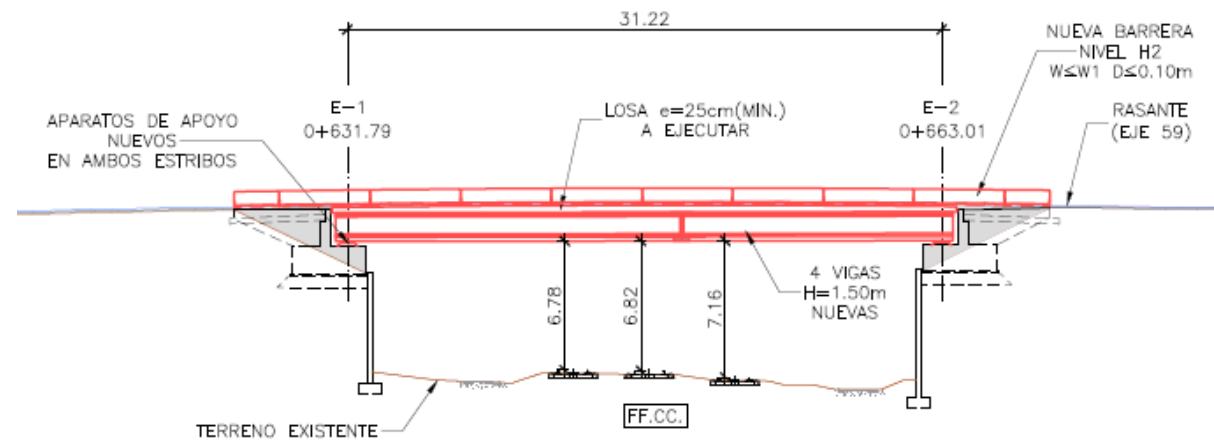
La sección transversal cuenta con un ancho total de 10.4 m más un sobreebanco que lo hace variable y está compuesta por lo siguiente:

- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H2 y malla simple de torsión de 0.70 m
- un arcén izquierdo de 1.0 m
- dos carriles de 3.5 m más sobreebanco
- un arcén derecho de 1.0 m
- un espacio para la barrera de contención de hormigón nivel H2 y malla simple de torsión de 0.70 m



Los dos estribos se proyectan como cargaderos de hormigón armado con muros de tierra reforzada. El gálibo vertical tiene un valor mínimo sobre las vías de ferrocarril es de 6.78 m.

La transmisión de las cargas verticales y horizontales del tablero a los estribos se realiza mediante los aparatos de apoyo de neopreno zunchado dispuestos bajo las vigas.



Actualmente se encuentran ejecutados ya ambos estribos, tanto los muros de tierra reforzada como los cargaderos superiores. Queda por tanto pendiente completar la ejecución del tablero.

Por tanto, la lista de trabajos pendientes es la siguiente:

- Instalación de los aparatos de apoyo sobre ambos estribos.
- Colocación de las vigas prefabricadas.
- Colocación de las prelasas del tablero.
- Hormigonado de la losa superior.
- Disposición de las juntas de dilatación y los desagües y goterón del tablero.
- Asfaltado.
- Colocación de pretiles en ambos bordes de la estructura final.

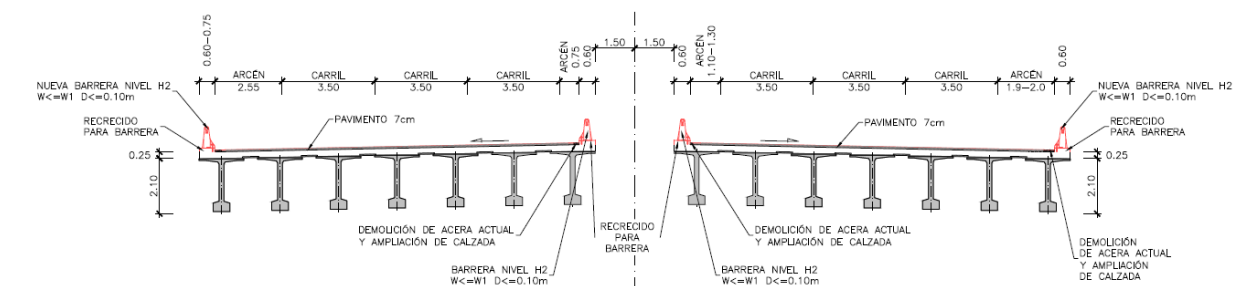
En el Apéndice nº10 se pueden encontrar los cálculos de predimensionamiento de esta Estructura.

13.2.1.15. ESTRUCTURA EN-1

La Estructura EN-1 no pertenecía al Proyecto original de la Autovía del Baix Llobregat ni al alcance original del Contrato. Sin embargo, por indicaciones del Cliente y debido a que el Trazado del presente Proyecto incluye esta Estructura, se ha incluido en el mismo, puesto que se deben modificar sus sistemas de contención de acuerdo con la OC 35/2014. El propósito de esta Estructura (actualmente en servicio) es permitir el paso de la B-25 sobre la C-31c. Consta de un tablero doble de un vano de 44.2 m de vigas doble "T" prefabricadas de 2.10 m de canto con losa de 0.25 m. El tablero se apoya en cargaderos con muros de suelo reforzado.



El cambio de los sistemas de contención consiste en sustituir los existentes en los extremos de los tableros por pretiles de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual a W1. Puesto que se trata de barreras ancladas, se realizará una hidrodemolición para introducir la armadura local, así como el posible refuerzo superior de la armadura de la losa si fuera necesario.

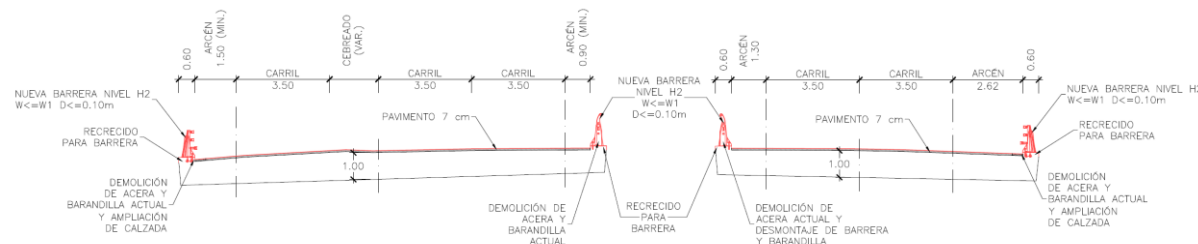


13.2.1.16. ESTRUCTURA EN-2

Al igual que la anterior, esta Estructura se incluye en este Proyecto debido a que está afectada por el Trazado y se deben actualizar sus sistemas de contención de acuerdo con la OC 35/2014, pese a que no formaba parte del alcance inicial del Contrato. Se trata del Paso Superior sobre el Acceso a un Centro Comercial. Es una Estructura cuyos estribos son muros pantalla y tiene un tablero doble tipo losa de hormigón armado con 2 vanos de 13.15 m y 10.15 m de longitud y 1.0 m de canto.

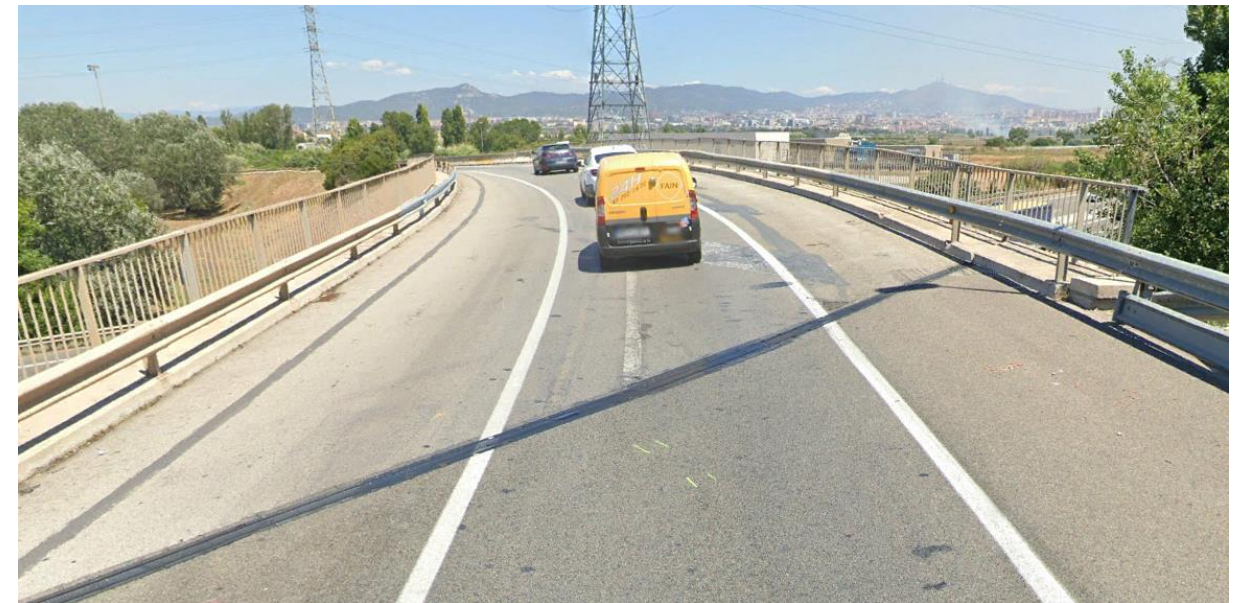


Al igual que en la EN-1, el cambio de los sistemas de contención consiste en sustituir los existentes en los extremos de los tableros por pretilos de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual a W1. Puesto que se trata de barreras ancladas, se realizará una hidrodemolición para introducir la armadura local, así como el posible refuerzo superior de la armadura de la losa si fuera necesario.

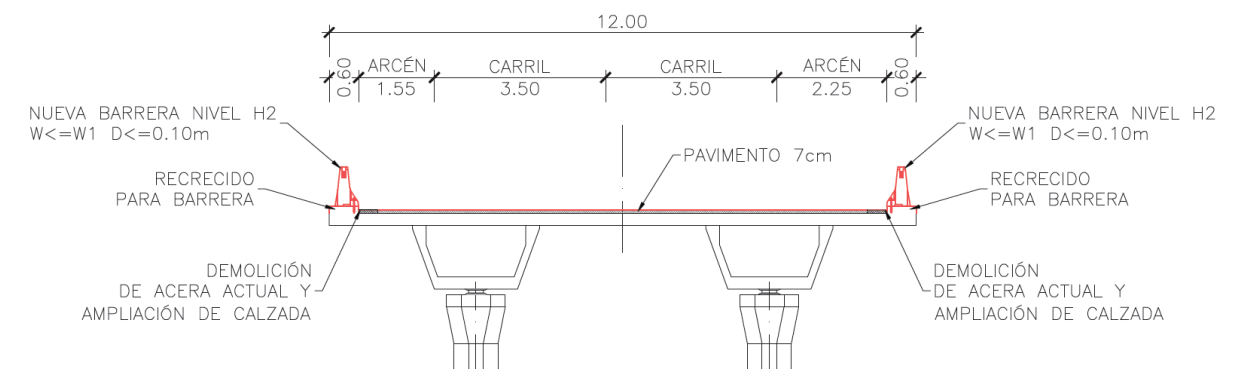


13.2.1.17. ESTRUCTURA EN-3

Se trata del mismo caso que las Estructuras EN-1 y EN-2. En este caso, se trata de un Paso Superior sobre la C-32. El tablero está compuesto por 2 vigas artesas prefabricadas de 1.3 m de canto y losa superior de 0.25 m. Consta de 4 vanos con la distribución de luces aproximada 9.5 m – 24.4 m – 21.6 m – 7.9 m y su ancho es de 12.0 m. Se apoya sobre cargaderos con muros de suelo reforzado.



Al igual que en las dos Estructuras anteriores, el cambio de los sistemas de contención consiste en sustituir los existentes en los bordes del tablero por pretilos de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual a W1. Puesto que se trata de barreras ancladas, se realizará una hidrodemolición para introducir la armadura local, así como el posible refuerzo superior de la armadura de la losa si fuera necesario.

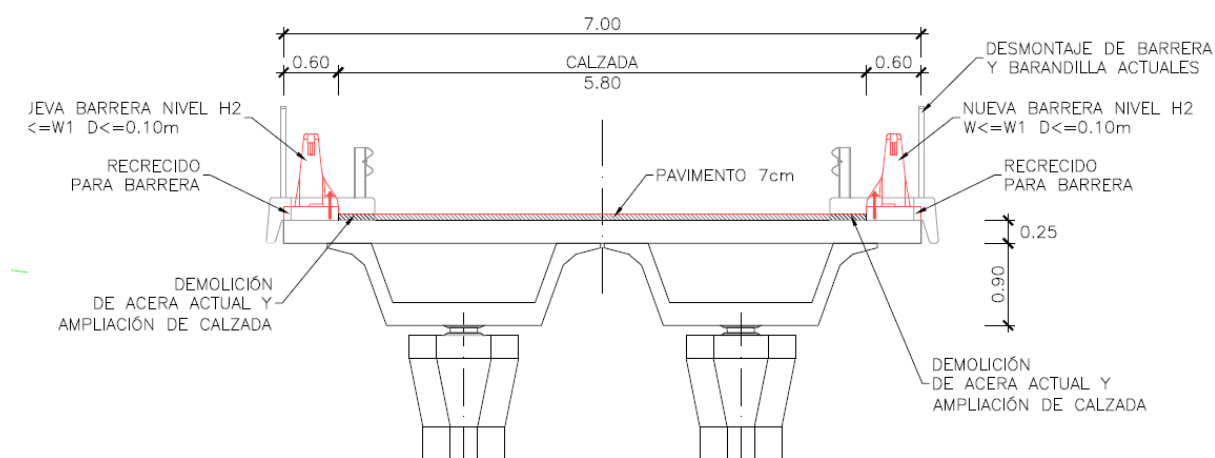


13.2.1.18. ESTRUCTURA EN-4

De nuevo, se trata del mismo caso que las Estructuras EN-1 a EN-3. En este caso se trata de un Paso El tablero está compuesto por 2 vigas artesas prefabricadas de 0.90 m de canto y losa superior de 0.25 m. Consta de 4 vanos con la distribución de luces aproximada 6.9 m – 22.2 m – 22.3 m – 7.0 m y su ancho es de 7.0 m. Se apoya sobre cargaderos con muros de suelo reforzado.

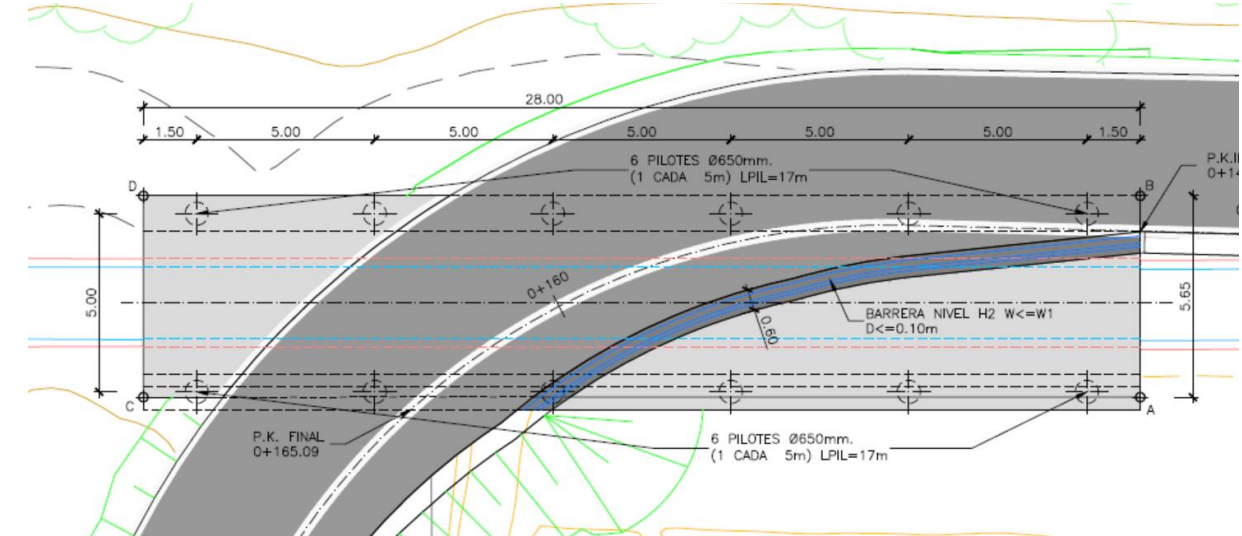


Al igual que en las tres Estructuras anteriores, el cambio de los sistemas de contención consiste en sustituir los existentes en los extremos del tablero por pretilos de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual a W1. Puesto que se trata de barreras ancladas, se realizará una hidrodemolición para introducir la armadura local, así como el posible refuerzo superior de la armadura de la losa si fuera necesario. Además, se añadirán as juntas de dilatación en los extremos del tablero.

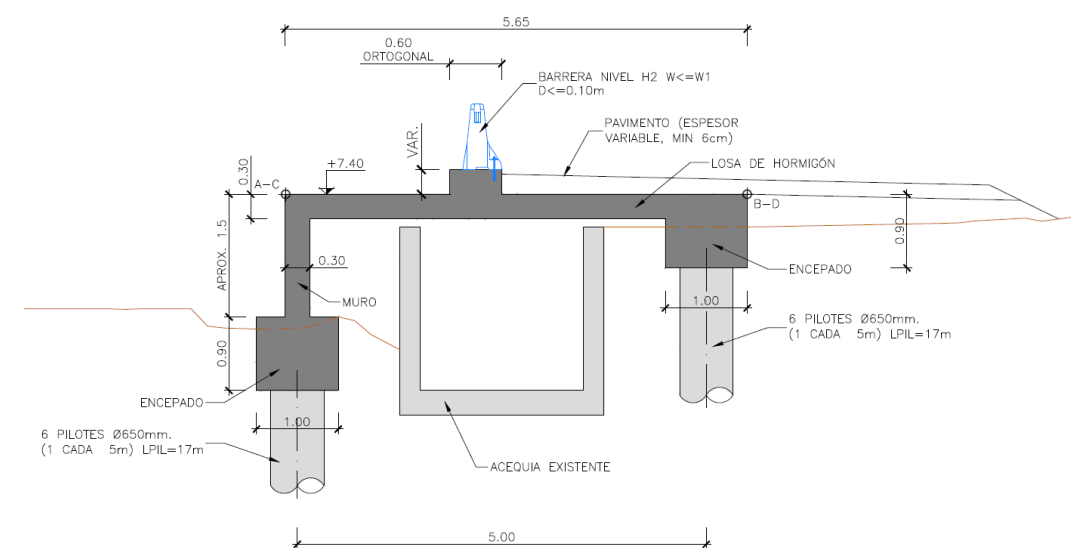


13.2.1.19. ESTRUCTURA EN-5

El vial que permite el Paso desde el Parque Agrario hacia la E-15 se ha vuelto a encajar en el presente Proyecto permitiendo el paso de vehículos agrarios de importantes dimensiones, de manera que pasa sobre una acequia de riego existente. Para proteger dicha acequia, surge la estructura EN-5, que consiste en una losa pilotada que la puentea sin afectarla.



La luz entre ejes de los pilotes es de 5 m, la longitud de la losa es de 28 m y su canto es de 30 cm. Se trata de pilotes de 650 mm de diámetro y 17 m de longitud. Se dispone además una barrera de hormigón con nivel de contención H2 y ancho de trabajo menor o igual que W1 en el lado del ramal correspondiente a la acequia. Un predimensionamiento somero se puede encontrar en el Apéndice nº11.



13.2.1.20. MARCO CANAL DE PONENT

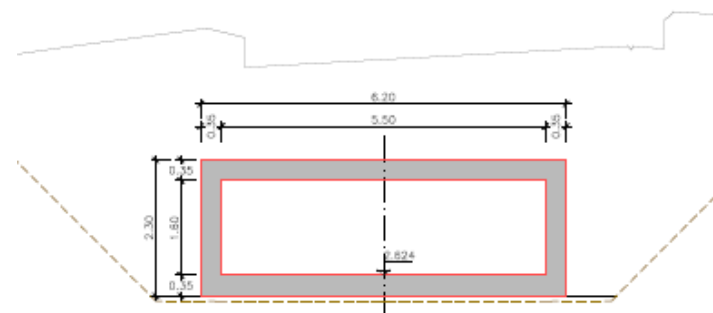
En el presente documento se ha incluido el estudio hidráulico del nuevo canal de pluviales proyectado con el objetivo de analizar la viabilidad de la conexión del colector con el canal de la Ronda Sur (en estado de proyecto) para conducir las aguas pluviales al canal de la Bunyola, y de éste posteriormente al mar.



Dada la cota a la que discurre, el canal se encuentra enterrado todo su recorrido, aunque en general a poca profundidad. Por ello, se debe ejecutar como un marco.

Este marco está dividido en 3 secciones tipo por razones hidráulicas a lo largo de su recorrido:

- Sección Tipo 1: Entre PK 0+000 y 0+737.069. Tiene una altura libre de 1.6 m y un ancho libre de 4.0 m. El espesor de losas es de 0.35 m y el de los hastiales de 0.30 m.
- Sección Tipo 2: Entre PK 0+737.069 y 1+138.653. Tiene una altura libre de 1.6 m y un ancho libre de 5.0 m. El espesor de losas y hastiales es de 0.35 m.
- Sección Tipo 2: Entre PK 1+138.653 y 1+454.591. Tiene una altura libre de 1.6 m y un ancho libre de 5.5 m. El espesor de losas y hastiales es de 0.35 m.



Para llevar a cabo este Marco se ha considerado realizarlo prefabricado u hormigonado “in situ”. Dadas las importantes dimensiones, de hasta 6 m de ancho libre, y peso, se considera más adecuado por razón de facilidad de transporte y colocación en obra la opción de marco hormigonado “in situ”.

En cuanto al procedimiento de ejecución, por cuestiones económicas y dado que la profundidad es pequeña en la mayor parte del trazado, se realizará la excavación en zanja a lo largo del recorrido del Canal. Sin embargo, existen zonas donde los taludes de esta excavación producirían afecciones a Servicios o a un marco existente:

- Margen derecha -- Tramo PK 0+516 - 0+704.293 (Marco existente)
- Margen derecha -- Tramo PK 1+239.960 - 1+311.139 (Telefónica)
- Margen izquierda -- Tramo PK 1+316.992 – 1+420.000 (Colector DAMM)

Para ejecutar las excavaciones en estos tramos se han estudiado las siguientes opciones:

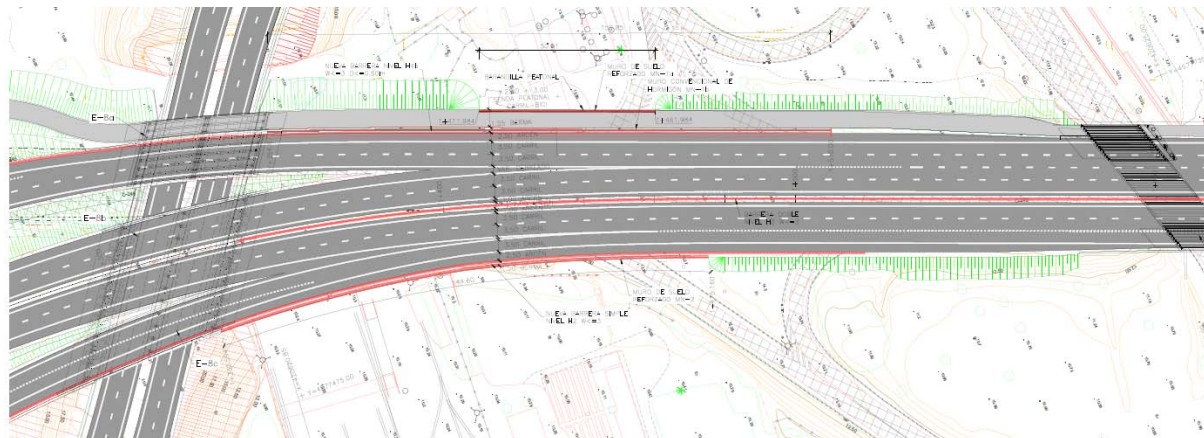
- Tablestacas: Se hincan las tablestacas necesarias para poder excavar con un talud vertical y ejecutar el cajón junto a ellas.
- Ejecución del cajón entre muros pantalla. Para ello se ejecutan los muros pantalla con el ancho libre del cajón para aprovecharlos como hastiales. A continuación, se excava entre dichos muros y se hormigonan las losas inferior y superior del Marco, anclándolas a los muros pantalla.

Se ha optado por emplear tablestacas por las siguientes razones:

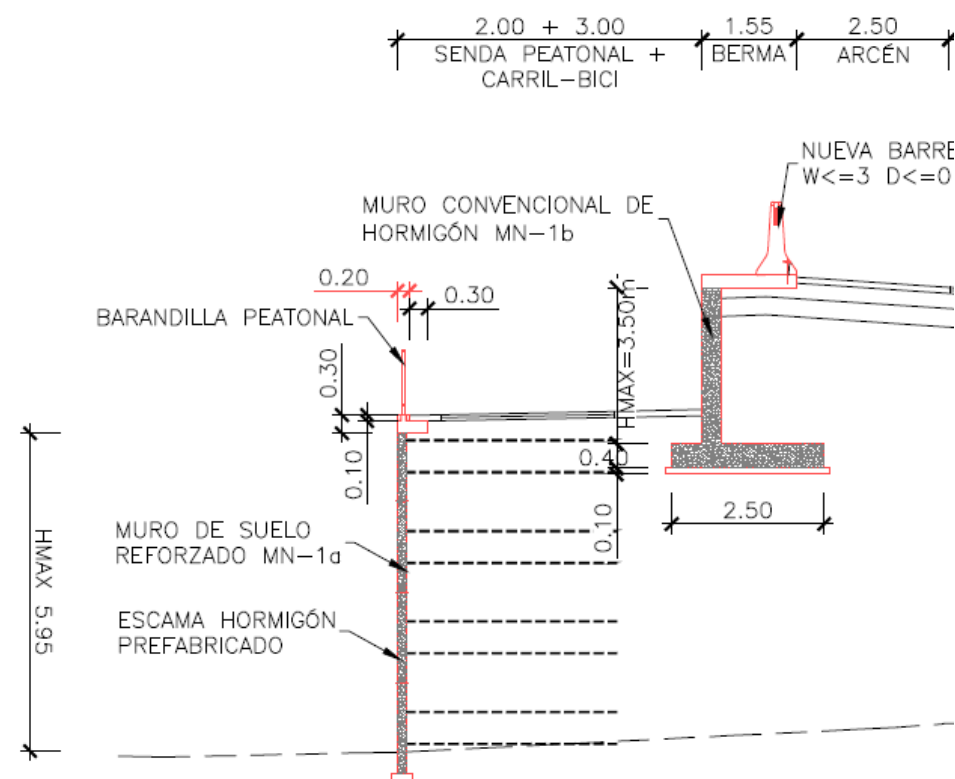
- Los requerimientos de espacio para la ejecución son mucho menores en el caso de las tablestacas. Dada la situación del Canal, en entorno semiurbano, con poco espacio y servicios que pueden sufrir afecciones, la viabilidad de la ejecución de muros pantalla parece comprometida.
- El precio de ambas unidades es similar, si acaso algo mayor para muro pantalla. Por ejemplo, según la Base de Precios de ADIF, las tablestacas tienen un coste de 105.58 €/m² y el muro pantalla de 116.79 €/m². En el caso de necesitar contener únicamente una margen del terreno, como ocurre en este Marco, las tablestacas pasan a ser más competitivas porque tendrían aproximadamente la mitad de medición.
- Si bien es cierto que al ejecutar los muros pantalla también se ejecutan los hastiales en la misma operación, la aparente ventaja en coste y plazo se compensa claramente a la hora de ejecutar las losas, puesto que se deben anclar las mismas a posteriori mediante anclajes a posteriori a las pantallas.
- Conseguir la impermeabilidad requerida para este tipo de elementos con juntas como las que se ejecutan entre los muros pantalla y las losas a posteriori es mucho más complicado que en el caso de un cajón convencional, más teniendo en cuenta la importante longitud de estos tramos.

13.2.1.21. MUROS MN-1a, MN-1b y MN-2

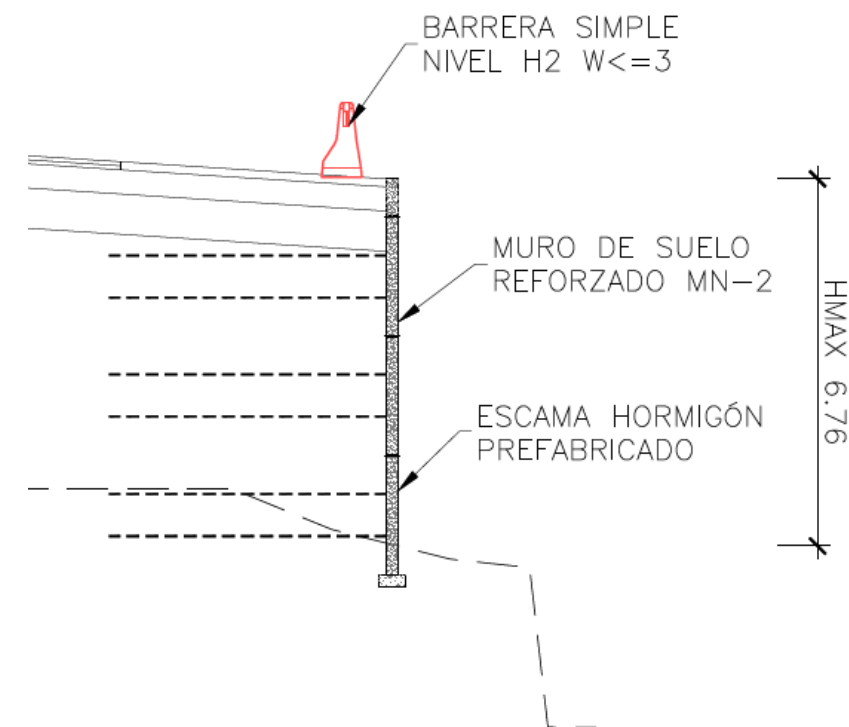
Como consecuencia del cambio de trazado que provoca la modificación de la configuración de la Estructura E-8 y de la aparición del carril bici que discurre paralelo, pero a menor cota que la C-245, surgen 3 nuevos muros entre las Estructuras E-7 y E-8, que no estaban previstos en el alcance del Contrato.



El muro MN-1a es de suelo reforzado y se encuentra en la margen oeste conteniendo las tierras desde el carril bici sobre la gasolinera existente. Tiene una longitud de 50 m y una altura máxima de unos 6.0 m. Paralelo a él se sitúa el muro convencional MN-1b, que contiene las tierras sobre el carril bici. Este muro tiene una longitud de 155.85 m y una altura máxima de unos 3.50 m.



En la margen este se sitúa el muro de suelo reforzado MN-2, que evita el derrame de tierras por ese lado sobre una fábrica de prefabricados hormigón. Su longitud es de 64.90 m y su altura máxima de unos 6.8 m.



13.2.2. ACTUACIONES DE PUESTA A CERO DE ESTRUCTURAS EJECUTADAS

Además de las actuaciones encaminadas a terminar los trabajos que quedaron incompletos por la paralización de las obras y de aquellos otros encaminados a actualizar a la normativa vigente los sistemas de contención o las cargas, es parte fundamental del Proyecto la puesta a cero de las Estructuras ejecutadas. Se entiende por esto dejar las Estructuras del Proyecto original en buen estado, reparando todos aquellos daños o patologías que hayan podido afectarlas.

Entre el 3 y el 6 de febrero de 2020 se realizó la visita a las estructuras pertenecientes a las obras de la prolongación de la Autovía del Baix Llobregat, tramo: Ronda Litoral – Autopista A16. Durante la misma se hizo una inspección para analizar los daños existentes en la parte ya ejecutada de las Ampliaciones, así como de los daños más significativos encontrados en las en las estructuras Originales.

Se citan a continuación las estructuras objeto de los trabajos:

ESTRUCTURAS	TIPOLOGÍA TABLERO	LUZ (m)	ANCHO TABLERO E. ORIGINAL (m)	ANCHO TABLERO E. AMPLIACIÓN/NUEVA (m)	ESTADO ESTRUCTURA
E-1	Vigas prefabricadas doble T	13,50	23,52	5,00	Ejecutado
E-2	Vigas prefabricadas doble T	11,50	9,00	2,50	Ejecutado parcialmente
E-3	Vigas prefabricadas doble T	13,00+20,00+13,00	25,00	8,30	Ejecutado parcialmente
E-4	Marco de hormigón armado	6,00	36,02	4,27	Ejecutado
E-5	Marco de hormigón armado	13,50 (Variable)	31,00	4,73/6,28 (CD/CI)	Ejecutado parcialmente
E-6	Viaducto, Losa de hormigón armado	20,50+7x21,28+20,5 0	19,50	16,10	Ejecutado parcialmente
E-7	Losa de hormigón armado	16,00	19,50	23,15	Ejecutado parcialmente
E-8	Vigas prefabricadas doble T	18,64+16,40+20,30 +25,50	-	29,80	Ejecutado parcialmente
E-11	Losa de hormigón pretensado	30,00	-	30,40	Ejecutado
E-12	Losa de hormigón pretensado	30,00	-	30,40	Ejecutado
E-13	Vigas prefabricadas doble T	20,50	23,00	9,50	Ejecutado
E-14	Losa maciza de hormigón armado	12,00	-	10,00	Ejecutado
E-15	Viga artesa	7,00+2x22,00+7,00	6,94	4,95	Ejecutado
E-17	Losa hormigón pretensado	30,40+31,70	-	8,90	Ejecutado parcialmente
E-18	Losa de hormigón armado	15,00	-	30,90	Ejecutado
E-19	Vigas prefabricadas doble T	30,00+29,60+30,00	-	10,60	Ejecutado parcialmente
E-20	Losa hormigón pretensado	21,00+28,00+21,00	-	11,50	Ejecutado
E-21	Viga artesa	35,30	-	10,00	Ejecutado
E-22	Vigas prefabricadas doble T	45,00	-	8,50	Ejecutado

Acorde con los trabajos realizados durante la citada visita los principales daños recurrentes encontrados en las nuevas estructuras pertenecientes a las Ampliaciones son los siguientes:

- Pintadas tipo grafitis, especialmente en estribos, acompañamientos y muros de contención de tierras. Aunque no afectan a la integridad del puente impiden la correcta inspección de los paramentos.
- Acumulación de vegetación en las proximidades y paramentos de la estructura, que tienen su origen en el paso natural del tiempo y la acción de los agentes meteorológicos sin que se hayan llevado a cabo unas labores de mantenimiento suficientes.
- Presencia de restos de obra sin retirar como: encofrados, barras de montaje, anclajes, mallas de seguridad, puntales, etc.
- Armaduras en espera, que como consecuencia del tiempo transcurrido a la intemperie requieren de limpieza y pasivación de estas.
- Desconchones con o sin armadura vista, que principalmente parecen tener su origen en los golpes o impactos producidos al desencofrar o al desencofrado prematuro cuando el hormigón no ha alcanzado la resistencia suficiente.
- Nidos de gravas, en algunos casos se pueden apreciar armaduras vistas, consecuencia generalmente de una elección inadecuada de la consistencia del hormigón o una incorrecta compactación de este.
- Deterioros o falta parcial de elementos que componen la impermeabilización en los trasdoses de los nuevos estribos.
- Deficiente o insuficiente apriete de tornillos en bases de postes de las barreras de contención de las estructuras en su plataforma.
- Ausencia de instalación de dispositivos en las juntas de dilatación del tablero.
- Ausencia de desagües y goterones en tableros.

Al respecto de las estructuras Originales, se pueden citar los siguientes daños más frecuentes encontrados:

- Pintadas de grafitis, especialmente en estribos, acompañamientos y muros de contención de tierras.
- Humedades y ennegrecidos asociados con filtraciones, envejecimiento natural de los materiales, contaminación atmosférica y por efectos del humo por fogatas realizadas bajo las estructuras.
- Acumulación de vegetación en las proximidades y paramentos de la estructura.
- Desconchones y saltados con o sin armadura vista, asociados con procesos de carbonatación en el hormigón armado y con actuaciones durante la fase de ejecución de la obra o impactos posteriores a ésta.
- Nidos de gravas y hormigón degradado. El Hormigón degradado parece ser consecuencia de factores físicos o deficiente calidad y puesta en obra del hormigón.
- Deterioros en los dispositivos de las juntas de dilatación del tablero principalmente por envejecimiento de estos.
- Ausencia de desagües y goterones en tableros.
- Barreras de contención, en plataforma, inadecuadas que no cumplen con la normativa vigente.

Se resalta el daño encontrado en la estructura Original E-13, que se trata de un desconchón en la viga parte inferior de la viga prefabricada, producido por un impacto, con armadura activa implicada. Dicha

estructura actualmente se encuentra protegida a ambos lados, frente a futuros impactos, por sendos pórticos señalizadores de control de gálibo.

En el Apéndice nº1 “Fichas de Inspección de Estructuras”, se encuentran las fichas con todos los daños encontrados y reparaciones propuestas. Así mismo, se incluyen los daños, reparaciones y fotos de las principales actuaciones en la Hoja de Situación Actual de los Planos de las diferentes Estructuras.

13.3. BASES DE CÁLCULO

13.3.1. NORMATIVA UTILIZADA

Para la elaboración de este Proyecto de Construcción se han considerado las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

13.3.1.1. Normas de Acciones

- “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Ministerio de Fomento (Orden FOM/2842/2011 de 29 de septiembre).

13.3.1.2. Normas de Construcción

- “Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)”. Ministerio de la Presidencia (Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio).
- “Instrucción de Acero Estructural (EAE).” Ministerio de Fomento (Real Decreto 751-2011 de 27 de mayo).

13.3.1.3. Documentación Técnica

- Guía de cimentaciones en obras de carretera. Ministerio de Fomento. 2002.
- “UNE-EN 1337-1. Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas de diseño.” Abril 2001. AENOR.
- “UNE-EN 1337-3. Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos elastoméricos.” Noviembre 2005. AENOR.

13.3.2. CRITERIOS DE SEGURIDAD

Para justificar la seguridad de la estructura, objeto de este anejo y su aptitud de servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados se clasifican en:

- Estados Límites de Servicio
- Estados Límites Últimos
- Estado Límite de Durabilidad

13.3.2.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de servicio todas aquellas situaciones de la estructura para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, comodidad o aspecto requeridos.

Se consideran los siguientes:

- E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
- E.L.S. de vibraciones inaceptables para los usuarios de la obra o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- E.L.S. de fisuración del hormigón traccionado, que puede afectar a la durabilidad, la impermeabilidad o el aspecto de la estructura. La microfisuración del hormigón por compresión excesiva o por plastificaciones locales puede afectar, también, a la durabilidad.

13.3.2.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

La denominación de Estados Límites Últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de esta o de una parte de ella.

Los Estados Límites Últimos que se deben considerar son los siguientes:

- Fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella.
- Fallo por pérdida de equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido.
- Fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

13.3.2.3. Estado Límite de Durabilidad

Se entiende por Estado Límite de Durabilidad el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar las características del hormigón o de las armaduras hasta límites inaceptables.

13.3.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la “Instrucción relativa a acciones a considerar en puentes de carretera (IAP-11)”. Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en 13.3.1.

13.3.3.1. Acciones Permanentes

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

13.3.3.1.1. Peso Propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

- Hormigón 25,0 kN/m³
- Acero 78,5 kN/m³

13.3.3.1.2. Carga muerta

Son las debidas a los elementos no resistentes. Incluyen las siguientes cargas:

- Pavimento: Para el cálculo se considera una densidad de 23,0 kN/m³. Dada la posible diferencia entre los espesores previstos en proyecto y los reales de construcción, se definen dos valores extremos para esta acción:

- Valor mínimo: Se obtiene con el espesor teórico previsto en proyecto, resultando una carga de:

$$p = 0,10 \cdot 23 = 2,30 \text{ kN/m}^2$$

- Valor máximo: Se obtiene incrementando en un 50% el espesor teórico:

$$p = 1,50 \cdot 0,10 \cdot 23 = 3,45 \text{ kN/m}^2$$

- Sistema de contención (pretil). Se considera una carga lineal acorde a cada tipo de sistema de contención (metálica u hormigón) a efectos de comprobación de Estructuras existentes. En el caso de Estructuras nuevas se toman 5 kN/ml.
- Rellenos compactados sobre la losa superior de la estructura E-4. Se considera un peso específico de 20 kN/m³.
- Rellenos aligerados con arcilla expandida sobre la losa superior de la estructura E-5. Se considera un peso específico de 5 kN/m³.

13.3.3.2. Acciones Permanentes de Valor no Constante

13.3.3.2.1. Acciones Reológicas

El valor característico de las acciones reológicas se obtiene a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia.

- Fluencia

La deformación debida a fluencia es proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad ϕ_t varía a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas, de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, etc. Su valor en el instante “t” se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.8 de la Instrucción EHE-08.

- Retracción

La deformación de retracción es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor de la pieza, de la cuantía de armadura, del tiempo transcurrido desde la puesta en obra del hormigón, etc.

Su valor en el instante “t” se obtiene según lo especificado en el Artículo 39.7 de la Instrucción EHE-08.

13.3.3.2.2. Acciones del terreno sobre los elementos de la estructura

En este apartado se consideran las acciones originadas por el terreno natural o de relleno, sobre los elementos de la estructura en contacto con él, fundamentalmente estribos, aletas, muros de acompañamiento, etc. Estas acciones incluyen el empuje de tierras sobre elementos verticales (muros, aletas, etc.) y el peso sobre elementos horizontales (zapatas, losas de estructuras enterradas, etc.).

La carga correspondiente al peso del terreno se obtiene multiplicando el volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal por el peso específico del terreno, para el que se considera un valor de 20 kN/m³.

Para el cálculo de los empujes de rellenos se consideran unos coeficientes de empuje de valor igual a:

Empuje activo	$K_a = \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2)$
Empuje pasivo	$K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$
Empuje al reposo	$K_r = 1 - \operatorname{sen}\phi$

El empuje activo se considerará actuando en muros y estribos no anclados. Debido a la falta de seguridad de la movilización del empuje pasivo, no se ha tenido en cuenta esta acción.

En las estructuras enterradas se considera actuando en el trasdós de los hastiales tanto el empuje en reposo como el empuje activo, dimensionando para la envolvente pésima entre ambas situaciones. En el caso particular de los estribos y muros de la estructura E-3, constituidos por muros pantalla de pilotes, la determinación de los empujes se ha realizado con un cálculo no lineal utilizando el método de Winkler.

No se incluye en esta acción la posible presencia de sobrecargas de uso, actuando en la coronación de los terraplenes, que ocasionan un incremento de los pesos y empujes transmitidos por el terreno al elemento portante. La actuación de estas cargas se considerará como una carga variable, de acuerdo con lo indicado en el apartado 13.3.3.3.

Donde no existan datos geotécnicos o se trate de un relleno compactado, se toman los siguientes parámetros para el relleno de trasdós:

- Densidad aparente: 20,0 kN/m³
- Cohesión: c = 0 kPa
- Ángulo de rozamiento interno: $\phi = 30^\circ$

13.3.3.2.3. Acciones debidas a asientos del terreno de cimentación

Debido al carácter isostático de los tableros de la mayor cantidad de estructuras no se ha considerado ningún asiento diferencial.

En el caso de las estructuras hiperestáticas se toma un asiento diferencial de 10 cm.

13.3.3.3. **Acciones Variables**

13.3.3.3.1. Sobrecarga de uso

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud inferior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, se podrán adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que se justifiquen adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

13.3.3.3.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

A efectos de aplicación de esta carga, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si éstas existen- cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretiles del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w, se dividirá en n_i carriles virtuales, de anchura w_i cada uno, con el criterio que se define en la tabla 4.1-a de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

TABLA 4.1-a Definición de los carriles virtuales

Anchura de la plataforma (w)	Número de carriles virtuales (n _i)	Anchura del carril virtual (w _i)	Anchura del área remanente
w < 5,4 m	1	3 m	w _i – 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	2	w/2	0
W ≥ 6 m	ent (w/3)	3 m	w – 3n _i

En el caso de que la plataforma esté dividida en dos o más partes separadas por una mediana:

- Si en la mediana se dispone una barrera fija e infranqueable, cada parte de la plataforma (incluidos arcenes, marcas viales, etc.) se dividirá de forma independiente en carriles virtuales.

- Si en la mediana se dispone un elemento móvil o rebasable, se tratará toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente.
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables.
- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efectos de las comprobaciones de los estados límite del tablero, así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos del cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

13.3.3.3.1.2. Cargas Verticales

13.3.3.3.1.2.1 Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- a) Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, correspondiente al carril i , indicada en la tabla 4.1-b. de la Instrucción IAP-11 que se recoge al final de este apartado.

Se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

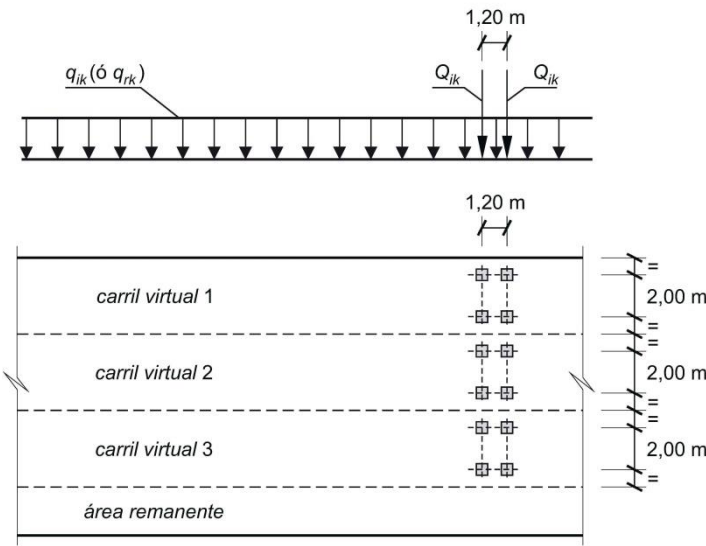
- En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2 \cdot Q_{ik}$.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m. La distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m.
- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto igual a $0,5 \cdot Q_{ik}$.
- A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos

pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0,50 m.

- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0,4 m x 0,4 m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H:V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.
- b) Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la tabla 4.1-b de la Instrucción IAP-11 recogida a continuación, con las consideraciones siguientes:
- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la tabla 4.1-b.
 - La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

TABLA 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

Situación	Vehículo pesado $2Q_{ik}$ [kN]	Sobrecarga uniforme q_{ik} (o q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	$2 \cdot 300$	9,0
Carril virtual 2	$2 \cdot 200$	2,5
Carril virtual 3	$2 \cdot 100$	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5



13.3.3.3.1.2.2 Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

En puentes en los que sean de prever aglomeraciones de personas, se considerará la actuación de la sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en lugar de las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos definidas en el apartado anterior, para aquellos casos en que sea más desfavorable para el elemento en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculo transitorias.

13.3.3.3.1.3. Fuerzas horizontales

• Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

En caso de que la vía disponga de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable.

El valor característico de esta acción Q_{ik} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{ik}=0,6\cdot 2\cdot Q_{1k}+0,1\cdot q_{1k}\cdot w_1\cdot L$$

siendo:

L Distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si éstas no existieran

Para el caso de carril virtual de 3 m de anchura y $L>1,20$ m, esta expresión queda como sigue:

$$Q_{ik}=360+2,7\cdot L$$

El valor de Q_{ik} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180\text{ kN}\leq Q_{ik}\leq 900\text{ kN}$$

13.3.3.3.1.4. Grupos de cargas de tráfico

La concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso, definidas en los apartados anteriores, se tendrá en cuenta mediante la consideración de los grupos de cargas de tráfico indicados en la tabla 4.1-c de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación.

Los valores de las acciones que figuran en los apartados 13.3.3.3.1.2 y 13.3.3.3.1.3 son valores característicos de esas acciones consideradas individualmente. Cuando dichas acciones entran a formar parte de un grupo de cargas de tráfico, lo hacen con los valores que se recogen en la tabla 4.1-c adjunta:

TABLA 4.1-c Grupos de cargas de tráfico

Grupos de cargas	Plataforma					Aceras
	Cargas verticales			Cargas horizontales		Cargas verticales
	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas	Frenado y arranque	Fuerza centrífuga y transversal	
gr ₁ (Cargas verticales)	Valor característico	Valor característico	-	-	-	Valor reducido (2,5 kN/m²)
gr ₂ (Cargas horizontales)	Valor reducido $\Psi_1\cdot Q_{ik}$	Valor reducido $\Psi_1\cdot Q_{ik}$	-	Valor característico	Valor característico	-
gr ₃ (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico
gr ₄ (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico	-	-	Valor característico

Se considera que estos grupos, que son excluyentes entre sí, definen el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.).

Se considerará la combinación de cada uno de los grupos de cargas con el resto de las acciones cuando sean pertinentes para el efecto en estudio.

13.3.3.3.1.5. Sobrecarga en terraplenes

Para el cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, (estribos, muros, etc.) se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, el modelo de cargas verticales definido en el apartado 2.3.3.1.2.

Alternativamente, podrá adoptarse el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m². Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal, menor o igual a la mitad de la altura del elemento de la estructura sobre el que actúe el empuje.

A efectos de la aplicación de los coeficientes parciales para acciones, se considerará como una misma acción la componente gravitatoria de esta sobrecarga y el empuje a que da lugar. Además, esta acción se considerará con su valor característico como único valor representativo.

13.3.3.3.1.6. Empujes sobre barandillas

Se ha considerado una fuerza horizontal perpendicular al elemento superior de la barandilla de valor 1,50 kN/m (Art. 4.1.7 de la IAP-11). Esta acción es simultánea con la sobrecarga de uso definida en el apartado 13.3.3.3.1.7.

13.3.3.3.1.7. Sobrecarga de uso en pasarelas

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

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

Ambas cargas se considerarán como una acción única, cuyo valor constituye el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de las acciones (cargas permanentes, viento, etc.)

La fuerza horizontal Q_{fk} será en general suficiente para asegurar la estabilidad horizontal longitudinal de la pasarela, no así la estabilidad horizontal, que deberá asegurarse mediante la consideración de las acciones correspondientes.

A efectos de comprobaciones locales, se considerará una carga vertical puntual Q_{fwk} de valor igual a 10 kN, actuando sobre una superficie cuadrada de 0,10 m de lado.

13.3.3.3.2. Viento

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos.

Para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento, se seguirán las indicaciones que figuran en los apartados siguientes.

13.3.3.3.2.1. *Velocidad básica del viento*

La velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II, a una altura de 10 m sobre el suelo. A partir de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$, se obtendrá la velocidad básica v_b mediante la expresión:

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

donde:

- v_b Velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s]
- C_{dir} Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0
- C_{season} Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1,0
- $v_{b,0}$ Velocidad básica fundamental del viento [m/s] (según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a de la Instrucción IAP-11)

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ será:

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

donde:

- v_b Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
- T Periodo de retorno [años]
- C_{prob} Factor de probabilidad, obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$C_{prob} = \left[\frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \cdot \ln [-\ln (0,98)]} \right]^n$$

tomando para los parámetros K y n los valores siguientes: K = 0,2 y n = 0,5.

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($C_{prob} = 1,04$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la tabla 4.2-a de la Instrucción IAP-11.

TABLA 4.2-a Periodos de retorno para situaciones transitorias

Duración de la situación	Periodo de retorno; T [años]
≤ 3 días	2
> 3 días y ≤ 3 meses	5
> 3 meses y ≤ 1 año	10
> 1 año	50

13.3.3.3.2.2. *Velocidad media del viento*

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

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

siendo:

- $V_b(T)$ Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T

C₀ Factor de topografía. Habitualmente se le asignará el valor uno (1,0) excepto en aquellos valles en los que pueda producirse un efecto de encauzamiento del viento que actúe sobre el puente, en cuyo caso se le asignará el valor de uno con una décima (1,1).

C_r Factor de rugosidad, obtenido a partir de la siguiente formulación:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o) \quad \text{si } z \geq z_{\min}$$
$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{si } z < z_{\min}$$

donde:

- z Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente [m]
- k_r Factor del terreno
- z₀ Longitud de rugosidad
- z_{min} Altura mínima

Los valores de k_r, z₀ y z_{min} se recogen en la tabla 4.2-b de la Instrucción IAP-11 en función del entorno del puente, de acuerdo con los siguientes tipos:

- Tipo 0: Mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: Zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: Zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: Zona urbana en la que al menos el quince por ciento (15%) de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de quince metros (15 m).

TABLA 4.2-b Coeficientes k_r, z₀, z_{min} según el tipo de entorno

Tipo de entorno	k _z	z ₀ (m)	z _{min} (m)
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

13.3.3.3.2.3. Empuje del viento

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

El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.).

En situaciones transitorias, algunos elementos pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas (por ejemplo, cajón abierto frente a cerrado). Además, los elementos auxiliares de construcción pueden añadir superficies adicionales a tener en cuenta.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la expresión:

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

siendo:

- F_w Empuje horizontal del viento [N]
- $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)$ Presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m²]
- ρ Densidad del aire (1,25 kg/m³)
- V_b(T) Velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T
- C_f Coeficiente de fuerza del elemento considerado
- A_{ref} Área de referencia, obtenido como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²]
- c_e(z) Coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:
- $$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_0^2 \cdot \ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 \cdot k_l \cdot c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{\min}$$
- $$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min}$$
- donde:
- k_l Factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0
- C₀, z₀ y z_{min} Coeficientes definidos en el apartado anterior

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento A_{ref}.

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a 2 m en puentes de carretera y 1,25 m en pasarelas.

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como del área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga sólo se considerará la de altura más desfavorable.

Cuando sea necesario considerar el efecto del ocultamiento sobre cualquier elemento no expuesto directamente a la acción del viento (por quedar oculto tras la sombra o proyección de otro situado inmediatamente a barlovento de éste), el coeficiente de fuerza del elemento oculto se multiplicará por el coeficiente de ocultamiento, obtenido a partir de la relación de solidez λ y el espaciamiento relativo s_r .

La relación de solidez se define a partir de la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{A_n}{A_{tot}}$$

siendo:

λ	Relación de solidez correspondiente al elemento de barlovento más próximo
A_n	Área sólida neta o real (descontando los huecos) que el elemento de barlovento presenta al viento
A_{tot}	Área bruta o total (sin descontar huecos) del elemento de barlovento delimitada por su contorno externo

El espaciamiento relativo se define a partir de la siguiente expresión:

$$s_r = \frac{s}{h_p}$$

siendo:

s_r	Espaciamiento relativo entre el elemento de barlovento y el de sotavento
s	Distancia horizontal entre las superficies de ambos elementos, proyectadas sobre un plano perpendicular a la dirección del viento
h_p	Altura protegida u ocultada por el elemento de barlovento

Siempre que el viento actúe simultáneamente con las sobrecargas de uso, el valor resultante de la fuerza equivalente del viento se combinará con el resto afectado por los correspondientes factores de simultaneidad, y deberá aplicarse sobre la longitud ocupada por vehículos que resulte más desfavorable, independientemente de la zona de aplicación de las acciones verticales debidas a la propia sobrecarga de uso.

13.3.3.3.2.4. Dirección del viento

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Dirección transversal (X): Perpendicular al eje del tablero. Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Dirección longitudinal (Y). Paralela al eje del tablero.

Si el tablero es de planta curva, se supondrá que la dirección longitudinal es la de la cuerda que une los dos extremos del puente y que la dirección transversal es su perpendicular. Para cada dirección, el sentido de aplicación de la fuerza del viento será el que resulte más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal y longitudinal no es concomitante. La componente vertical del viento, dirección Z, se considerará concomitante sólo con la dirección transversal del viento.

13.3.3.3.2.5. Empuje del viento sobre tableros

a) Viento transversal

Empuje horizontal

Para el cálculo del empuje transversal (dirección X) sobre tableros de alma llena se entenderá que el área de referencia $A_{ref,x}$ es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} .

A falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección X se determinará mediante la expresión:

$$C_{f,x} = 2,50 - 0,3 \cdot (B / h_{eq}) \quad (\text{con } 1,30 \leq C_{f,x} \leq 2,4)$$

donde:

B	Anchura total del tablero [m]
h_{eq}	Altura equivalente [m] obtenida considerando, además del propio tablero (se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable.

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente h_{eq} , y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente.

Empuje vertical

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

F_w = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2(T)\right) \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z}

donde:

F _{w,z}	Empuje vertical del viento [N]
1/2 · ρ · V _b ² (T)	Presión de la velocidad básica del viento [N/m²]
c _e (z)	Coefficiente de exposición
c _{f,z}	Coefficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a 0,9
A _{ref,z}	Área en planta del tablero [m²]

Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje transversal en tableros de alma llena está aplicado a la altura, medida respecto a la base del tablero, del 60% de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo, en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero.

b) Viento longitudinal

Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección Y) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero, pretiles y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será:

- 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecarga de uso, etc.). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena.
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor será el definido por la expresión:

1 - \left(7 / c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7\right) \cdot \phi(L/L(z))

donde:

C ₀	Factor de topografía
ϕ(L/L(z))	0,230 + 0,182 · ln(L/L(z)) (con 0 ≤ ϕ(L/L(z)) ≤ 1)
L	Longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal, en [m]. Se considerará igual a la longitud total del puente.
L(z)	Longitud integral de la turbulencia, en [m], definida por: L(z) = 300 · (z _{min} / 200) ^α (para z < z _{min}) L(z) = 300 · (z / 200) ^α (para z _{min} ≤ z ≤ 200) L(z) = 300 (para z > 200)
z	Altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m]
z ₀ , z _{min}	Coefficientes definidos en apartados anteriores
α	Coefficiente definido en la tabla 4.2-d de la instrucción IAP-11

TABLA 4.2-d Coeficiente α según el tipo de entorno

Tipo de entorno	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

13.3.3.2.6. Empuje de viento sobre pilas

El empuje se obtendrá en función del área de referencia y el coeficiente de fuerza adecuado a la forma de su sección transversal.

Los coeficientes de fuerza de las secciones más habituales se recogen en la figura 4.2-b de la Instrucción IAP.

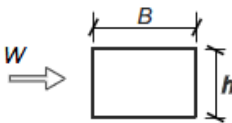
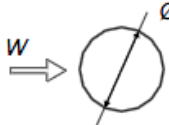
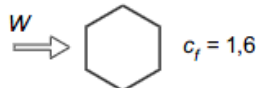
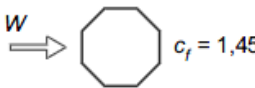
	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
	 sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$ sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$								
									
									

FIGURA 4.2-b Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales

En pilas de sección rectangular con aristas redondeadas mediante acuerdos de radio r , se podrá reducir el coeficiente de fuerza multiplicándolo por el factor:

$$1 - 2,5 \cdot r / h \geq 0,5$$

siendo h la dimensión transversal

Las pilas de sección variable, o aquellas en las que el coeficiente de exposición $c_e(z)$ varíe apreciablemente a lo largo de su altura, se dividirán en tramos, adoptando en cada uno el valor correspondiente del coeficiente de exposición $c_e(z)$, del área de referencia A_{ref} y del coeficiente de fuerza c_f .

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

13.3.3.2.7. Empuje del viento sobre otros elementos del puente

El empuje de viento sobre sistemas de contención y barandillas permeables se obtendrá a partir del área de referencia y del coeficiente de fuerza específico de cada uno de sus elementos. Para las secciones no incluidas en la figura 4.2-b de la Instrucción IAP, el coeficiente de fuerza de cada uno $c_{f,x}$ se tomará igual a 2,2 salvo que se justifique adecuadamente otro valor más preciso.

Se tomará como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

13.3.3.2.8. Cálculo simplificado del empuje en tableros y pilas

Para puentes de menos de 40 m de luz y de menos de 20 m de altura máxima de pila, se considera únicamente el viento transversal, con los valores de empuje unitario F_w/A_{ref} indicados en las tablas siguientes, siempre que se cumplan las condiciones:

$$C_{f,x} \leq 1,80 \quad (\text{tableros})$$

$$C_{f,x} \leq 2,20 \quad (\text{pilas})$$

$$C_0 \leq 1,00$$

$$C_{prob} \leq 1,04$$

EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA $H_{max} \leq 10 \text{ m}$

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 29 \text{ m/s}$
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA $H_{max} = 20 \text{ m}$

TIPO DE ENTORNO	EMPUJE SOBRE EL TABLERO (kN/m ²)			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m ²)		
	$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$	$V_{b,0} = 29 \text{ m/s}$
0	2,93	3,16	3,65	3,58	3,86	4,45
I	2,64	2,85	3,29	3,23	3,48	4,02
II	2,31	2,49	2,88	2,83	3,05	3,52
III	1,88	2,03	2,34	2,29	2,47	2,85
IV	1,30	1,40	1,62	1,60	1,72	1,99

Para alturas de tableros y pilas comprendidas entre 10 m y 20 m, se podrá interpolar linealmente entre las dos tablas anteriores.

El punto de aplicación del empuje transversal será el definido anteriormente.

En la elaboración de las tablas anteriores no se ha considerado la acción del viento sobre la sobrecarga de uso; para tener en cuenta este efecto, se seguirán los criterios indicados en apartados anteriores respecto al aumento del área expuesta.

13.3.3.3.3. Acción Térmica

13.3.3.3.3.1. *Acción térmica en tableros*

Para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán los siguientes tipos de tablero:

- Tipo 1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria)
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

a) **Componente uniforme de la temperatura del tablero**

Temperatura máxima y mínima del aire

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud y, para un periodo de retorno de 50 años (lo que equivale a una probabilidad anual de ser excedido de 0,02), será el que se indica en el mapa de isotermas recogido en la figura 4.3-a de la IAP-11.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomará, para un periodo de retorno de 50 años, el que se deduce de la tabla 4.3-a de la Instrucción IAP-11 en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce del mapa de la figura 4.3-b de la citada Instrucción.

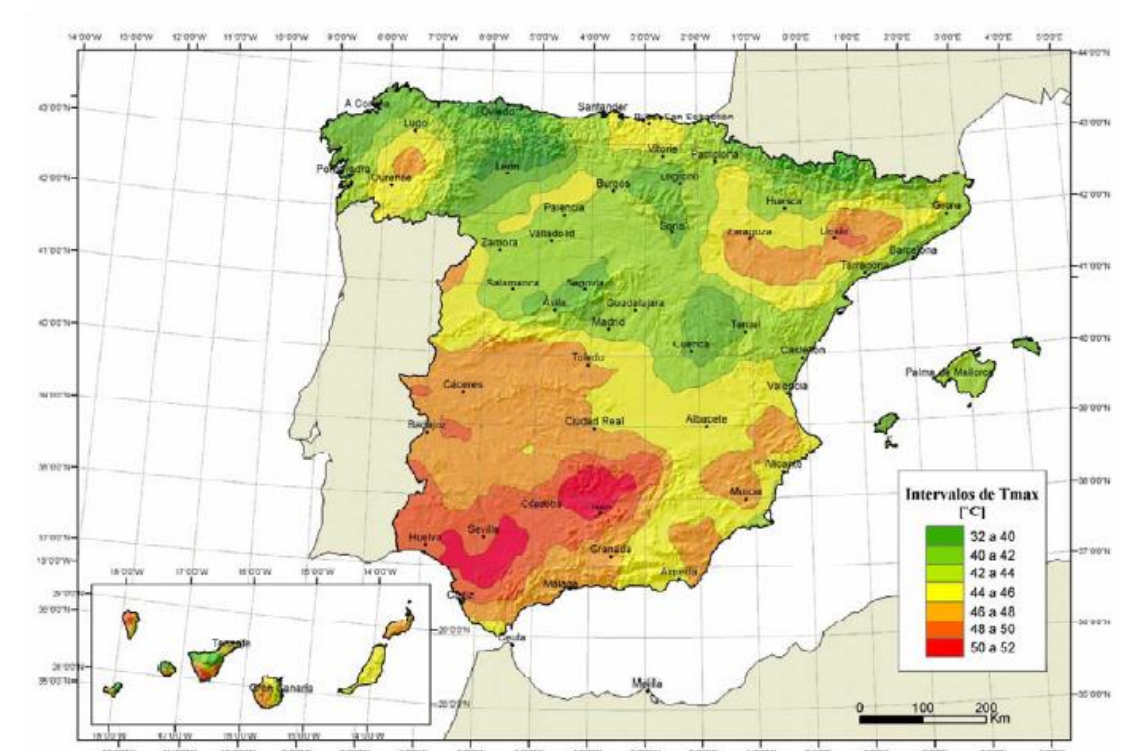


Figura 4.3-a Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [°C]



Figura 4.3-b Zonas climáticas de invierno

Para periodos de retorno diferentes de 50 años, se deben de ajustar los valores de $T_{\max,p}$ y $T_{\min,p}$ según las expresiones siguientes:

$$T_{\max,p} = T_{\max} \cdot [k_1 - k_2 \cdot \ln(-\ln(1-p))]$$
$$T_{\min,p} = T_{\min} \cdot [k_3 + k_4 \cdot \ln(-\ln(1-p))]$$

Siendo p el inverso del periodo de retorno y considerando para los coeficientes los valores siguientes: $k_1 = 0,781$; $k_2 = 0,056$; $k_3 = 0,393$ y $k_4 = 0,156$.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años ($p=0,01$).

Para situaciones transitorias, se tomarán los periodos de retorno indicados en la tabla 4.2-a de la Instrucción IAP-11, salvo que se justifiquen adecuadamente otros valores.

Componente uniforme de temperatura

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e,\min}$ y un valor máximo $T_{e,\max}$ que se determinarán a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

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

donde:

- $T_{\min}$

Valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado anterior
- $T_{\max}$

Valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno según se indica en el apartado anterior.

Con los valores de $\Delta T_{e,\min}$ y $\Delta T_{e,\max}$ indicados en la tabla 4.3-b de la Instrucción IAP-11, que se recoge a continuación:

TABLA 4.3-b Valores de $\Delta T_{e,\min}$ y $\Delta T_{e,\max}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

Tipo de tablero	$\Delta T_{e,\min}$ (°C)	$\Delta T_{e,\max}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Rango de la componente uniforme de temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

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

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,\text{con}}$ será:

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

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación $\Delta T_{N,\text{exp}}$ será:

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

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0 = 15$ °C.

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se realizará considerando como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,\text{con}}+15)$ °C, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,\text{exp}}+15)$ °C.

Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,\text{con}}+5)$ °C y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,\text{exp}}+5)$ °C, en los casos siguientes:

- En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
- En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

En el cálculo de los recorridos de apoyos y de juntas se tendrán en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del punto fijo en cada fase de construcción.

b) *Componente de la diferencia de temperatura*

Diferencia vertical

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor de máximo enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero.

Para tableros de acero (Tipo 1) o tableros de hormigón (Tipo 3), los valores $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$ serán los que figuran en la tabla 4.3-d. de la Instrucción IAP-11, que se recoge a continuación:

TABLA 4.3-d Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3

Tipo de tablero	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
– Sección cajón	10	5
– Sección de vigas	15	8
– Sección losa	15	8

La diferencia vertical de temperatura está muy influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Los valores dados en la tabla 4.3-d de la Instrucción IAP-11 corresponden a un espesor de pavimento de 50 mm. Para espesores diferentes, será necesario aplicar un factor corrector k_{sur} dado en la tabla 4.3-e. de la Instrucción IAP-11 que se recoge a continuación:

TABLA 4.3-e Coeficiente k_{sur} de influencia del tipo y espesor de pavimento

Espesor del pavimento	Tablero Tipo 1		Tablero Tipo 3	
	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento	1,6	0,6	1,5	1,0

Espesor del pavimento	Tablero Tipo 1		Tablero Tipo 3	
	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría	Fibra superior más caliente	Fibra superior más fría
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. Este hecho se produce en tableros que presentan una orientación próxima a la este-oeste, con mayor soleamiento general en la cara sur.

También se produce en puentes con orientación próxima a la norte-sur, con un mayor soleamiento en el lado este al amanecer con un máximo en los meses de verano, y en el lado oeste al atardecer con un máximo en los meses de invierno.

En aquellos casos en que esta acción pueda dar lugar a efectos estructurales o funcionales significativos, se considerarán los valores característicos de la diferencia de temperatura entre las dos caras laterales extremas del tablero definidos en la tabla 4.3-f de la Instrucción IAP-11, donde l_v es la longitud del voladizo y h_a es la proyección del paramento lateral del tablero sobre el plano vertical, que se recoge a continuación:

TABLA 4.3-f Diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero

Tablero Tipo 1 y Tipo 2		Tablero Tipo 3	
$L_v \leq 2 \cdot h_a$	$L_v > 2 \cdot h_a$	$L_v \leq 2 \cdot h_a$	$L_v > 2 \cdot h_a$
18°C	-	5°C	-

Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si 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 la diferencia de temperatura, $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

Siendo $\omega_N = 0,35$ y $\omega_M = 0,75$

Estas expresiones dan lugar a ocho posibles formas de considerar la concomitancia de las distintas componentes de la acción térmica, de las que se elegirán las que den lugar a los efectos más desfavorables para el elemento en estudio.

13.3.3.3.2. Acción térmica en pilas

Se deberán considerar los efectos de la acción térmica en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerará, para pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5 °C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerará, además, una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15 °C.

13.3.3.3.4. Nieve

En general, sólo será necesario considerar la sobrecarga de nieve en puentes situados en zonas de alta montaña o durante la construcción.

Como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre superficies de tableros de puentes se adoptará el siguiente:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k$$

siendo

s_k Sobrecarga característica de nieve sobre un terreno horizontal. Su valor se obtiene de la tabla 4.4-a de la Instrucción IAP en función de la zona climática y la altitud del terreno

13.3.3.4. Acciones Accidentales

13.3.3.4.1. Acciones Sísmicas

Se aplica la “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes (NCSP-07)”, aprobada en el Real Decreto 637/2007 de 18 de mayo. Esta norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en la realización de los diferentes proyectos.

Según el apartado 2.8 de la Norma NCSP-07, no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas en las situaciones siguientes:

- Cuando la aceleración sísmica horizontal básica a_b del emplazamiento sea inferior a 0,04 g; siendo g la aceleración de la gravedad.
- Cuando la aceleración sísmica horizontal de cálculo a_c sea inferior a 0,04 g.

La Norma NCSP-07 considera que una aceleración sísmica básica inferior a 0,04 g no genera solicitaciones peores que las demás hipótesis de carga, dada la diferencia de coeficientes de seguridad y de acciones simultáneas que deben considerarse con el sismo.

El valor de la aceleración sísmica básica, expresada en relación al valor de la gravedad g, se fija para cada zona del territorio español por medio del mapa de peligrosidad sísmica que se incluye en el

apartado 3.4. de la Norma NCSP-07 y cuyo listado por términos municipales para valores iguales o superiores a 0,04 g se recoge en el Anejo 1 de la citada norma. Este valor es característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un período de retorno de 500 años.

Tanto el citado mapa como el listado de términos municipales incluyen además el coeficiente K de contribución, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

En este caso, para los términos municipales del Proyecto (El Prat, Cornellá, Sant Boi, Sant Joan Despí y Sant Vicenç dels Horts), como se puede ver en el Anejo 4 “Efectos sísmicos”:

$$a_b/g = 0,04$$

Se incluye a continuación el mapa de peligrosidad sísmica recogido en la NCSP-07:



De acuerdo con los criterios de aplicación de la “Norma de Construcción Sismorresistente: puentes (NCSP-07)”, aplicada en el Anejo 4, la aceleración de cálculo es la siguiente:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 0.077 \cdot g$$

13.3.3.4.2. Impacto contra sistemas de contención de vehículos

El posible impacto lateral de un vehículo contra el sistema de contención instalado se estudiará tomando en consideración datos de fabricantes procedentes de sus ensayos. Se seguirán las siguientes prescripciones del Artículo 5.1.2 de la IAP-11:

- Para el dimensionamiento transversal del tablero, se considerará que, simultáneamente con esta acción accidental, actúa una fuerza vertical debida a la presencia del vehículo de valor igual a $0.75 \cdot Q_{1k}$ ($0.75 \cdot 300 = 225$ kN), situada próxima a los anclajes del sistema de contención en la posición más desfavorable.
- Para el dimensionamiento local de los detalles en la zona del tablero donde se conecta el sistema de contención, se considerará una acción accidental igual a 1,5 veces el valor de la acción indicada más arriba, de forma que el tablero no será dañado en caso de impacto.
- El fabricante del sistema de contención garantizará que el sistema de fijación al tablero cuenta con de un dispositivo “fusible” que permita la sustitución o reparación del sistema de contención en caso de impacto sin afectar al tablero, asegurando que las fuerzas transmitidas al tablero no superan las indicadas en este punto.

13.3.4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

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

13.3.4.1. Acciones Permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k , excepto en el caso de la acción correspondiente al peso del pavimento, para la que se considerarán dos valores representativos con $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el apartado 3.3.1.2.

13.3.4.2. Acciones Permanentes de Valor no Constante (G*)

Únicamente se han considerado las acciones del terreno, de acuerdo con lo expuesto en el apartado 3.3.3.2.3.

13.3.4.3. Acciones Variables (Q)

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

- Valor característico Q_k : Valor de la acción cuando actúa aisladamente.

- Valor de combinación $\Psi_0 \cdot Q_k$: Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\Psi_1 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor cuasi-permanente $\Psi_2 \cdot Q_k$: Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los valores de los coeficientes Ψ son los siguientes:

Puentes de carretera (tabla 6.1-a IAP-11)

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

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

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

13.3.4.4. Acciones Accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considera un único valor representativo coincidente con el valor característico A_k .

13.3.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

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

13.3.5.1. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad γ se tomarán los siguientes valores básicos:

Tabla 6.2-b IAP-11

TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F (PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)			
ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.

(2) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.

(3) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

13.3.5.2. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

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

Tabla 6.2-c IAP-11

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F (ELS)			
ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

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

13.3.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”.

Las hipótesis de carga a considerar se formarán combinando los valores de cálculo de las acciones cuya actuación pueda ser simultánea, según los criterios generales que se indican a continuación.

13.3.6.1. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

13.3.6.1.1. Situaciones Persistentes y Transitorias

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{i \geq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{l > 1} Y_{Q,l} \cdot \Psi_{0,l} \cdot Q_{k,l}$$

donde:

- $G_{k,i}$ = Valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,j}^*$ = Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$ = Valor característico de la acción variable dominante
- $\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ = Valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

Se realizarán tantas hipótesis como sea necesario, considerando en cada una de ellas una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

13.3.6.1.2. Situaciones Accidentales

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{i \geq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + Y_A \cdot A_k$$

donde:

- $G_{k,i}, G_{k,j}^*$ = Valores representativos de las acciones permanentes
- $\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor frecuente de la acción variable dominante
- $\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ = Valores casi-permanentes de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante y la acción accidental
- A_k = Valor característico de la acción accidental

13.3.6.1.3. Situación Sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + A_{Ed}$$

donde:

- $G_{k,j}$ = Valores representativos de las acciones permanentes
- $G_{k,m}^*$ = Valores representativos de cada acción permanente de valor no constante

$\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ = Valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según tabla 6.1-a de la Instrucción IAP-11)

A_{Ed} = Valor de cálculo de la acción sísmica

13.3.6.2. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Para estos estados se considerarán únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{i \leq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{i \leq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + Y_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{i \leq 1} Y_{G,i} \cdot G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} Y_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

13.3.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

13.3.7.1. Materiales

13.3.7.1.1. Hormigón

Dado que en principio no se ha encontrado agresividad ni en el suelo ni en el agua según el Proyecto Original y el Modificado, se tomarán lo siguientes hormigones para las diferentes Estructuras (sujeto a cambios en Proyecto de Construcción después de campaña geotécnica prevista):

- Hormigón de limpieza HL-150
- Hormigón en zapatas, encepados y losas de transición HA-30/P/20/IIa
- Hormigón en pilotes HA-30/F/20/IIa
- Hormigón en alzados y losas superiores HA-30/P/20/IIIa
- Hormigón en vigas prefabricadas HA-50/P/12/IIIa
- Hormigón en losas postesadas HA-50/P/20/IIIa

13.3.7.1.2. Acero pasivo

Para todos los elementos se considera acero B 500 S.

13.3.7.1.3. Acero activo

Para todos los elementos se considera acero Y-1860-S7.

13.3.7.1.4. Acero estructural

13.3.7.1.4.1. *Generalidades*

Las características de los aceros estructurales empleados deberán responder a las siguientes normas:

- Para acero en chapas y perfiles laminados empleados en la construcción del cajón metálico, rigidizadores y diafragmas, según norma UNE-EN 10025: “Productos laminados en caliente de acero para estructuras”.
- Para los perfiles tubulares acabados en caliente: UNE-EN 10210: “Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino”.
- Para perfiles tubulares conformados en frío: UNE-EN 10219: “Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío, de acero no aleado y de grano fino”.

13.3.7.1.4.2. *Características comunes a todos los aceros estructurales*

Se consideran los siguientes valores:

Módulo de elasticidad	$E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Módulo de elasticidad transversal	$G_a = 81.000 \text{ N/mm}^2$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Coeficiente de dilatación térmica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} [^\circ\text{C}]^{-1}$
Densidad	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

A efectos de cálculo, se idealiza el diagrama tensión-deformación, adoptando el correspondiente a un material elastoplástico.

13.3.7.1.4.3. *Acero para perfiles laminados abiertos y chapas*

Para los rigidizadores y vigas transversales fabricados a partir de perfiles laminados abiertos y chapas, se empleará acero del tipo S355 J2G3:

- Límite elástico: 355 N/mm²
- Tensión de rotura: 470 N/mm²

13.3.7.2. **Niveles de Control**

13.3.7.2.1. Elementos de hormigón estructural

El control de calidad de los elementos de hormigón abarca el control de materiales y el control de la ejecución.

13.3.7.2.1.1. *Control de materiales*

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE-08. La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

13.3.7.2.1.2. *Control de la ejecución*

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

13.3.7.2.1.3. *Niveles de control establecidos.*

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de la Instrucción EHE-08:

- Acero de armar y pretensar	
Todos los casos:	Normal
- Hormigón	
Todos los casos:	Estadístico
- Ejecución	
Todos los casos:	Intenso

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

13.3.7.3. **Coeficientes Parciales de Seguridad Para la Resistencia**

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

	SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	SITUACIONES ACCIDENTALES
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,30$
Acero de armar	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
Acero estructural	$\gamma_{m0} = 1,05$	$\gamma_{m0} = 1,05$
	$\gamma_{m1} = 1,10$	$\gamma_{m1} = 1,10$
	$\gamma_{m2} = 1,25$	$\gamma_{m2} = 1,25$

13.3.8. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

13.3.8.1. Estado límite de deformaciones de la estructura

De acuerdo con la Instrucción IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera los valores siguientes:

- L/1000 para puentes de carretera
- L/1200 para pasarelas o puentes con zonas peatonales

13.3.8.2. Contraflechas de ejecución

En puentes metálicos y mixtos, y en puentes de hormigón con luces importantes o montajes evolutivos, así como en aquellos casos en los que se produzcan deformaciones instantáneas o diferidas que pueden afectar a la apariencia o a la funcionalidad de la estructura, el proyecto deberá definir unas contraflechas de ejecución tales que, para la totalidad de la carga permanente y la mitad de los efectos reológicos, la geometría de la estructura se ajuste al máximo a la rasante teórica de proyecto.

Las contraflechas de ejecución serán en general verticales, aunque en ciertos casos puede ser necesario definir, además, contraflechas horizontales o contragiros transversales de la sección (en puentes curvos, por ejemplo).

En las secciones de apoyo y en las secciones de unión entre tramos de montajes evolutivos, el proyecto deberá definir los contragiros de ejecución que permitan garantizar, respectivamente, la adecuada nivelación de los aparatos de apoyo y sus cuñas y la correcta ejecución de las uniones, soldadas o atornilladas, entre tramos.

El proyecto definirá las distintas fases de ejecución y puesta en carga de la estructura para las que se ha obtenido las contraflechas y contragiros de ejecución. Cualquier variación del proceso o secuencias de montaje, respecto de lo establecido en proyecto, exigirá una nueva evaluación de las citadas contraflechas y contragiros.

Las deformaciones parásitas debidas al soldeo, en puentes metálicos y mixtos, o a las condiciones reales de ejecución del puente, deberán contrarrestarse mediante el seguimiento y adopción de medidas correctoras, durante las diferentes fases de ejecución, para minimizar las desviaciones de la geometría final (longitudinal y transversal) de la estructura respecto de la rasante teórica de proyecto.

Se comprobará que, bajo la actuación de la totalidad de las cargas permanentes y de las deformaciones diferidas, la geometría final del puente será tal que no se producen zonas de acumulación de agua, teniendo en cuenta el sistema de drenaje proyectado para la plataforma.

13.3.8.3. Estado límite de fisuración

13.3.8.3.1. Aparición de fisuras por compresión

En todas las situaciones persistentes y en las situaciones transitorias bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j}$$

donde:

σ_c Tensión de compresión del hormigón en la situación de comprobación.
 $f_{ck,j}$ Valor supuesto en el proyecto para la resistencia característica a j días (edad del hormigón en la fase considerada).

13.3.8.3.2. Fisuración por tracción. Criterios de comprobación

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

donde:

w_k Abertura característica de fisura
 $w_{m\acute{a}x}$ Abertura máxima de fisura definida en la tabla 49.2.4 de la Instrucción EHE-08

Esta comprobación sólo debe realizarse cuando la tensión en la fibra más traccionada supere la resistencia media a flexotracción $f_{ctm,fl}$ definida en el Artículo 39.1. de la Instrucción EHE-08.

Valores máximos de la abertura de fisura

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanqueidad, etc.), y bajo la combinación de acciones cuasipermanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes se muestran en la tabla 5.1.1.2. de la Instrucción EHE-08.

TABLA 5.1.1.2. (EHE-08)

Clase de exposición	W _{máx} (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
Ila, I Ib, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

APÉNDICE Nº1: FICHAS DE INSPECCIÓN DE ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA E-1



Estribo 1: Lado Norte / Estribo 2: Lado Sur (acorde con planos)

E-1 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN LATERAL DERECHO DE VIGA 1	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN LATERAL DERECHO DE VIGA 2	
	PINTADAS EN LATERAL DERECHO DE VIGA 3	
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 1	
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 2	
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	REPOSICIÓN DE LÁMINA DRENANTE DETERIORADA
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	
	DETERIORO EN IMPERMEABILIZACIÓN: TELA DRENANTE EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1	
	DETERIORO EN IMPERMEABILIZACIÓN: TELA DRENANTE EN TRASDÓS DE ESTRIBO 2	
	IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA SIN APLICAR EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1	
	IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA SIN APLICAR EN TRASDÓS DE ZONA SUPERIOR DE ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	APLICACIÓN DE IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA PARCIALMENTE DETERIORADA O INCOMPLETA
	DETERIORO EN CAPA DE IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA EN TRASDÓS DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	
	ARMADO EN ESPERA EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 1 A LA VISTA	
	ARMADO EN ESPERA EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 2 A LA VISTA	
	NIDOS DE GRAVA/COQUERAS EN ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	REPARACIÓN DE NIDOS DE GRAVA MEDIANTE TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, MEDIANTE MORTERO TIPO R-2
	RESTOS DE OBRA: TABLONES EMBEDIDOS EN EL HORMIGÓN EN ZÓCALO DERECHO DEL TABLERO	RETIRADA DE ELEMENTOS EMBEBIDOS EN EL HORMIGÓN Y POSTERIOR LIMPIEZA Y RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO TIPO R-2

No se ha hecho inspección en la estructura original

ESTRUCTURA E-2



Estribo 1: Lado Noroeste / E2: Lado Sureste (acorde con los planos)

E-2 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	FALTA DE ARMADURA EN ESPERAS EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DEL ESTRIBO 1	REPOSICIÓN DE ARMADURAS DESAPARECIDAS MEDIANTE ANCLAJE QUÍMICO CON NUEVAS BARRAS CORRUGADAS
	ARMADURAS EN ESPERAS EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 1 A LA VISTA	LIMPIEZA DE ARMADURAS EN ESPERA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y POSTERIOR PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	ARMADURAS EN ESPERA EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 2 A LA VISTA	
	VEGETACIÓN ARBÓREA EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1	
	VEGETACIÓN HERBÁCEA/ARBUSTIVA EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1	
	VEGETACIÓN ARBÓREA EN TRASDÓS Y CORONACIÓN DE ESTRIBO 2	
	VEGETACIÓN HERBÁCEA/ARBUSTIVA EN TRASDÓS Y CORONACIÓN DE ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	CAPA DE IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA SIN APLICAR EN TRASDÓS DE MURO IZQUIERDO DE ESTRIBO 1	
	CAPA DE IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA SIN APLICAR EN TRASDÓS DE MURO IZQUIERDO DE ESTRIBO 2	
	FALTA DE LÁMINA DRENANTE EN TRASDÓS DE ACOMPAÑAMIENTOS DE ESTRIBO 1	
	FALTA DE LÁMINA DRENANTE EN TRASDÓS DE ESTRIBO 2	
	FIJACIÓN INSUFICIENTE DE LÁMINA DRENANTE A TRASDÓS DE ESTRIBO 1	INSTALACIÓN DE LÁMINA DRENANTE DETERIORADA O PENDIENTE DE EJECUTAR
	AUSENCIA DE TUBO DREN EN BASE DE TRASDÓS DE AMBOS ESTRIBOS	
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DE ESTRIBO 1 Y EN ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DE ESTRIBO 2 Y EN ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	

E-2 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS*	REPARACIONES
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADAS EN VIGA 1, EN CENTRO DE LUZ	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADAS EN VIGA 1, A 1 M DE ESTRIBO 2	
	DESCONCHÓN Y SALTADO CON ARMADURA IMPLICADA EN VIGA 1, A 4,30 M DE ESTRIBO 2	
	SALTADO CON ARMADURA VISTA EN ACOMPAÑAMIENTO DERECHO DEL ESTRIBO 1	
	ARMADURA VISTA EN LATERAL DERECHO DE LA LOSA DE COMPRESIÓN	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4. POSTERIORMENTE SE PROCEDERÁ A LA APLICACIÓN DE INHIBIDOR MIGRATORIO DE LA CORROSIÓN AMBOS LATERALES DE LA LOSA DE COMPRESIÓN DEL TABLERO
	PEQUEÑOS DESCONCHONES SIN ARMADURA VISTA EN VIGAS 2, 3, 4 Y 5, APROXIMADAMENTE A MITAD DE LUZ	
	TALADROS CON DESCONCHONES SIN ARMADURA IMPLICADA ASOCIADOS TRAS RETIRADA DE ANTIGUA CANALIZACIÓN	
	PINTADAS EN ESTRIBOS Y ACOMPAÑAMIENTOS DEL LADO IZQUIERDO	
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma

ESTRUCTURA E-3



Estribo 1: Lado Castelldefels / Estribo 2: Lado Cornellá (acorde con planos)

E-3 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	SOLO SE HA HECHO LA CIMENTACIÓN JUNTO A LOS ACOMPAÑAMIENTOS IZQUIERDOS Y EL ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL. RESTO DE ESTRUCTURA PENDIENTE DE EJECUTAR	

E-3 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS *	REPARACIONES
	PINTADAS EN ESTRIBO 1	LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN Y POSTERIOR APLICACIÓN DE TRATAMIENTO PROTECTOR MEDIANTE INHIBIDOR MIGRATORIO DE LA CORROSIÓN
	PINTADAS EN ESTRIBO 2	
	PINTADAS EN PILA 1	
	PINTADAS EN PILA 2	
	HUMEDADES EN MURO FRONTAL DE AMBOS ESTRIBOS	
	ENNEGRECIDOS GENERALIZADOS EN TABLERO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHONES/SALTADOS CON ARMADURA IMPLICADA EN ESTRIBO 2, LADO IZQUIERDO	
	DESCONCHONES/SALTADOS CON ARMADURA IMPLICADA EN ESTRIBO 2, LADO DERECHO	
	DESCONCHONES CON ARMADURA IMPLICADA EN ALA INFERIOR DE VIGA LATERAL DERECHA DEL TABLERO EN VANO 3	
	DESCONCHONES CON ARMADURA IMPLICADA EN ALA INFERIOR DE VIGA LATERAL DERECHA DEL TABLERO EN VANO 1	
	DESCONCHONES CON ARMADURA IMPLICADA EN CARGADERO DE PILA 1, LATERAL DERECHO	NUEVO GUNITADO
	DESCONCHONES CON ARMADURA IMPLICADA EN CARGADERO DE PILA 2, LATERAL DERECHO	
	DESPRENDIMIENTO DE GUNITADO JUNTO A ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	
	MALLAZO A LA VISTA EN GUNITADO JUNTO A ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	
	CÁRCAVA POR AUSENCIA DE BAJANTE PREFABRICADA DE HORMIGÓN Y VERTIDO DE ESTRUCTURA L.A.V. EN ZONA DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	
	DETERIOROS EN LOS ALREDEDORES DE LAS JUNTAS DE AMBAS CALZADAS EN LOS DOS ESTRIBOS	REPARACIÓN MEDIANTE RELLENO Y COMPACTACIÓN, EJECUCIÓN DE BAJANTE CON PIEZAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN Y CUNETAS DE HORMIGÓN PARA EL ENCAUZAMIENTO DE LAS AGUAS.
		INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma

ESTRUCTURA E-4



Estribo 1: Lado Castelldefels / Estribo 2: Lado Cornellá (acorde con planos)

E-4 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	RESTOS DE ENCONFRADO SIN RETIRAR EN LATERAL IZQUIERDO DE LA ESTRUCTURA	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA POR MEDIOS MANUALES
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN EL LATERAL IZQUIERDO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERONES EN FORMA DE ANGULAR DE 40x40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y
	AUSENCIA DE GOTERONES EN JUNTA CON ESTRUCTURA ORIGINAL	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI

E-4 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS *	REPARACIONES
	PINTADAS GENERALIZADAS EN HASTIALES Y ALETAS DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN EL LATERAL DERECHO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERONES EN FORMA DE ANGULAR DE 40x40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma.

ESTRUCTURA E-5 ENSANCHE CALZADA CASTELLDEFELLS



Estribo 1: Lado Cornellà /Estribo 2: Lado Castelldefells (acorde con planos)

E-5 CALZADA CASTELLDEFELLS (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PEQUEÑOS DESCONCHONES SIN ARMADURA IMPLICADA EN CARA INFERIOR DE VIGA 2	REPARACIÓN DE DESCONCHONES SIN ARMADURA VISTA EN HORMIGÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	PINTADA EN ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE EN LAS MISMAS Y PINTURA ANTIGRAFITI EN PARAMENTOS EXTERIORES
	ENNEGRECIDO GENERALIZADO EN FIBRA INFERIOR DEL TABLERO Y AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE ENNEGRECIDOS MEDIANTE LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	TIERRA ACUMULADA JUNTO A ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO SUCIEDAD BAJO EL TABLERO	RETIRADA ACUMULACIÓN DE TIERRA Y SUCIEDAD MEDIANTE MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES

No se ha hecho inspección en la estructura original

ESTRUCTURA E-5 ENSANCHE CALZADA CORNELLÀ



Estribo 1: Lado Castelldefells / Estribo 2: Lado Cornellà (acorde con planos)

E-5 CALZADA CORNELLÀ (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN VIGA LATERAL DERECHA	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE EN LAS MISMAS Y PINTURA ANTIGRAFITI EN PARAMENTOS EXTERIORES
	AUSENCIA DE LÁMINA DRENANTE EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1	REPOSICIÓN DE LÁMINA DRENANTE DETERIORADA/AUSENTE
	LÁMINA DRENANTE DETERIORADA EN TRASDÓS DE ESTRIBO 2	
	VEGETACIÓN ARBUSTIVA EN TRASDÓS DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN MEDIANTE MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	ARMADURAS EN ESPERA PARA EJECUCIÓN DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	LIMPIEZA DE ARMADURAS EN ESPERA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y POSTERIOR PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	RESTOS DE OBRA: TABLONES SIN RETIRAR EN COROCACIÓN DE MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 1	RETIRADA MEDIANTE MEDIOS MANUALES
	ROTURA DE GEOTEXTIL DE TUBO DREN EN BASE DE TRASDÓS DE ESTRIBO1	REPOSIÓN GEOTEXTIL DEL TUBO DREN

No se ha hecho inspección en la estructura original

ESTRUCTURA E-6 ENSANCHE CALZADA CASTELLDEFELLS (CALZADA IZQUIERDA)



Estribo 1: Lado Castelldefells / Estribo 2: Lado Cornellà (acorde con planos)

E-6 CALZADA CASTELLDEFELLS (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	HUMEDADES/ESCURRIDOS EN ESTRIBO 2 POR FALTA DE ESTANQUEIDAD EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO	LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 DE ESTRIBO 2: PUNTALES Y ENCOFRADOS	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA MEDIANTE MEDIOS MECANICOS Y/O MANUALES
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 SOBRE PILA 8: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 SOBRE PILA 7: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 SOBRE PILA 6: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 SOBRE PILA 5: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2, 2-3 Y 3-4 SOBRE PILA 4: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2, 2-3 Y 3-4 SOBRE PILA 3: PUNTALES Y TABLONES	
	MALLA DE SEGURIDAD SIN RETIRAR EN TRAMO 6, EN ENTREVIGADO 1-2	PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	TABLÓN EMBEBIDO EN EL HORMIGÓN EN PILA 8, CARA DE SALIDA	
	DESCONCHONES SIN ARMADURA VISTA EN ALA SUPERIOR DE LAS VIGAS DE TODOS LOS VANOS EJECUTADOS, EN ZONAS DE FUACIÓN TRAS RETIRADA DE LA MALLA DE SEGURIDAD	
	FALTA DE DESAGÜES EN TABLERO EN VANOS 6 Y 8	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON SONDA A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	SUCIEDAD ACUMULADA EN NUEVOS DESAGÜES EN TABLERO	LIMPIEZA DE DESAGÜES MEDIANTE CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	VEGETACIÓN ARBUSTIVA BAJO VANO 9 EN LADO IZQUIERDO	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	PINTADAS EN VIGAS 1 Y 2 DE VANO 9 SOBRE EL ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS GENERALIZADAS EN ESTRIBO 2	
	PINTADAS EN PILA 8	
	PINTADAS EN PILA 7	
	PINTADAS EN PILA 6	
	PINTADAS EN PILA 5	LIMPIEZA DE ARMADURAS EN ESPERA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y POSTERIOR PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	PINTADAS EN PILA 4	
	PINTADAS EN PILA 3	
	ARMADURAS EN ESPERA, PARA LOSA DE COMPRESIÓN, EN CORONACIÓN DE VIGA 1 ENTRE LOS VANOS 4 A 9	
	ARMADURAS EN ESPERA, PARA LOSA DE COMPRESIÓN, EN CORONACIÓN DE VIGAS 2, 3 Y 4 EN VANO 4	
	ARMADURAS EN ESPERA DE LOSA DE COMPRESIÓN PARA UNIÓN DE TABLERO ENSANCHADO CON EL ORIGINAL ENTRE LOS VANOS 5 A 9	

E-6 CALZADA CASTELLDEFELLS (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS*	REPARACIONES
	BARRAS SIN CORTAR EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 8, CARA DE SALIDA, CON PILA ORIGINAL DEL LADO IZQUIERDO	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA MEDIANTE MEDIOS MECANICOS Y/O MANUALES
	RESTOS DE OBRA SIN ELIMINAR: POREXPAN EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 8, CARA DE SALIDA, CON PILA ORIGINAL DEL SILLAR EN CORONACIÓN DE PILA 8 , CARA DE SALIDA, JUNTO A ESTRUCTURA ENSANCHADA DEL LADO IZQUIERDO ROTO	INYECCIÓN CON LECHADA DE CAL EN FISURAS Y RECOMPOSICIÓN GEOMÉTRICA CON MORTERO DE CAL
	SILLAR EN CORONACIÓN DE PILA 8 , CARA DE ENTRADA, JUNTO A ESTRUCTURA ENSANCHADA DEL LADO IZQUIERDO	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, CON MORTERO TIPO R-2
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE JUNTA DE PILA 7, CARA SALIDA, CON PILA ORIGINAL	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE JUNTA DE PILA 8, CARA ENTRADA, CON PILA ORIGINAL	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE ESTRIBO 2 CON ESTRUCTURA ORIGINAL DEL LADO IZQUIERDO	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 8, CARA DE SALIDA, CON PILA ORIGINAL DEL LADO IZQUIERDO	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 7, CARA ENTRADA, CON PILA ORIGINAL	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 6, CARA SALIDA, CON PILA ORIGINAL	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 6, CARA ENTRADA, CON PILA ORIGINAL	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 5, CARA SALIDA, CON PILA ORIGINAL	
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 4, CARA ENTRADA, CON PILA ORIGINAL	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	SUPERFICIE DEGRADADA EN ZONA DE UNIÓN DE PILA 3, CARA ENTRADA, CON PILA ORIGINAL	
	PINTADAS GENERALIZADAS EN ESTRIBOS ACOMPAÑAMIENTOS Y PILAS	
	TALADROS FALLIDOS EN ZONA DE ENSANCHE DE TABLERO	LIMPIEZA Y POSTERIOR RELLENO CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DEGRADACIÓN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE ESTRIBO1	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	DETERIOROS EN LOS ALREDEDORES DE LA JUNTA DE ESTRIBO 1	
	DEGRADACIÓN/REPARACIONES DEFICIENTES EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 1	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 1	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 2	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 3	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 4	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 5	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 6	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 7	
	DEGRADACIÓN/REPARACIONES DEFICIENTES EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 7	
	DEGRADACIÓN/REPARACIONES DEFICIENTES EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 8	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 8	
	DEGRADACIÓN/REPARACIONES DEFICIENTES EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE ESTRIBO 2	

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma

ESTRUCTURA E-6 ENSANCHE CALZADA CORNELLÀ(CALZADA DERECHA)



Estribo 1: Lado Castelldefels / Estribo 2: Lado Cornellà (acorde con planos)

E-6 CALZADA CORNELLÀ (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 2-3 DE E2: PUNTALES, ENCOFRADOS, TABLÓN Y BARRAS	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA MEDIANTE MEDIOS MECANICOS Y/O MANUALES
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 2-3 SOBRE PILA 8: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 2-3 SOBRE PILA 7: PUNTALES, ENCOFRADOS Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 2-3 SOBRE PILA 6: PUNTALES Y ENCOFRADO	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 2-3 SOBRE PILA 5: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 Y 2-3 SOBRE PILA 4: PUNTALES Y TABLONES	
	RESTOS DE OBRA SIN RETIRAR EN ENTREVIGADO 1-2 Y 2-3 SOBRE PILA 3: PUNTALES	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	VEGETACIÓN ARBUSTIVA BAJO VANO 6	
	VEGETACIÓN ARBÓREA BAJO VANO 9	
	VEGETACIÓN ARBÓREA JUNTO A PILA 7, CARA DE SALIDA	
	DESCONCHONES SIN ARMADURA VISTA EN ALA SUPERIOR DE LAS VIGAS DE TODOS LOS VANOS EJECUTADOS, EN ZONAS DE FIJACIÓN TRAS RETIRADA DE LA MALLA DE SEGURIDAD	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHONES/SALTADOS EN ZONA DE UNIÓN DE ESTRIBO 2 CON ESTRIBO ORIGINAL	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORROO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	FALTA DE DESAGÜES EN TABLERO EN VANOS 5,6, 7 y 8	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON SONDA A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	SUCIEDAD EN NUEVOS DESAGÜES EN TABLERO	LIMPIEZA DE DESAGÜES MEDIANTE CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	PINTADAS EN VIGA 1 DE VANO 9 SOBRE EL ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS GENERALIZADAS EN ESTRIBO 2	
	PINTADAS EN PILA 8	
	PINTADAS EN PILA 7	
	PINTADAS EN PILA 6	
	PINTADAS EN PILA 5	
	PINTADAS EN PILA 4	
	PINTADAS EN PILA 3	LIMPIEZA DE ARMADURAS EN ESPERA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y POSTERIOR PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	ARMADURAS EN ESPERA, PARA LOSA DE COMPRESIÓN, EN CORONACIÓN DE VIGA 3 ENTRE LOS VANOS 4 A 9	
	ARMADURAS EN ESPERA, PARA LOSA DE COMPRESIÓN, EN CORONACIÓN DE VIGAS 1 y 2 EN VANO 4	
	ARMADURAS EN ESPERA DE LOSA DE COMPRESIÓN PARA UNIÓN DE TABLERO ENSANCHADO CON EL ORIGINAL ENTRE LOS VANO 5 A 9	

E-6 CALZADA CORNELLÀ (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS *	REPARACIONES
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADA EN CARA DE ENTRADA DE PILA 8, LADO DERECHO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORROO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	SUCIEDAD GENERALIZADA EN PARAMENTOS DE PILAS Y ESTRIBOS	LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	TALADROS FALLIDOS EN ZONA DE ENSANCHE DE TABLERO	REPARACIÓN MEDIANTE LIMPIEZA Y POSTERIOR RELLENO CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 1	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 4	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 5	
	DEGRADACIÓN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 5	
	FISURACIÓN LONGITUDINAL/PÉRDIDA DE ESTANQUEIDAD EN EN JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO SOBRE PILA 7	

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma

ESTRUCTURA E-7 ENSANCHE CALZADA CORNELLÀ (DERECHA)



E1: Lado Castelldefels / E2: Lado Cornellà (acorde con planos)

E-7 CALZADA CORNELLÀ (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN ESTRIBO 1	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORROO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHONES CON ARMADURA VISTA EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1, EN ZONA DE UNIÓN CON ALETA	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
E-7 CALZADA CORNELLÀ (ESTRUCTURA ORIGINAL)	VEGETACIÓN ARBÓREA EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1	LIMPIEZA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y POSTERIOR PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	ARMADO EN ESPERA EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 1	

E-7 CALZADA CORNELLÀ (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS	REPARACIONES
	VER E-7 CALZADA DE CASTELLDEFELS (NUEVA ESTRUCTURA)	

ESTRUCTURA E-7 ENSANCHE CALZADA CASTELLDEFELS (IZQUIERDA)



Estribo 1: Lado Castelldefels / Estribo 2: Lado Cornellà (acorde con planos)

E-7 CALZADA CASTELLDEFELS (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ALETAS DEL LADO IZQUIERDO	SELLADO E INYECCIÓN DE FISURAS EN HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE RESINA EPOXI. PREVIAMENTE SE REALIZARÁ LA APERTURA DE LAS MISMAS EN FORMA DE "V" Y SE LIMPIARÁ EL POLVO MEDIANTE SOPLADO Y AGUA A PRESIÓN
	FUSURAS INCLINADAS EN A11 DE ABERTURA 0,30 MM, UBICADAS A 1,5 M Y 3 M DEL EXTREMO DE LA ALETA	LIMPIEZA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y POSTERIOR PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	ARMADO EN ESPERA EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 1	

E-7 CALZADA CASTELLDEFELS (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS*	REPARACIONES
	DEGRADACIÓN EN JE1, CALZADA DERECHA	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	FISURA LONGITUDINAL EN FIRME EN CALZADA IZQUIERDA, EN ENTRADA	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	SALTADOS CON ARMADURA VISTA EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORROO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4. POSTERIORMENTE SE APLICARÁ UN TRATAMIENTO PROTECTOR DEL HORMIGÓN MEDIANTE UN INHIBIDOR MIGRATORIO DE LA
	SALTADO EN LATERAL IZQUIERDO DE ESTRIBO 1	AL PERTENECER A LA IMPOSTA NO VA A SER NECESARIA SU REPARACIÓN, YA QUE SERÁ DEMOLIDA PARA LA EJECUCIÓN DEL ENSANCHE DEL TABLERO
	DESCONCHÓN CON ARMADURA VISTA POR IMPACTO DE FIBRA INFERIOR DEL TABLERO, LADO IZQUIERDO	ELIMINACIÓN DE SUCIEDAD MEDIANTE LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	DESCONCHONES/SALTADOS CON ARMADURA VISTA EN ESTRIBO 2, LADO DERECHO	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN Y POSTERIOR APLICACIÓN DE TRATAMIENTO PROTECTOR DEL
	DESCONCHONES/FALTA DE RECUBRIMIENTO EN LATERAL IZQUIERDO DEL TABLERO, IMPOSTA	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	ENNEGRECIDO GENERALIZADO EN AMBOS ESTRIBOS	SELLADO E INYECCIÓN DE GRIETA EN HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LECHADA DE CEMENTO. PREVIAMENTE SE REALIZARÁ LA APERTURA DE LA MISMA EN FORMA DE "V" Y SE LIMPIARÁ EL POLVO MEDIANTE SOPLADO Y AGUA A PRESIÓN
	PINTADAS EN ESTRIBO 1	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, CON MORTERO TIPO R-2
	PINTADAS EN ESTRIBO 2, ZONA DE HORMIGÓN	
	PINTADAS EN ESTRIBO 2, ZONA DE MAMPOSTERÍA	
	GRIETA VERTICAL EN ESTRIBO 1	
	DEGRADACIÓN SUPERFICIAL DEL HORMIGÓN EN LADO IZQUIERDO DE ESTRIBO 1	
	DEGRADACIÓN SUPERFICIAL DEL HORMIGÓN MURO LATERAL IZQUIERDO DE ESTRIBO 2	
	DEGRADACIÓN SUPERFICIAL DEL HORMIGÓN EN ZONA INFERIOR DEL ESTRIBO 2	

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma

ESTRUCTURA E-11 CALZADA CORNELLÀ

Fecha de Inspección: 05/02/2020



Estribo 1:Lado Sur/ Estribo 2: Lado Norte (Acorde con los planos)

E-11 CALZADA CORNELLÀ (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN MUROS DE TIERRA ARMADA DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADA EN LATERAL DE TABLERO Y CORONACIÓN DE EATRIBO 1, EN LA ZONA DE JE1, LADO DERECHO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHÓN SIN ARMADURA IMPLICADA EN CORONACIÓN DE MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 1	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN EL LADO DERECHO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40X40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LADO DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	FALTA DE APRIETE DE TORNILLOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES EXTREMOS DE AMBOS PRETILES	APRIETE DE LOS TORNILLOS

ESTRUCTURA E-11 CALZADA CASTELLDEFELLS

Fecha de Inspección: 05/02/2020



Estribo 1:Lado Sur/ Estribo 2: Lado Norte (Acorde con los planos)

E-11 CALZADA CASTELLDEFELLS (NUEVA E	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN MUROS DE TIERRA ARMADA DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	NIDOS DE GRAVA EN AMBOS ESTRIBOS EN CORONACIÓN DE LOS MUROS DE TIERRA ARMADA	REPARACIÓN MEDIANTE TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, CON MORTERO TIPO R-2
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN LADO DERECHO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40X40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LADO DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	FALTA DE APRIETE DE TORNILLOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES EXTREMOS DE PRETIL IZQUIERDO	APRIETE DE LOS TORNILLOS

ESTRUCTURA E-12 CALZADA CORNELLÀ

Fecha de Inspección: 05/02/2020



Estribo 1:Lado Sur/ Estribo 2: Lado Norte (Acorde con los planos)

E-12 CALZADA CORNELLÀ (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN MUROS DE TIERRA ARMADA DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTOS DE LADO DERECHO DE AMBOS ESTRIBOS	REPARACIÓN MEDIANTE TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, CON MORTERO TIPO R-2
	NIDOS DE GRAVA CON ARMADURA VISTA EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 1, LADO DERECHO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN
	DESCONCHÓN SIN ARMADURA IMPLICADA EN IMPOSTA, EN ZONA DE JE1 LATERAL DERECHO	
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40X40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	FALTA DE APRIETE DE TORNILLOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES EXTREMOS DE AMBOS PRETILES	APRIETE DE LOS TORNILLOS

ESTRUCTURA E-12 CALZADA CASTELLDEFELLS

Fecha de Inspección: 05/02/2020



Estribo 1:Lado Sur/ Estribo 2: Lado Norte (Acorde con los planos)

E-12 CALZADA CASTELLDEFELLS (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN MUROS DE TIERRA ARMADA DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTOS DE LADO IZQUIERDO DE AMBOS ESTRIBOS	
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN LADO IZQUIERDO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40X40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LADO IZQUIERDO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS DE JUNTA DE DILATACIÓN
	FALTA DE APRIETE DE TORNILLOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES EXTREMOS DE AMBOS PRETILES	APRIETE DE LOS TORNILLOS

ESTRUCTURA E-13



Estribo 1: Lado Sur / Estribo 2: Lado Norte (acorde con planos)

E-13 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS GENERALIZADAS EN AMBOS ESTRIBOS Y ALETAS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	VEGETACIÓN ARBÓREA SOBRE CORONACIÓN DE ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL IZQUIERDO	
	VEGETACIÓN HERBÁCEA SOBRE CORONACIÓN DE ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL IZQUIERDO	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	VEGETACIÓN HERBÁCEA Y ARBUSTIVA EN BASE Y SOBRE CORONACIÓN DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL IZQUIERDO	
	SUPERFICIE IRREGULAR EN ESCAMA DE MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 2, EN BASE Y CORONACIÓN	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, CON MORTERO TIPO R-2
	RESTOS DE OBRA: TABLONES/CUÑAS SIN ELIMINAR EN AMBOS ESTRIBOS	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES
E-13 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LADO IZQUIERDO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO
	FALTA DE APRIETE DE LOS TORNILLOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES EXTREMOS DEL PRETIL LATERAL IZQUIERDO	APRIETE DE LOS TORNILLOS DE FIJACIÓN

E-13 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS*	REPARACIONES
	ENNEGRECIDO GENERALIZADO EN FIBRA INFERIOR DEL TABLERO	ELIMINACIÓN MEDIANTE LIMPIEZA GENERALIZADA CON CHORRO DE AGUA A PRESIÓN
	PINTADAS GENERALIZADAS EN AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO
	DESCONCHÓN CON ROTURAS DE ARMADURAS ACTIVA Y PASIVA IMPLICADAS EN VIGA DEL LADO DERECHO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4. POSTERIORMENTE SE REALIZARÁ LA INSTALACIÓN DE REFUERZO CON FIBRA DE CARBONO O MEDIANTE LA INSTALACIÓN DE FORRO METÁLICO Y MACIZADO DE LA VIGA.
E-13 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DESCONCHONES CON ARMADURA IMPLICADA EN VIGA ANEXA A LA ANTERIOR	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4

* Son daños significativos detectados en la estructura original, si bien no se ha hecho una inspección completa de la misma

ESTRUCTURA E-14



Estribo 1: Lado Sur / Estribo 2: Lado Norte (acorde con planos)

E-14 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN MUROS DE TIERRA ARMADA DE AMBOS ESTRIBOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTO DE LADO DERECHO DE AMBOS ESTRIBOS	
	PINTADAS EN LATERAL EXTERIOR DE VIGA 1 SOBRE EL ESTRIBO 1	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	VEGETACIÓN ARBÓREA SOBRE CORONACIÓN DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	
	NIDOS DE GRAVA EN LATERAL IZQUIERDO DEL ESTRIBO 1	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, MEDIANTE MORTERO TIPO R-2
	NIDOS DE GRAVA CON ARMADURA VISTA EN CARA INFERIOR Y LATERAL DE LOSA DE COMPRESIÓN SOBRE ESTRIBO 1	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, APLICACIÓN DE CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	NIDOS DE GRAVA CON ARMADURA VISTA EN CARA INFERIOR DE LOSA DE COMPRESIÓN SOBRE ESTRIBO 2	
	DESCONCHÓN CON ARMADURA VISTA EN TRADOS DE MURO DE TIERRA ARMADA EN EL LATERAL DERECHO DEL ESTRIBO 1	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHÓN SIN ARMADURA VISTA EN MURO DE TIERRA ARMADA DEL ESTRIBO 1	
E-14 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DESCONCHÓN SIN ARMADURA VISTA EN ENCOFRADO PERDIDO EN ENTREVIGADO 2 SOBRE ESTRIBO 2	RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	RESTOS DE OBRA: BARRAS DE MONTAJE SIN CORTAR EN AMBOS ESTRIBOS	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES Y/O MECÁNICOS
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LADO DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO

ESTRUCTURA E-15



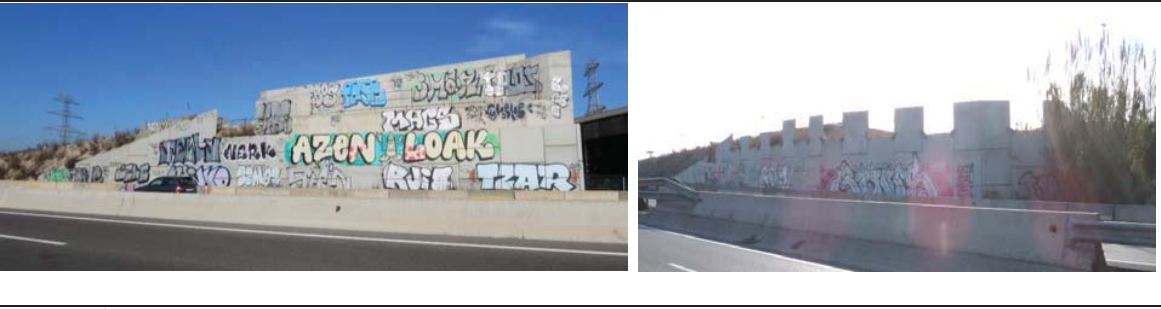
Estribo 1: Lado Noreste / Estribo 2: Lado Sureste (acorde con los planos)

E-15 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO
	FALTA DE APRIETE DE LOS TORNILLOS EN LA BASE DEL MONTANTE EXTREMO DEL PRETIL, EN SALIDA	APRIETE DE LOS TORNILLOS
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 1	
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN PILA 2	
	PINTADAS EN PILA 3	
	VALLA ANTIVANDÁLICA EN ESTRIBO 1 DETERIORADA/ROTA	REPOSICIÓN DE VALLA ANTIVANDÁLICA DETERIORADA
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN EL LATERAL IZQUIERDO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40x40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LADO IZQUIERDO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
E-15 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	RESTOS DE OBRA: ANCLAJES DE MONTAJE DE PILAS 1, 2 Y 3 SIN CORTAR	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES Y/O MECÁNICOS
	RESTOS DE OBRA: TABLONES DE MONTAJE SIN RETIRAR SOBRE ESTRIBOS Y PILAS	

E-15 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	DAÑOS*	REPARACIONES
	ROTURA EN JUNTA DE ESTRIBO 2	
	FALTA DE CONTINUIDAD EN ACERA EN JUNTA DE ESTRIBO 2	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO
	AUSENCIA DE DISPOSITIVO DE JUNTA DE DILATACIÓN EN PLATAFORMA SOBRE ESTRIBO 1	
	FALTA DE APRIETE DE LOS TORNILLOS EN LA BASE DE LOS MONTANTES EXTREMOS DEL PRETIL	APRIETE DE LOS TORNILLOS
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 1	
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	
	PINTADAS EN MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	
	PINTADAS EN AMBOS FUSTES DE PILA 2	
	PINTADAS EN AMBOS FUSTES DE PILA 3	
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADA EN VIGA IZQUIERDA DE VANO 4	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES, CHORREO CON AGUA Y ARENA A PRESIÓN, PASIVACIÓN DE ARMADURAS Y RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADA EN VUELO IZQUIERDO DE VANO 4	
	DESCONCHÓN CON ARMADURA IMPLICADA EN LATERAL DERECHO DE VANO 1 SOBRE PILA 1	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHONES SIN ARMADURA IMPLICADA EN CARA INFERIOR DE AMBAS VIGAS DE VANO 1	
	DESCONCHÓN SIN ARMADURA IMPLICADA EN CARA INFERIOR DE VIGA DERECHA DE VANO 2	RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	DESCONCHONES SIN ARMADURA IMPLICADA EN CARA INFERIOR DE AMBAS VIGAS DE VANO 4	
	VALLA ANTIVANDÁLICA EN E1 DETERIORADA/ROTA	REPOSICIÓN DE VALLA ANTIVANDÁLICA DETERIORADA
E-15 (ESTRUCTURA ORIGINAL)	AUSENCIA DE GOTERÓN EN EL LATERAL DERECHO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40x40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	RESTOS DE OBRA: BARRAS DE ANCLAJES A TABLERO SIN CORTAR EN VIGA IZQUIERDA DE VANO 4	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES Y/O MECÁNICOS
	RESTOS DE OBRA: TABLONES DE MONTAJE SIN RETIRAR SOBRE ESTRIBOS Y PILAS	
	CAJA DE COMUNICACIONES DEFICIENTEMENTE ANCLADA EN EL LATERAL DERECHO DEL TABLERO SOBRE LA PILA 3	FIJACIÓN DE CAJA DE COMUNICACIONES DEFICIENTEMENTE ANCLADA A LA ESTRUCTURA

* Se ha realizado inspección principal completa de la estructura original, si bien para poder hacer la inspección de los apoyos se requieren medios auxiliares de acceso

ESTRUCTURA E-17



Estribo 1:Lado Sur / Estribo 2: Lado Norte (según planos)

E-17 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA FRONTAL DE ESTRIBO 1	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL DERECHO	
	PINTADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL IZQUIERDO	
	PINTADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA FRONTAL DE ESTRIBO 2 y MURO DE TIERRA ARMADA	
	PINTADAS EN BASE DE MUROS DE TIERRA ARMADA DE ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	
	PINTADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA DE ACOMPAÑAMIENTO DORSAL IZQUIERDO	
	PINTADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA PARALELO A C-31G, EN TRADOS DE ESTRIBO 1	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES LIMPIEZA DE ARMADURAS MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y PASIVACIÓN DE ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	RESTOS DE OBRA/ MONTAJE SIN RETIRAR EN AMBOS ESTRIBOS	
	ARMADO EN ESPERA EN CORONACIÓN DE TRASDÓS DE ESTRIBO 2 A LA VISTA	
	VEGETACION HERBÁCEA EN LA PLATAFORMA DE AMBAS RAMPAS DE ACCESO	
	VEGETACIÓN ARBÓREA CRECIENDO JUNTO AL MURO DE TIERRA ARMADA DE ACOMPAÑAMIENTO FRONTAL DERECHO	

ESTRUCTURA E-18



Estribo 1: lado Norte / Estribo 2: Lado Sur (acorde con planos)

E-18 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	DESCONCHÓN SIN ARMADURA VISTA EN CORONACIÓN DE DETRIBO 1, LADO IZQUIERDO	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	TORNILLOS MAL APRETADOS EN MONTANTE EXTREMO DE PRETIL DERECHO SOBRE EL ESTRIBO 2	APRIETE DE LOS TORNILLOS
	TORNILLOS MAL APRETADOS EN MONTANTE EXTREMO DE PRETIL IZQUIERDO SOBRE EL ESTRIBO 1	

ESTRUCTURA E-19



Estribo 1: Lado Sureste / Estribo 2: Lado Noroeste (acorde con planos)

E-19 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS GENERALIZADAS EN ESTRIBO 1	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS GENERALIZADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 1	
	PINTADAS GENERALIZADAS EN ESTRIBO 2	
	PINTADAS GENERALIZADAS EN MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 2	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES
	ENCOFRADOS SIN RETIRAR EN CAMAS DE NIVELACIÓN DE AMBOS ESTRIBOS	
	ARMADO EN ESPERA PARA ZÓCALOS EN CORONACIÓN DE ESTRIBO 1	LIMPIEZA DE ARMADURAS EN ESPERA MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y PASIVACIÓN DE ARMADURAS
	ARMADO EN ESPERA PARA ZÓCALOS EN CORONACIÓN DE ESTRIBO 2	
	VEGETACIÓN ARBUSTIVA Y HERBÁBEA CRECIENDO EN LA BASE DEL MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 1	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	VEGETACIÓN ARBUSTIVA Y HERBÁBEA CRECIENDO EN LA BASE DEL MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 2	

ESTRUCTURA E-20



Estribo 1: Lado Sur / Estribo 2: Lado Norte (acorde con planos)

E-20 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN ESTRIBO 1 Y ACOMPAÑAMIENTOS	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ESTRIBO 2 Y ACOMPAÑAMIENTOS	
	RESTOS DE OBRA SIN CORTAR EN ESTRIBO 2: BARRAS DE MONTAJE Y CLAVOS	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES Y/O MECÁNICOS
	RESTOS DE OBRA SIN QUITAR: TABLÓN DE MONTAJE DE MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 2	
	DESCONCHÓN SIN ARMADURA IMPLICADA EN LATERAL IZQUIERDO DE VIGA	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN
	DESCONCHONES EN LATERAL IZQUIERDO DEL TABLERO SOBRE EL ESTRIBO 1 Y EN CORONACIÓN DE OREJA DEL LATERAL	
	NIDOS DE GRAVA EN CORONACIÓN DEL ESTRIBO 2	REPARACIÓN MEDIANTE TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN, TRAS SU LIMPIEZA, CON MORTERO TIPO R-2
	VEGETACIÓN HERBÁCEA Y ARBUSTIVA EN CORONACIÓN DE ALETAS	
	VEGETACIÓN HERBÁCEA CRECIENDO ATRAVÉS DE LAS JUNTAS DEL MURO FRONTAL DEL ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN EL LATERAL DERECHO DEL TABLERO	
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE: TALADRO CON SONDA A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	
	FALTA DE APRIETE EN TORNILLO EN SEGUNDO MONTANTE DE AMBOS PRETILES	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO
		APRIETE DE LOS TORNILLOS

ESTRUCTURA E-21

Fecha de Inspección: 06/02/2020



Estribo 1: Lado Suroeste / Estribo 2: Lado Noreste (acorde con planos)

E-21 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	PINTADAS EN: LATERAL DE VIGA DERECHA SOBRE ESTRIBO 1	ELIMINACIÓN DE PINTADAS MEDIANTE LA APLICACIÓN DE DECAPANTE Y PINTURA ANTIGRAFITI
	PINTADAS EN ESTRIBO 1 Y EN MURO DE TIERRA ARMADA INFERIOR	
	PINTADAS EN ESTRIBO 2 Y EN MURO DE TIERRA ARMADA INFERIOR	
	RESTOS DE OBRA SIN QUITAR: BARRAS DE MONTAJE EN AMBOS LATERALES DEL TABLERO	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES Y /O MECÁNICOS
	RESTOS DE MONTAJE DE OBRA SIN QUITAR EN TODOS LOS ACOMPAÑAMIENTOS	
	RESTOS DE OBRA: TABLONES SIN RETIRAR EN CORONACIÓN DE AMBOS ESTRIBOS	
	VEGETACIÓN ARBÓREA BAJO VANO 1 EN TERRAPLÉN DE ESTRIBO 2	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	FALTA DE RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS EN ESPALDÓN Y EN OREJETA DERECHA DE ESTRIBO 1, ASOCIADA CON NIDOS DE GRAVA	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DE REGULARIZACIÓN DEL HORMIGÓN CON MORTERO TIPO R-2. PREVIAMENTE SE LIMPIARÁN LAS ZONAS A REPARAR CON CHORRO DE AGUA/ARENA Y SE PASIVARÁN LAS ARMADURAS
	AUSENCIA DE GOTERÓN EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40X40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	AUSENCIA DE DESAGÜES EN LATERAL DERECHO DEL TABLERO	EJECUCIÓN DE DESAGÜES MEDIANTE:TALADRO CON Sonda A ROTACIÓN, INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC, MORTERO DE REGULARIZACIÓN EN EMBOCADURA Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO, INCLUYENDO LA INSTALACIÓN DE SUMIDERO Y REJILLA SOBRE EL DESAGÜE
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO
	OXIDO EN TACONES DE NIVELACIÓN DE APOYOS DE AMBOS ESTRIBOS	LIMPIEZA DE OXIDO MEDIANTE CHORRO DE ARENA Y APLICACIÓN DE PINTURA PROTECTORA

ESTRUCTURA E-22

Fecha de Inspección: 06/02/2020



Estribo 1: Lado Suroeste / Estribo 2: Lado Noreste (acorde con planos)

E-22 (NUEVA ESTRUCTURA)	DAÑOS	REPARACIONES
	TRATAMIENTO DE IMPERMEABILIZACIÓN ASFÁLTICA EN TRASDÓS DE ESTRIBO 1 DETERIORADO Y CON SUPERFICIES SIN	REPOSICIÓN DE LÁMINA DRENANTE DETERIORADA
	DESCONCHONES SIN ARMADURA VISTA EN ESQUINAS DE ESCAMAS DE MURO DE TIERRA ARMADA EN ESTRIBO 2	REPARACIÓN MEDIANTE PICADO Y LIMPIEZA MANUALES Y POSTERIOR RECONSTRUCCIÓN GEOMÉTRICA DE LA SECCIÓN CON MORTERO DE REPARACIÓN ESTRUCTURAL TIPO R-4
	RESTOS DE MONTAJE DE OBRA SIN QUITAR EN CORONACIÓN DE MURO DE TIERRA ARMADA DE ESTRIBO 2	RETIRADA DE RESTOS DE OBRA CON MEDIOS MANUALES Y/O MECÁNICOS
	RESTOS DE MONTAJE DE OBRA SIN QUITAR EN CORONACIÓN DE ALETAS DE ESTRIBO 1	
	VEGETACIÓN HERBÁCEA EN PLATAFORMA EN LA ZONA DE SALIDA, LADO IZQUIERDO	
	VEGETACIÓN ARBÓREA BAJO TABLERO Y JUNTO A LOS LATERALES DEL MISMO	ELIMINACIÓN DE VEGETACIÓN POR MEDIOS MECÁNICOS Y/O MANUALES
	VEGETACIÓN HERBÁCEA O ARBUSTIVA CRECIENDO O COLGANDO DE CORONACIÓN DE MUROS DE TIERRA ARMADA DE	
	VEGETACIÓN HERBÁCEA/ARBUSTIVA CRECIENDO A TRAVÉS DE LAS JUNTAS ENTRE ESCAMAS DE LOS MUROS DE	
	AUSENCIA DE GOTERONES EN LOS LATERALES DEL TABLERO	INSTALACIÓN DE GOTERÓN EN FORMA DE ANGULAR DE 40X40 MM Y CORDÓN DE SELLADO DE MASILLA DE POLIURETANO INCLUYENDO SOLAPES, TALADROS Y ANCLAJE
	PÉRDIDA DE TAPA Y DEFORMACIÓN EN MARCO DE DESAGÜE	REPOSICIÓN DE REJILLA Y MARCO SOBRE DESAGÜE POR AUSENCIA DE LOS MISMOS
	LONGITUD INSUFICIENTE DE GÁRGOLAS DE DESAGÜES	SUSTITUCIÓN DE GÁRGOLAS POR LONGITUD INADECUADA, MEDIANTE LA INSTALACIÓN DE TUBO DE PVC Y SELLADO CON CORDÓN DE MASILLA DE POLIURETANO
	AUSENCIA DE DISPOSITIVOS DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN TABLERO	INSTALACIÓN DE NUEVOS DISPOSITIVOS EN LA JUNTA DE DILATACIÓN DEL TABLERO

APÉNDICE Nº2: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-2

ÍNDICE

APÉNDICE Nº2. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-2 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO 2

2.1. ESFUERZOS POR VIGA 2

2.2. SECCIONES RESISTENTES 3

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 4

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 5

2.5. ELS CUASIPERMANENTE 7

2.6. ELS FRECUENTE 8

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

APÉNDICE Nº2. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-2

1. INTRODUCCIÓN

La principal actuación de esta Estructura consiste en ampliar el tablero de vigas de la Estructura existente. En este Apéndice se predimensiona el nuevo tablero, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1. ESFUERZOS POR VIGA

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	20.5	Sobrecarga uniforme		binf1	0.825	q1	9		
Distancia entre vigas (m)	1.55			binf2	0	q2	2.5		
Ancho influencia	1.425								
Canto viga (m)	1.05								
Área viga (m2)	0.3279	Vehículo		dist a viga1	0.55	Q1	300		
Espesor losa (m)	0.25			dist a viga2	2.55	Q2	0		
Espesor pavimento (m)	0.1			Bpav(m)	0.825	dist a viga3	0	Q3	0
Barrera (KN)	10			Bbarr(m)	0.6	dist a viga4	0	Q4	0

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	8.2
Peso propio losa	q (KN/m)	8.9
Carga muerta	qpav (KN/m)	12.8
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	7.4
Vehículo pesado	Q (KN)	193.5

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	431
Peso propio losa	M (KNm)	468
Carga muerta	M (KNm)	675
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	390
Vehículo pesado	M (KNm)	992

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	84
Peso propio losa	V (KN)	91
Carga muerta	V (KN)	132
Sobrecarga uniforme	V (KN)	76
Vehículo pesado	V (KN)	194

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	3990
Cortante	Vd (KN)	778

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	2955
Cortante	Vk (KN)	577

2.2.SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat		Page 3	
Secciones		06.04.21, 15.40	
		FAGUS-7 - Version 1.00	

Cross section (Girder): VIGA-105

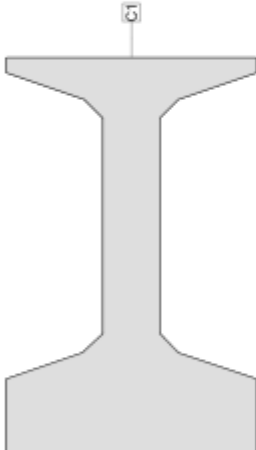
Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]		
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0		
				3	0.33	0.20	4	0.12	0.27		
				5	0.07	0.32	6	0.07	0.89		
				7	0.12	0.94	8	0.33	1.01		
				9	0.33	1.05	10	-0.33	1.05		
				11	-0.33	1.01	12	-0.13	0.94		
				13	-0.07	0.89	14	-0.07	0.32		
				15	-0.13	0.27	16	-0.33	0.20		

Section properties: (reference material: C)

Area [m ²]		Moment of inertia [m ⁴]		C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]	
A_x	0.3279	I_x	0.002813	y_s	-0.00	M_{CS}	819.7
A_y	(= A_x)	I_y	0.042763	z_s	0.44		
A_z	(= A_x)	I_z	0.007312	β	-0.0 [°]		

Cross-section VIGA-105 (H500): Outline



Scale 1:15.0

Nr.:

Baix Llobregat
Seccions

Page 5
06.04.21, 15:44
FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): E-2 VIGA-EXTREMA

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]					
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0					
				3	0.33	0.20	4	0.13	0.27					
				5	0.07	0.32	6	0.07	0.89					
				7	0.13	0.94	8	0.33	1.01					
				9	0.33	1.05	10	-0.33	1.05					
				11	-0.33	1.01	12	-0.13	0.94					
				13	-0.07	0.89	14	-0.07	0.32					
				15	-0.13	0.27	16	-0.33	0.20					
				1	-0.78	1.05	2	0.65	1.05					
				3	0.65	1.30	4	-0.78	1.30					
				C2	CC	H300	Polygon							

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

	Area [m ²]	Moment of inertia [m ⁴]	C.G. Angle [m]	Area moment [m ⁴]	Mass [kg/m]
A_x	0.7661	I_x 0.010117	y_{cs} -0.03	I_{yz}^* 0.008776	M_{CS} 1710.4
A_y (= A_x)		I_y 0.160360	z_{cs} 0.78	I_y^* 0.159506	
A_z (= A_x)		I_z 0.069311	β 5.6 [°]	I_z^* 0.070165	

Moment of inertia : Moment of inertia with respect to principal axis (x = member axis)
Area moment : Second moment of area parallel to input axis

Cross section (Girder): E-2 VIGA-EXTREMA

Tendons G0 $\Sigma A_p = 2800 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.4 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{tq} [m]	z_{tq} [m]	d_y	d_z	$e_0 + \Delta e$ [mm]	P_{so}/P_o	A_p [mm ²]
EP1	A1900	0	bond	0	0.16	0	0	6.6	0.850	2800

bond : with / without bonding

Cross-section E-2 VIGA-EXTREMA (H500;H300;A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:30.0

Nr.:

2.3.PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa.
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada solicitación sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-2	canto viga [m]	1.05	espesor medio
	Viga lateral H=1.50	esp_losa [m]	0.25	

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga	43	A [m2]	0.3279	Ah [m2]	0.7661
pp_losa	47	Winf [m3]	0.09772727	Winf [m3]	0.2056
cm	67	Wsup [m3]	0.0704918	Wsup [m3]	0.3085
sc_unif	39	y_inf [m]	0.44	y_inf [m]	0.78
carro	99	y_sup [m]	0.61	y_sup [m]	0.52

σ_{inf_viga} [t/m2]	440.6	La tensión en la fibra inferior de la sección para la comb. cuasipermanente:		
σ_{inf_losa} [t/m2]	478.7	1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm + 0.20 x sc + 0.20 x carro		
σ_{inf_cm} [t/m2]	328.2			
σ_{inf_sc} [t/m2]	189.7	$\sigma_{inf_cuasipermanente}$ [t/m2]	1381.9	
σ_{inf_carro} [t/m2]	482.4			

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:		distancia del cdg pretensado al fondo de viga	
		e [m]	0.1650
[a] Tensiones debidas a Po menos pérdidas instantáneas		ΔP_{ins} [%]	6.44
		ΔP_{dif} [%]	18.43
σ_{inf_1} [t/m2]	5.486	veces Po	
[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif}		El pretensado es favorable:	
		γ_p	0.95
σ_{inf_2} [t/m2]	-0.792	veces Po	

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

Po [t]	309.9
n	16
	[ϕ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección: $A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga	A_p [cm2]>	4.1
para la viga+losa	A_p [cm2]>	3.9

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	10	0.05
2º FILA	8	0.1
SUPERIOR	2	1
	20	0.1650

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 \cdot f_{p \max, k}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

[d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días. Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE):

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.

χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.

$\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-2

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.3279	perímetro	Abruta [m2]	0.7661	perímetro
Winf [m3]	0.09772727	4.76	Winf [m3]	0.205641026	8.76
Wsup [m3]	0.0704918		Wsup [m3]	0.308461538	
y_inf [m]	0.44		y_inf [m]	0.78	
y_sup [m]	0.61		y_sup [m]	0.52	
esp_medio [mm]	137.8		esp_medio [mm]	174.9	
hormigon viga	fck				
	[N/mm2]	50			
hormigon losa	fck				
	[N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	399
pp_viga	43.0624922	cables ϕ 0,6"	20
pp_losa	46.8	ρ	0.75
cm	67.5		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	28	r_viga [m]	0.362	[e/r]^2_viga	0.577
eo_viga [m]	0.275	r_tot [m]	0.458	[e/r]^2_tot	1.806
eo_total [m]	0.6150				
q_viga	0.00853919	σ cg [t/m2]	275.4		
q_tot	0.00365488	σ pe [t/m2]	141076.9		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	25.7	ΔP inst [%]	6.44

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE) ε cs(30,0) = e cso·βs= -6.774E-05

β s	0.208
ε s	0.00032
β HR	-1.01835

coeficiente de fluencia ϕ (30,4) =ϕo·βc(30-4)= 1.021

ϕ HR	1.587	β H	465.6
β (fcm)	2.21	β c	0.414
β (to)	0.704		
ϕ o	2.466		

σ cp [t/m2]	1519.6				
		ΔP dif_1 [t]	23.29	ΔP dif_1 [%]	5.8
[c] Determinación de ΔPdif_2					
deformación de retracción (según EHE)	ε cs(oo,30) = e cs0·βs=		-2.559E-04		
	β s (oo,30) - β s (30,0)	0.785			
	ε s	0.00032			
	β HR	-1.018			
coeficiente de fluencia	φ (oo,30) =φ0·[βc(oo,4) - βc(30,4)]=		1.400		
	φ HR	1.542	β H	523.7	
	β (fcm)	2.21	βc(oo-4) - βc(30,4)=	0.584	
	β (to)	0.704			
	φ 0	2.396			
σ cp [t/m2]	961.7	Δσ pr [t/m2]	9862.3		
		ΔP dif_2 [t]	50.26	ΔP dif_2 [%]	12.6

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	399
ΔP inst [t]	25.7
ΔP dif_1 [t]	23.29
ΔP dif_2 [t]	50.26
Pfinal [t]	299.8

2.5.ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

1.0 · peso propio + 1.0 · carga muerta + 0.95 · P

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-2	canto viga [m]	1.05
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]		
pp_viga	43.0624922		
pp_losa	46.8		
cm	67.5		
sc_unif	39.0		
carro	99.2		
fck_viga [N/mm2]	50		
fck_losa [N/mm2]	30		
"+"=compresión			
Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-440.6	σ_2_viga [t/m2]	610.9
σ_1_losa [t/m2]	-478.7	σ_2_losa [t/m2]	663.7
σ_1_cm [t/m2]	-328.2	σ_2_cm [t/m2]	113.6
σ_1_sc [t/m2]	-189.7	σ_2_sc [t/m2]	65.7
σ_1_carro [t/m2]	-482.4	σ_2_carro [t/m2]	167.0

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	98.7	σ_{4_cm} [t/m2]	190.0
σ_{3_sc} [t/m2]	57.0	σ_{4_sc} [t/m2]	109.8
σ_{3_carro} [t/m2]	145.0	σ_{4_carro} [t/m2]	279.3

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	399.00	eo_viga [m]	0.275
	ΔP_{ins} [t]	25.69	eo_tot [m]	0.6150
	ΔP_{dif_1} [t]	23.29		
	ΔP_{dif_2} [t]	50.26		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	2052.3	σ_2 [t/m2]	-298.0
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-215.9	σ_2 [t/m2]	-13.6
σ_3 [t/m2]	-11.8	σ_4 [t/m2]	30.1

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación casipermanente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret$

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	497.1	σ_2 [t/m2]	1092.2
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	87.5	σ_4 [t/m2]	218.6

2.6. ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_o - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$$1.0 \cdot \text{peso propio} + 1.0 \cdot \text{carga muerta} + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot \text{carro}$$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-2	canto viga [m]	1.05
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]		
pp_viga	43.06249219		
pp_losa	46.8		
cm	67.5		
sc_unif	39.0		
carro	99.2		
fck_viga [N/mm2]	50		
fck_losa [N/mm2]	30		
"+"=compresión			
Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 _viga [t/m2]	-440.6	σ_2 _viga [t/m2]	610.9
σ_1 _losa [t/m2]	-478.7	σ_2 _losa [t/m2]	663.7
σ_1 _cm [t/m2]	-328.2	σ_2 _cm [t/m2]	113.6
σ_1 _sc [t/m2]	-189.7	σ_2 _sc [t/m2]	65.7
σ_1 _carro [t/m2]	-482.4	σ_2 _carro [t/m2]	167.0

Tensiones en fibra inferior losa:

σ_{3_viga} [t/m2] 0.0

σ_{3_losa} [t/m2] 0.0

σ_{3_cm} [t/m2] 98.7

σ_{3_sc} [t/m2] 57.0

σ_{3_carro} [t/m2] 145.0

Tensiones en fibra superior losa:

σ_{4_viga} [t/m2] 0.0

σ_{4_losa} [t/m2] 0.0

σ_{4_cm} [t/m2] 190.0

σ_{4_sc} [t/m2] 109.8

σ_{4_carro} [t/m2] 279.3

Las tensiones debidas al pretensado son:

Po [t] **399.00** eo_viga [m] **0.275**
 ΔP_{ins} [t] **25.69** eo_tot [m] **0.6150**
 ΔP_{dif_1} [t] **23.29**
 ΔP_{dif_2} [t] **50.26**

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2] 2052.3 σ_2 [t/m2] -298.0
 σ_3 [t/m2] 0.0 σ_4 [t/m2] 0.0

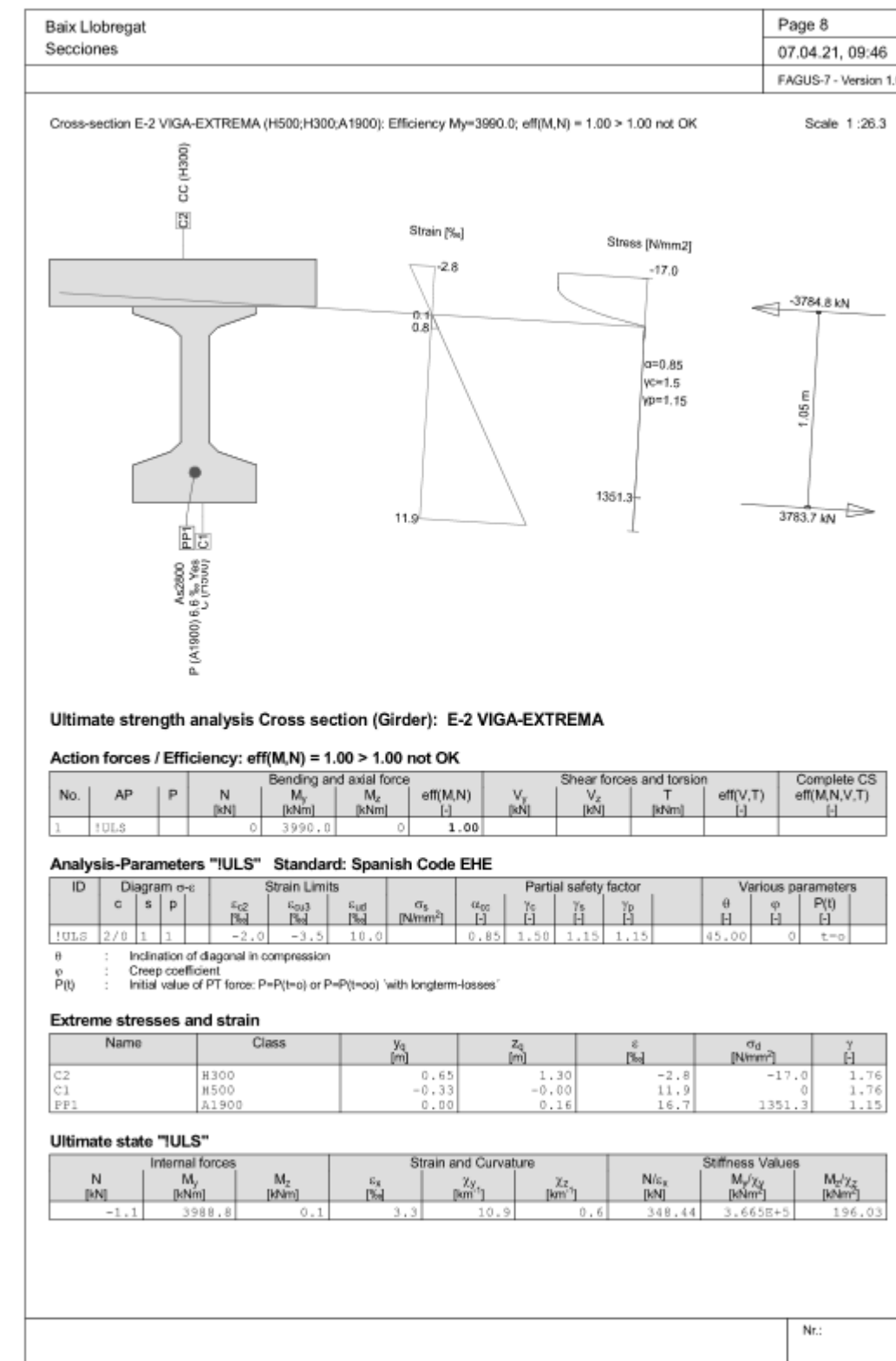
[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2] -215.9 σ_2 [t/m2] -13.6
 σ_3 [t/m2] -11.8 σ_4 [t/m2] 30.1

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
 1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm + 0.95 x Pret + 0.40 x sc + 0.75 x carro

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 59.4	σ_2 [t/m2] 1243.7
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 219.0	σ_4 [t/m2] 472.0

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO



APÉNDICE Nº3: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-3

ÍNDICE

APÉNDICE Nº3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-3 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO 2

2.1. VANO CENTRAL..... 2

2.1.1. Cargas por viga 2

2.1.2. Secciones resistentes 3

2.1.3. Predimensionamiento del pretensado..... 4

2.1.4. Pérdidas de pretensado 5

2.1.5. ELS Cuasipermanente..... 7

2.1.6. ELS Frecuente..... 8

2.1.7. Estado Límite Último 9

2.2. VANO EXTREMO 10

2.2.1. Cargas por viga 10

2.2.2. Secciones resistentes 10

2.2.3. Predimensionamiento del pretensado..... 11

2.2.4. Pérdidas del pretensado 12

2.2.5. ELS Cuasipermanente..... 15

2.2.6. ELS Frecuente..... 16

2.2.7. Estado Límite Último 17

APÉNDICE Nº3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-3

1. INTRODUCCIÓN

La actuación en la Estructura E-3 consiste en la ampliación de un tablero de vigas de 3 vanos sobre el FFCC, de la cual sólo se han ejecutado algunos micropilotes en los estribos. En este Apéndice se predimensiona el nuevo tablero, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1.VANO CENTRAL

2.1.1. Cargas por viga

Luz (m)	18.7
Distancia entre vigas (m)	1
Canto viga (m)	0.65
Área viga (m2)	0.2424
Espesor losa (m)	0.25
Espesor pavimento (m)	0.1

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	6.06
Peso propio losa	q (KN/m)	6.25
Carga muerta	q (KN/m)	3.45
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	9
Vehículo pesado	Q (KN)	300

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	265
Peso propio losa	M (KNm)	273
Carga muerta	M (KNm)	151
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	393
Vehículo pesado	M (KNm)	1403

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	57
------------------	--------	----

Peso propio losa	V (KN)	58
Carga muerta	V (KN)	32
Sobrecarga uniforme	V (KN)	84
Vehículo pesado	V (KN)	300

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	3354
Cortante	Vd (KN)	718

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	2485
Cortante	Vk (KN)	532

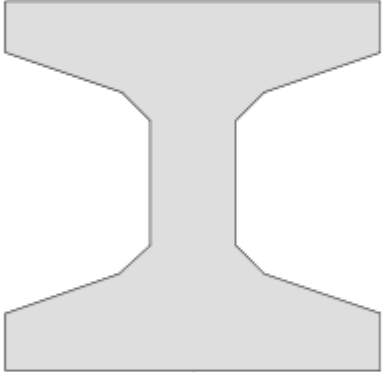
2.1.2. Secciones resistentes

Baix Llobregat Secciones		Page 9
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		07.04.21, 10:28
ilopez		FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA-65									
Geometrical definition of cross section									
Name	Material	Class	Type	No.	y_1 [m]	z_1 [m]	No.	y_1 [m]	z_1 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.10	4	0.12	0.17
				5	0.07	0.22	6	0.07	0.44
				7	0.12	0.49	8	0.33	0.56
				9	0.33	0.65	10	-0.33	0.65
				11	-0.33	0.56	12	-0.13	0.49
				13	-0.07	0.44	14	-0.07	0.22
				15	-0.13	0.17	16	-0.33	0.10

Section properties: (reference material: C)									
Area [m²]	Moment of inertia [m⁴]	C.G. Angle [m]	Mass [kg/m]						
Ax	0.2424	Ix	0.001756	ys	-0.00			Mc	606.0
As	(=Ax)	Iy	0.012842	zs	0.32				
As	(=Ax)	Iz	0.006015	β	-0.1	[°]			

Cross-section VIGA-65 (H500): Outline



Scale 1:10.0

Nr:

Baix Llobregat Secciones		Page 10
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		07.04.21, 10:28
ilopez		FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA-LOSA E3

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_1 [m]	z_1 [m]	No.	y_1 [m]	z_1 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.10	4	0.12	0.17
				5	0.07	0.22	6	0.07	0.44
				7	0.12	0.49	8	0.33	0.56
				9	0.33	0.65	10	-0.33	0.65
				11	-0.33	0.56	12	-0.13	0.49
				13	-0.07	0.44	14	-0.07	0.22
				15	-0.13	0.17	16	-0.33	0.10
C2	CC	H300	Polygon	1	-0.50	0.65	2	0.50	0.65
				3	0.50	0.90	4	-0.50	0.90

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

Area [m²]	Moment of inertia [m⁴]	C.G. Angle [m]	Mass [kg/m]						
Ax	0.5530	Ix	0.006584	ys	-0.00			Mc	1231.0
As	(=Ax)	Iy	0.045595	zs	0.53				
As	(=Ax)	Iz	0.028352	β	-0.1	[°]			

Cross section (Girder): VIGA-LOSA E3

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 200 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.0 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	y_{2g} [m]	z_{2g} [m]	n, Ø	exist A_s [mm²]
R1	R	AEH500	2	L	-0.45	0.85	0.45	0.85		100
R2				L	-0.28	0.05	0.28	0.05		100

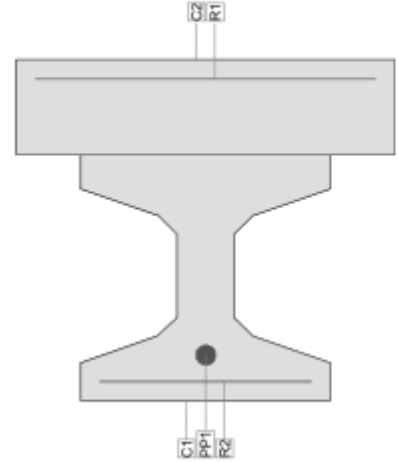
BC : BC; 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone
Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 2240 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.5 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	dy	dz	$e_0 + \Delta e$ [m]	$P_{00} P_0$	A_p [mm²]
EP1	A1900	0	--	0	0.12	0	0	6.6	0.850	2240

bond : with / without bonding

Cross-section VIGA-LOSA E3 (H500;H300;AEH500;A1900): Outline, Reinforcements



Scale 1:15.0

Nr:

2.1.3. Predimensionamiento del pretensado

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada sollicitación sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	E-3	canto viga [m]	0.65	
	Viga central	esp_losa [m]	0.25	espesor medio

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga	26				
pp_losa	27	A [m2]	0.2424	Ah [m2]	0.553
cm	15	Winf [m3]	0.04	Winf [m3]	0.0868
sc_unif	39	Wsup [m3]	0.038	Wsup [m3]	0.1243
carro	140	y_inf [m]	0.32	y_inf [m]	0.53
		y_sup [m]	0.33	y_sup [m]	0.37

σ_{inf_viga} [t/m2]	662.2
σ_{inf_losa} [t/m2]	683.0
σ_{inf_cm} [t/m2]	173.8
σ_{inf_sc} [t/m2]	453.3
σ_{inf_carro} [t/m2]	1615.9

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

		distancia del cdg pretensado al fondo de viga	
		e [m]	0.1208
[a] Tensiones debidas a P_o menos pérdidas instantáneas		ΔP_{ins} [%]	10.98
		ΔP_{dif} [%]	22.87

σ_{inf_1} [t/m2] 8.105 veces P_o

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif} El pretensado es favorable:
 γ_p 0.95

σ_{inf_2} [t/m2] -1.492 veces P_o

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t] 307.6
n 15 [φ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección: $A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga A_p [cm2]> 2.7

para la viga+losa A_p [cm2]> 2.4

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	10	0.05
2º FILA	12	0.1
SUPERIOR	2	0.6
	24	0.1208

2.1.4. Pérdidas de pretensado

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 f_{p \max,k}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- [d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días.

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE) :

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- $\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).
- ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.
- χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.
- $\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.
- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-3

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.2424	perímetro	Abruta [m2]	0.553	perímetro
Winf [m3]	0.04	1.7	Winf [m3]	0.086792453	2
Wsup [m3]	0.03878788		Wsup [m3]	0.124324324	
y_inf [m]	0.32		y_inf [m]	0.53	
y_sup [m]	0.33		y_sup [m]	0.37	
esp_medio [mm]	285.2		esp_medio [mm]	553.0	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	478.8
pp_viga	26.4890175	cables ϕ 0,6"	24
pp_losa	27.3	ρ	0.75
cm	15.1		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	33.6	r_viga [m]	0.230	[e/r]^2_viga	0.751
eo_viga [m]	0.19916667	r_tot [m]	0.288	[e/r]^2_tot	2.013
eo_total [m]	0.4092				
q_viga	0.01386139	σ cg [t/m2]	412.2		
q_tot	0.00607595	σ pe [t/m2]	140370.1		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	52.6	ΔP inst [%]	10.98

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE)	ε cs(30,0) = e cso·βs=	-3.328E-05
β s	0.102	
ε s	0.00032	
β HR	-1.01835	

φ (30,4) =φo·βc(30-4)= 0.837

coeficiente de fluencia

	φ HR	1.460	β H	696.3
	β (fcm)	2.21	β c	0.369
	β (to)	0.704		
	φ o	2.269		
σ cp [t/m2]	2667.1			
	ΔP dif_1 [t]	33.90	ΔP dif_1 [%]	7.1

[c] Determinación de ΔPdif_2

deformación de retracción (según EHE) ε cs(oo,30) = e cso·βs= -2.093E-04

	β s (oo,30) - β s (30,0)	0.642		
	ε s	0.00032		
	β HR	-1.018		
	φ (oo,30) =φo·[βc(oo,4) - βc(30,4)]=		1.377	
coeficiente de fluencia				
	φ HR	1.369	β H	1115.5
	β (fcm)	2.21	βc(oo-4) - βc(30,4)=	0.647
	β (to)	0.704		
	φ o	2.128		
σ cp [t/m2]	2107.9	Δσ pr [t/m2]	9732.1	
		ΔP dif_2 [t]	75.59	ΔP dif_2 [%] 15.8

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	478.8
ΔP inst [t]	52.6
ΔP dif_1 [t]	33.90
ΔP dif_2 [t]	75.59
Pfinal [t]	316.7

2.1.5. ELS Cuasipermanente

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

1.0 · peso propio + 1.0 · carga muerta + 0.95 · P

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CUASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-3	canto viga [m]	0.65
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]		
pp_viga	26.4890175		
pp_losa	27.3		
cm	15.1		
sc_unif	39.3		
carro	140.3		
fck_viga [N/mm2]	50		
fck_losa [N/mm2]	30		
"+"=compresión			
Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-662.2	σ_2_viga [t/m2]	682.9
σ_1_losa [t/m2]	-683.0	σ_2_losa [t/m2]	704.3
σ_1_cm [t/m2]	-173.8	σ_2_cm [t/m2]	39.3
σ_1_sc [t/m2]	-453.3	σ_2_sc [t/m2]	102.6
σ_1_carro [t/m2]	-1615.9	σ_2_carro [t/m2]	365.9

Tensiones en fibra inferior losa: Tensiones en fibra superior losa:

σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	34.2	σ_{4_cm} [t/m2]	105.4
σ_{3_sc} [t/m2]	89.1	σ_{4_sc} [t/m2]	274.8
σ_{3_carro} [t/m2]	317.8	σ_{4_carro} [t/m2]	979.8

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	478.80	eo_viga [m]	0.199166667
	ΔP_{ins} [t]	52.57	eo_tot [m]	0.4092
	ΔP_{dif_1} [t]	33.90		
	ΔP_{dif_2} [t]	75.59		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	3572.0	σ_2 [t/m2]	-396.0
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-493.1	σ_2 [t/m2]	-56.0
σ_3 [t/m2]	-48.6	σ_4 [t/m2]	97.4

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret$

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	1406.0	σ_2 [t/m2]	997.2
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	-12.0	σ_4 [t/m2]	197.8

2.1.6. ELS Frecuente

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_o - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot carro$

OBRA:	E-3	canto viga [m]	0.65
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	26.4890175
pp_losa	27.3
cm	15.1
sc_unif	39.3
carro	140.3
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m2]	-662.2	σ_{2_viga} [t/m2]	682.9
σ_{1_losa} [t/m2]	-683.0	σ_{2_losa} [t/m2]	704.3
σ_{1_cm} [t/m2]	-173.8	σ_{2_cm} [t/m2]	39.3
σ_{1_sc} [t/m2]	-453.3	σ_{2_sc} [t/m2]	102.6
σ_{1_carro} [t/m2]	-1615.9	σ_{2_carro} [t/m2]	365.9

Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
-----------------------------------	-----------------------------------

σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	34.2	σ_{4_cm} [t/m2]	105.4
σ_{3_sc} [t/m2]	89.1	σ_{4_sc} [t/m2]	274.8
σ_{3_carro} [t/m2]	317.8	σ_{4_carro} [t/m2]	979.8

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	478.80	eo_viga [m]	0.199
	ΔP_{ins} [t]	52.57	eo_tot [m]	0.4092
	ΔP_{dif_1} [t]	33.90		
	ΔP_{dif_2} [t]	75.59		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	3572.0	σ_2 [t/m2]	-396.0
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

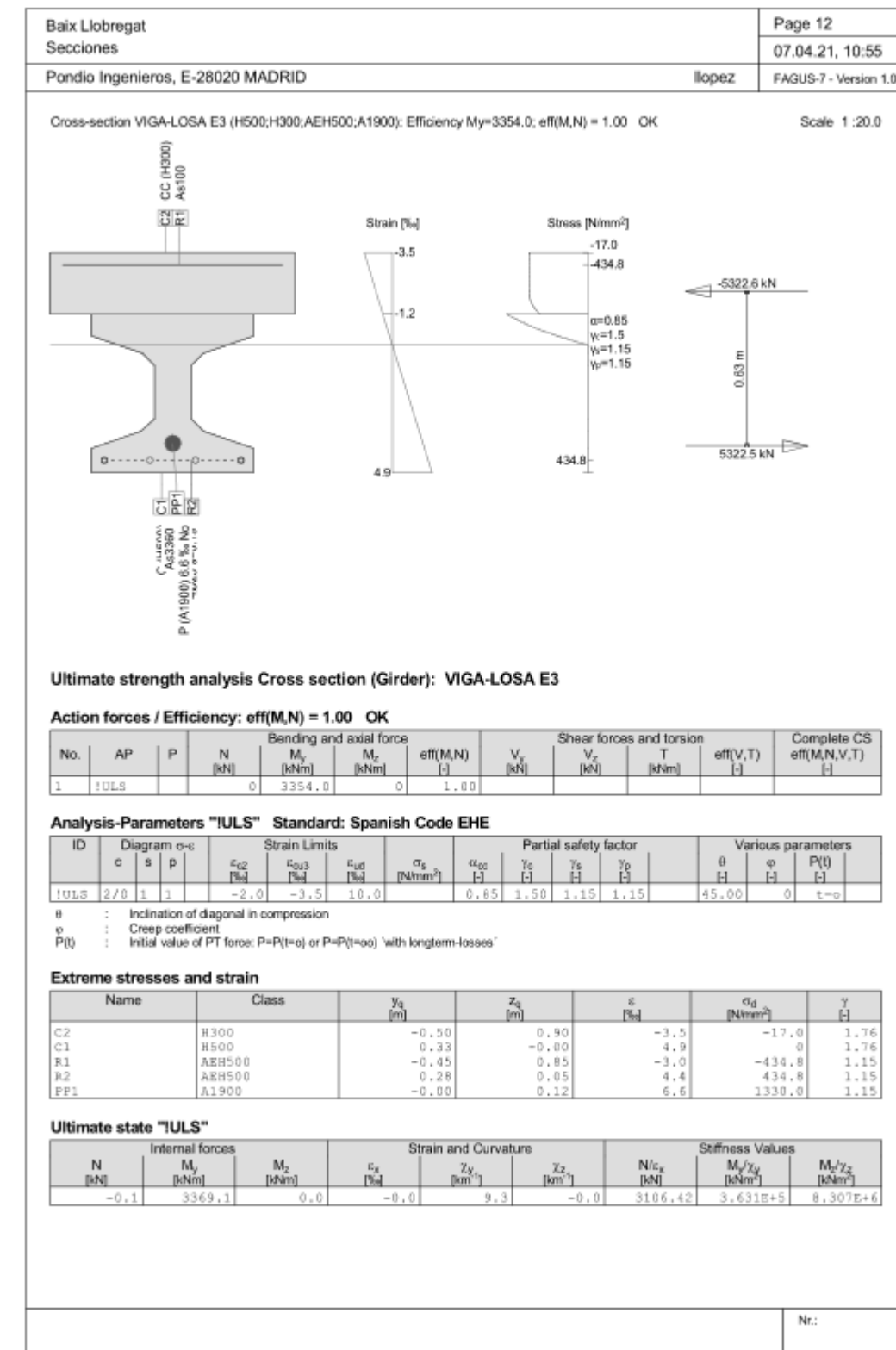
[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-493.1	σ_2 [t/m2]	-56.0
σ_3 [t/m2]	-48.6	σ_4 [t/m2]	97.4

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret + 0.40 \times sc + 0.75 \times carro$

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 12.8	σ_2 [t/m2] 1312.6
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 261.9	σ_4 [t/m2] 1042.6

2.1.7. Estado Límite Último



2.2.VANO EXTREMO

2.2.1. Cargas por viga

Luz (m)	12.5
Distancia entre vigas (m)	2.1
Canto viga (m)	0.65
Área viga (m2)	0.2424
Espesor losa (m)	0.25
Espesor pavimento (m)	0.1

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	6.06
Peso propio losa	q (KN/m)	13.125
Carga muerta	q (KN/m)	3.45
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	18.9
Vehículo pesado	Q (KN)	300

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	118
Peso propio losa	M (KNm)	256
Carga muerta	M (KNm)	67
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	369
Vehículo pesado	M (KNm)	938

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	38
Peso propio losa	V (KN)	82
Carga muerta	V (KN)	22
Sobrecarga uniforme	V (KN)	118
Vehículo pesado	V (KN)	300

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	2361
Cortante	Vd (KN)	755

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	1749
Cortante	Vk (KN)	560

2.2.2. Secciones resistentes

Baix Llobregat		Page 9
Secciones		07.04.21, 10:28
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez
		FAGUS-7 - Version 1.00
Cross section (Girder): VIGA-65		
Geometrical definition of cross section		
Name	Material	Class
C1	C	H500
Type		
No.		
y _q (m)		
z _q (m)		
No.		
y _q (m)		
z _q (m)		
Section properties: (reference material: C)		
Area (m ²)	Moment of inertia (m ⁴)	C.G. Angle (m)
A _x	I _x	y _{sc}
A _y	I _y	z _{sc}
A _z	I _z	β
Mass (kg/m)		
M _{CS}		
Cross-section VIGA-65 (H500): Outline		
Scale 1:10.0		
Nr:		

Baix Llobregat
Secciones

Page 10
07.04.21, 10:28
FAGUS-7 - Version 1.0

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

Cross section (Girder): VIGA-LOSA E3

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.10	4	0.13	0.17
				5	0.07	0.22	6	0.07	0.44
				7	0.13	0.49	8	0.33	0.56
				9	0.33	0.65	10	-0.33	0.65
				11	-0.33	0.56	12	-0.13	0.49
				13	-0.07	0.44	14	-0.07	0.22
				15	-0.13	0.17	16	-0.33	0.10
				1	-0.50	0.65	2	0.50	0.65
				3	0.50	0.90	4	-0.50	0.90
C2	CC	H300	Polygon	1	-0.50	0.65	2	0.50	0.65
				3	0.50	0.90	4	-0.50	0.90

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

Area [m²]	Moment of inertia [m⁴]	C.G. Angle [°]	Mass [kg/m]
A_x 0.5530 (=A _{xx})	I_x 0.006584	α_x -0.00	M_{CS} 1231.0
A_y (=A _{yy})	I_y 0.045595	α_y 0.53	
A_z (=A _{zz})	I_z 0.028352	α_z -0.1	

Cross section (Girder): VIGA-LOSA E3

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 200 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.0 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_{s1} [m]	z_{s1} [m]	y_{s2} [m]	z_{s2} [m]	n, $\varnothing$	exist A_s [mm²]
R1	R	AEH500	2	L	-0.45	0.85	0.45	0.85		100
R2	R	AEH500	2	L	-0.28	0.05	0.28	0.05		100

BC : BC: 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone
Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 2240 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.5 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{t0} [m]	z_{t0} [m]	dy	dz	$e_0 + \Delta e$ [m]	P_{00}/P_0	A_p [mm²]
FP1	A1900	0	--	0	0.12	0	0	6.6	0.850	2240

bond : with / without bonding

Cross-section VIGA-LOSA E3 (H500;H300;AEH500;A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:15.0

Nr.:

2.2.3. Predimensionamiento del pretensado

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada sollicitación sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$$\Delta P_{\text{inst}} : 5.0\% \text{ de } P_0$$

$$\Delta P_{\text{dif}} : 15.0\% \text{ de } P_0$$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	E3	canto viga [m]	0.65	
	Vano extremo	esp_losa [m]	0.25	espesor medio

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		viga + losa [sección homogeneizada]	
pp_viga	12				
pp_losa	26	A [m2]	0.2424	Ah [m2]	0.553
cm	7	Winf [m3]	0.04	Winf [m3]	0.0868
sc_unif	37	Wsup [m3]	0.03878788	Wsup [m3]	0.1243
carro	94	y_inf [m]	0.32	y_inf [m]	0.53
		y_sup [m]	0.33	y_sup [m]	0.37

σ_{inf_viga} [t/m2]	295.9
σ_{inf_losa} [t/m2]	640.9
σ_{inf_cm} [t/m2]	77.6
σ_{inf_sc} [t/m2]	425.3
σ_{inf_carro} [t/m2]	1080.2

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

[a] Tensiones debidas a Po menos pérdidas instantáneas		distancia del cdg pretensado al fondo de viga e [m]	0.1313
		ΔP_{ins} [%]	7.36
		ΔP_{dif} [%]	19.29

σ_{inf_1} [t/m2]	8.193	veces Po
--------------------------	-------	----------

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif}		El pretensado es favorable:	
		γ_p	0.95

σ_{inf_2} [t/m2]	-1.235	veces Po
--------------------------	--------	----------

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p = 0.95$), entonces:

Po [t]	199.0
n	10
	[ϕ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección: $A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga	A_p [cm2]>	2.7
--------------	--------------	-----

para la viga+losa	A_p [cm2]>	2.4
-------------------	--------------	-----

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	10	0.05
2º FILA	4	0.1
SUPERIOR	2	0.6
	16	0.1313

2.2.4. Pérdidas del pretensado

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 \cdot f_{p_{max,k}}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}] y pérdidas diferidas [ΔP_{dif}]. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

[d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días.

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE)
:

$$\Delta P_{\text{dif}} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot \varepsilon_{\text{cs}}(t, t_0) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_0 = 4$ días).

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.

χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.

$\Delta \sigma_{\text{pr}}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{\text{pr}} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de $20^\circ \pm 1^\circ\text{C}$, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

$$\rho(t) = \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^k$$

donde:

$\rho(t)$ Relajación a t horas

ρ_{1000} Relajación a 1000 horas

ρ_{100} Relajación a 100 horas

$$k = \log \left(\frac{\rho_{1000}}{\rho_{100}} \right)$$

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN
TABLEROS DE VIGAS

OBRA: E3
Vano extremo

Las características de la viga

características de viga+losa

A [m2]	0.2424	perímetro	Abruta [m2]	0.553	perímetro
Winf [m3]	0.04	1.7	Winf [m3]	0.086792453	2
Wsup [m3]	0.03878788		Wsup [m3]	0.124324324	
y_inf [m]	0.32		y_inf [m]	0.53	
y_sup [m]	0.33		y_sup [m]	0.37	
esp_medio [mm]	285.2		esp_medio [mm]	553.0	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	319.2
pp_viga	11.8359375	cables ϕ 0,6"	16
pp_losa	25.6	ρ	0.75
cm	6.7		

[a] Determinación de ΔP_{inst}

Ap [cm2]	22.4	r_viga [m]	0.230	$[e/r]^2_{viga}$	0.675
eo_viga [m]	0.18875	r_tot [m]	0.288	$[e/r]^2_{tot}$	1.911
eo_total [m]	0.3988				
q_viga	0.00924092	σ_{cg} [t/m2]	174.5		
q_tot	0.00405063	σ_{pe} [t/m2]	141598.1		
n	5.2				
	ΔP_{inst} [t]	23.5	ΔP_{inst} [%]	7.36	

[b] Determinación de ΔP_{dif_1}

deformación de retracción (según EHE) $\epsilon_{cs}(30,0) = e_{cso} \cdot \beta_s =$ -3.328E-05

β_s	0.102
ϵ_s	0.00032
β_{HR}	-1.01835

coeficiente de fluencia $\varphi(30,4) = \varphi_o \cdot \beta_c(30-4) =$ 0.837

φ_{HR}	1.460	β_H	696.3
$\beta(fcm)$	2.21	β_c	0.369
$\beta(to)$	0.704		
φ_o	2.269		

σ_{cp} [t/m2] 1868.5

ΔP_{dif_1} [t] 17.29 ΔP_{dif_1} [%] 5.4

[c] Determinación de ΔP_{dif_2}

deformación de retracción (según EHE) $\epsilon_{cs}(oo,30) = e_{cso} \cdot \beta_s =$ -2.093E-04

$\beta_s(oo,30) - \beta_s(30,0)$	0.642
ϵ_s	0.00032
β_{HR}	-1.018

coeficiente de fluencia $\varphi(oo,30) = \varphi_o \cdot [\beta_c(oo,4) - \beta_c(30,4)] =$ 1.377

φ_{HR}	1.369	β_H	1115.5
$\beta(fcm)$	2.21	$\beta_c(oo-4) - \beta_c(30,4) =$	0.647
$\beta(to)$	0.704		
φ_o	2.128		

σ_{cp} [t/m2] 1432.0 $\Delta \sigma_{pr}$ [t/m2] 9906.5

ΔP_{dif_2} [t] 44.28 ΔP_{dif_2} [%] 13.9

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	319.2
ΔP_{inst} [t]	23.5
ΔP_{dif_1} [t]	17.29
ΔP_{dif_2} [t]	44.28
Pfinal [t]	234.1

2.2.5. ELS Cuasipermanente

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + 0.95 \cdot P$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CUASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	E3	canto viga	
	Vano extremo	[m]	0.65
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	11.8359375
pp_losa	25.6
cm	6.7
sc_unif	36.9
carro	93.8
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-295.9	σ_2_viga [t/m2]	305.1
σ_1_losa [t/m2]	-640.9	σ_2_losa [t/m2]	660.9
σ_1_cm [t/m2]	-77.6	σ_2_cm [t/m2]	17.6
σ_1_sc [t/m2]	-425.3	σ_2_sc [t/m2]	96.3
σ_1_carro [t/m2]	-1080.2	σ_2_carro [t/m2]	244.6

σ_3_viga [t/m2]	0.0	σ_4_viga [t/m2]	0.0
σ_3_losa [t/m2]	0.0	σ_4_losa [t/m2]	0.0
σ_3_cm [t/m2]	15.3	σ_4_cm [t/m2]	47.1
σ_3_sc [t/m2]	83.6	σ_4_sc [t/m2]	257.9
σ_3_carro [t/m2]	212.4	σ_4_carro [t/m2]	654.9

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	319.20	eo_viga [m]	0.18875
	ΔPins [t]	23.49	eo_tot [m]	0.3988
	ΔPdif_1 [t]	17.29		
	ΔPdif_2 [t]	44.28		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔPins [t] - ΔPdif_1 [t]

σ_1 [t/m2]	2462.4	σ_2 [t/m2]	-206.3
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_dif_2 [t]

σ_1 [t/m2]	-283.5	σ_2 [t/m2]	-34.0
σ_3 [t/m2]	-29.5	σ_4 [t/m2]	53.8

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	1055.6	σ_2 [t/m2]	755.4
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	-12.8	σ_4 [t/m2]	98.2

Tensiones en fibra inferior losa: Tensiones en fibra superior losa:

2.2.6. ELS Frecuente

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot \text{peso propio} + 1.0 \cdot \text{carga muerta} + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot \text{carro}$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	E3	canto viga [m]	0.65
	Vano extremo	esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	11.8359375
pp_losa	25.6
cm	6.7
sc_unif	36.9
carro	93.8
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-295.9	σ_2_viga [t/m2]	305.1
σ_1_losa [t/m2]	-640.9	σ_2_losa [t/m2]	660.9
σ_1_cm [t/m2]	-77.6	σ_2_cm [t/m2]	17.6
σ_1_sc [t/m2]	-425.3	σ_2_sc [t/m2]	96.3
σ_1_carro [t/m2]	-1080.2	σ_2_carro [t/m2]	244.6

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3_viga [t/m2]	0.0	σ_4_viga [t/m2]	0.0
σ_3_losa [t/m2]	0.0	σ_4_losa [t/m2]	0.0
σ_3_cm [t/m2]	15.3	σ_4_cm [t/m2]	47.1
σ_3_sc [t/m2]	83.6	σ_4_sc [t/m2]	257.9
σ_3_carro [t/m2]	212.4	σ_4_carro [t/m2]	654.9

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	319.20	eo_viga [m]	0.18875
	ΔPins [t]	23.49	eo_tot [m]	0.3988
	ΔPdif_1 [t]	17.29		
	ΔPdif_2 [t]	44.28		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔPins [t] - ΔPdif_1 [t]

σ_1 [t/m2]	2462.4	σ_2 [t/m2]	-206.3	σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]
------------	--------	------------	--------	------------	-----	------------

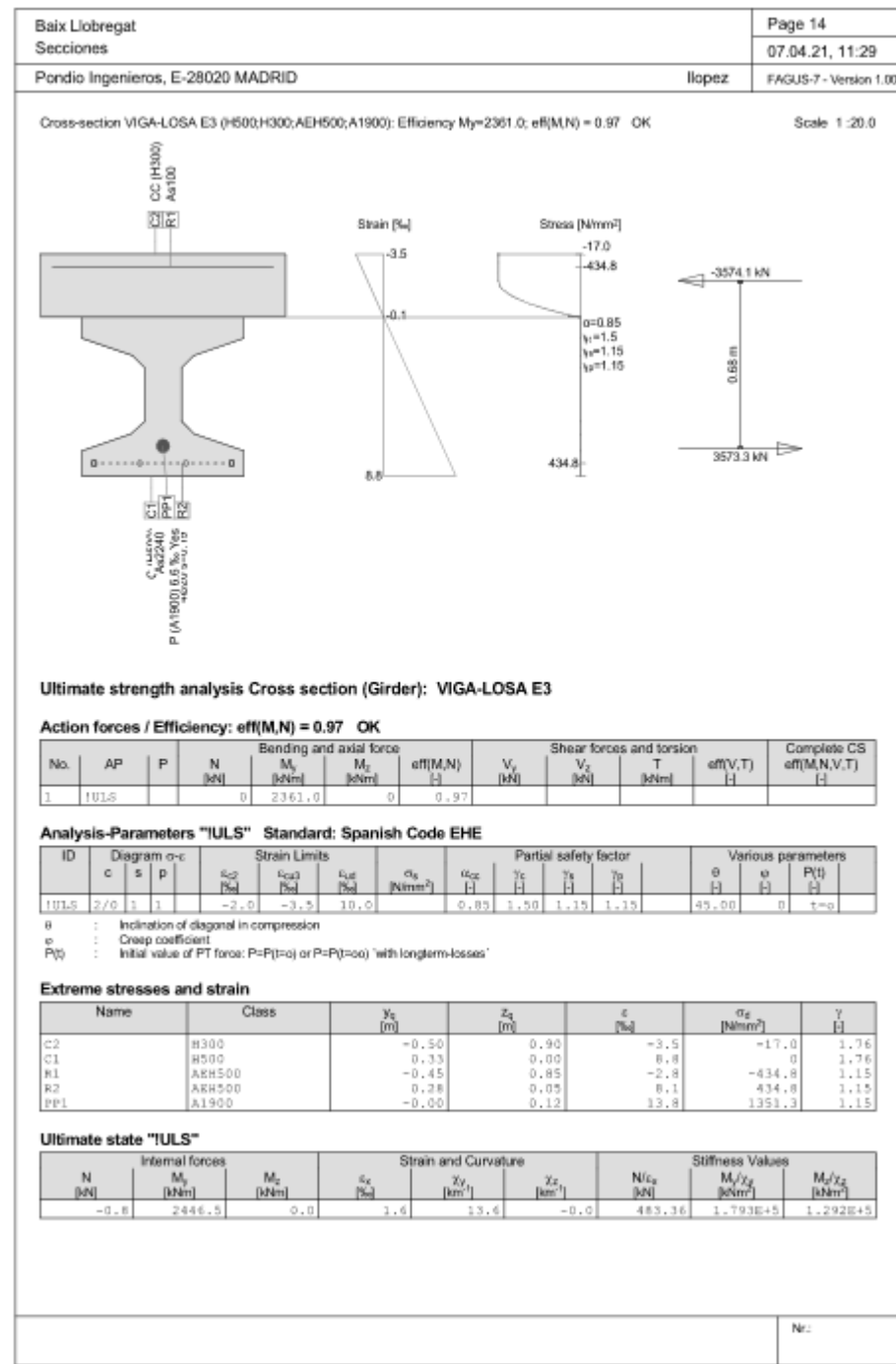
[b] Tensiones debidas a ΔP_dif_2 [t]

σ_1 [t/m2]	-283.5	σ_2 [t/m2]	-34.0	σ_3 [t/m2]	-29.5	σ_4 [t/m2]
------------	--------	------------	-------	------------	-------	------------

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret + 0.40 x sc + 0.75 x carro

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	75.3	σ_2 [t/m2]	977.3
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	180.0	σ_4 [t/m2]	692.5

2.2.7. Estado Límite Último



APÉNDICE Nº4: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-4

ÍNDICE

APÉNDICE Nº4. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-4 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. MODELO DE CÁLCULO 2

2.1. DEFINICIÓN DEL MODELO..... 2

2.2. CARGAS APLICADAS 2

2.3. COMBINACIONES DE CARGA 4

3. COMPROBACIONES REALIZADAS 4

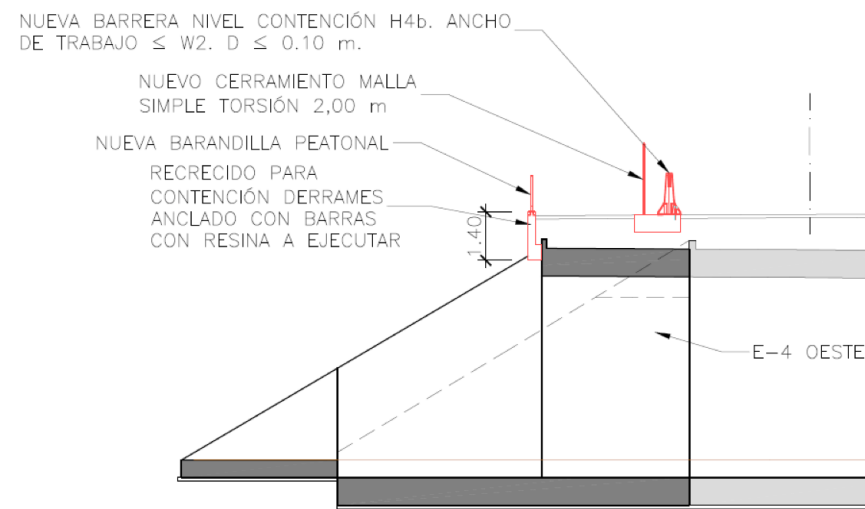
3.1. COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN EL TERRENO 4

3.2. COMPROBACIÓN ARMADURA LOSA SUPERIOR..... 5

APÉNDICE Nº4. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-4

1. INTRODUCCIÓN

Como se ha definido previamente, las actuaciones en este caso consisten únicamente en contener el derrame de las tierras sobre el FFCC que pasa por dentro del marco en el que consiste la Estructura. Mientras que en la margen este basta con apoyar un pequeño muro prefabricado, en la margen oeste hay que recrecer la losa superior del marco para generar el muro.



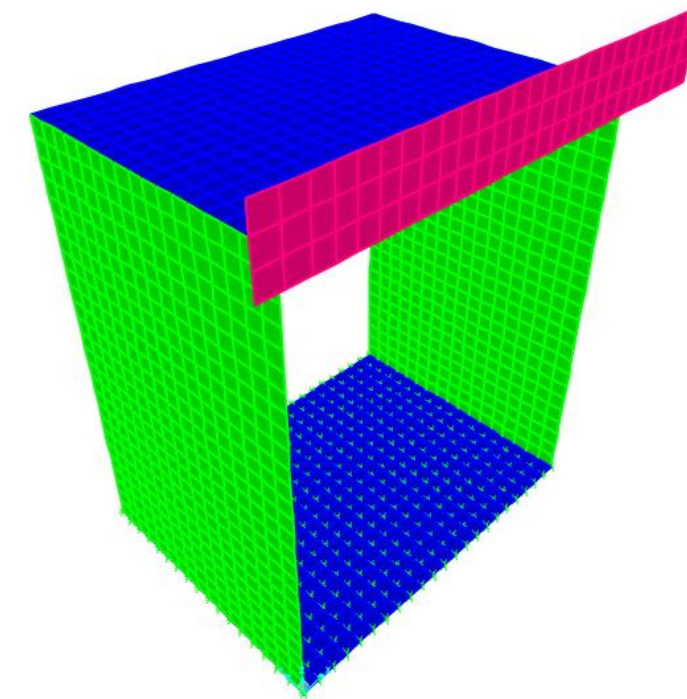
En este Apéndice se comprueba la afección de dicho recrecido sobre la ampliación de esta Estructura, planteada en el Proyecto original y completamente ejecutada.

2. MODELO DE CÁLCULO

2.1.DEFINICIÓN DEL MODELO

Para comprobar las tensiones ejercidas en el terreno y si la armadura del marco es suficiente, se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo losa mediante el programa comercial SAP2000. La longitud modelizada es 4.27 m, lo que corresponde a la longitud de la ampliación.

A este modelo se le añade el recrecido en forma de muro con su altura correspondiente. A falta de datos geotécnicos precisos, se emplean muelles en el terreno de 20000 kN/m³, lo que se considera un valor estándar.

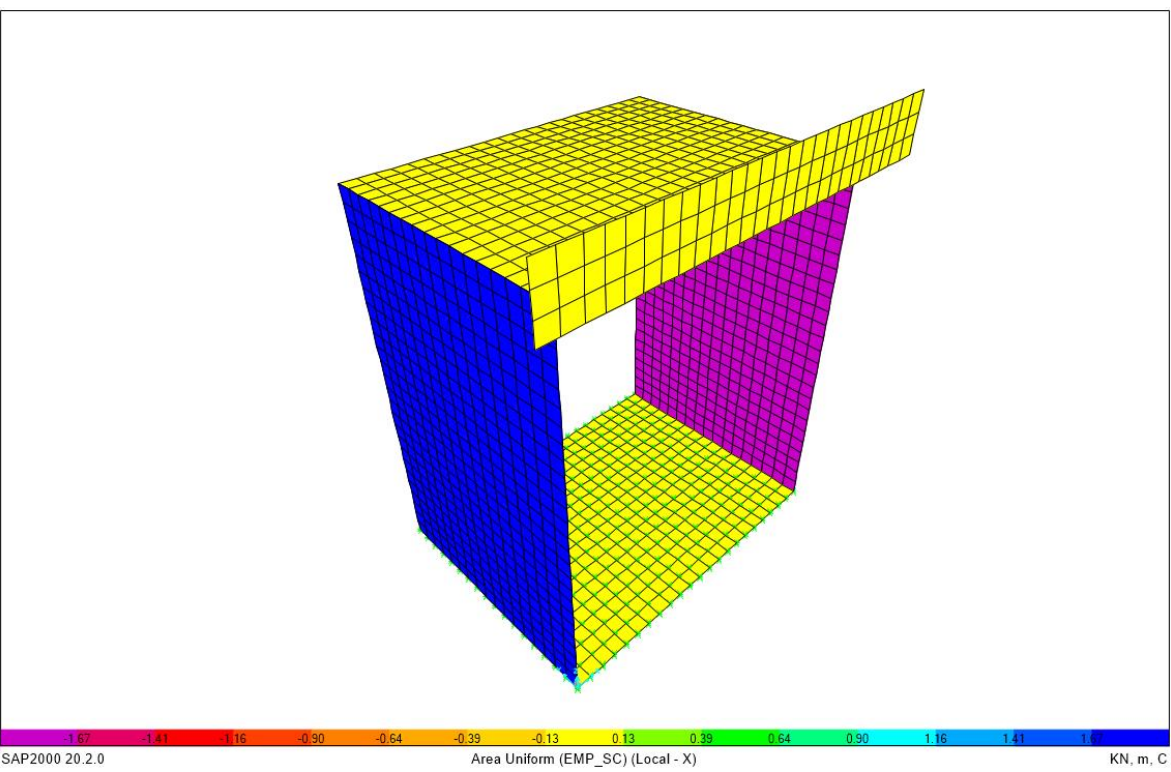
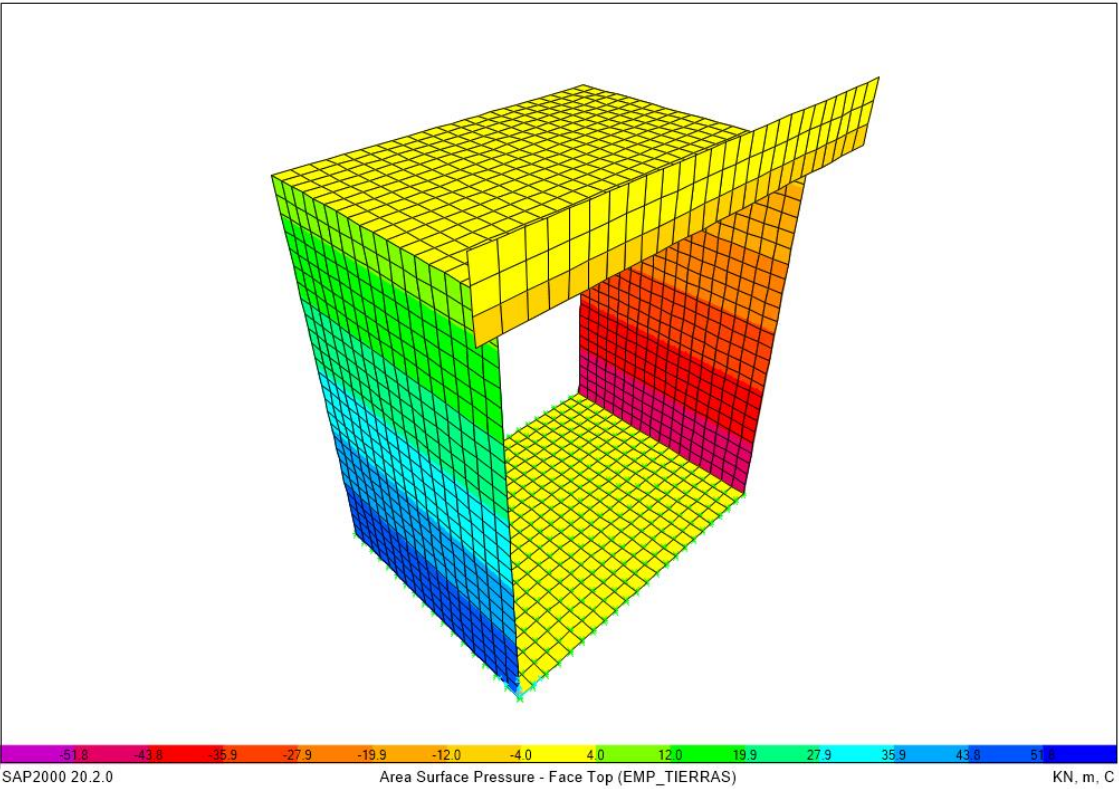
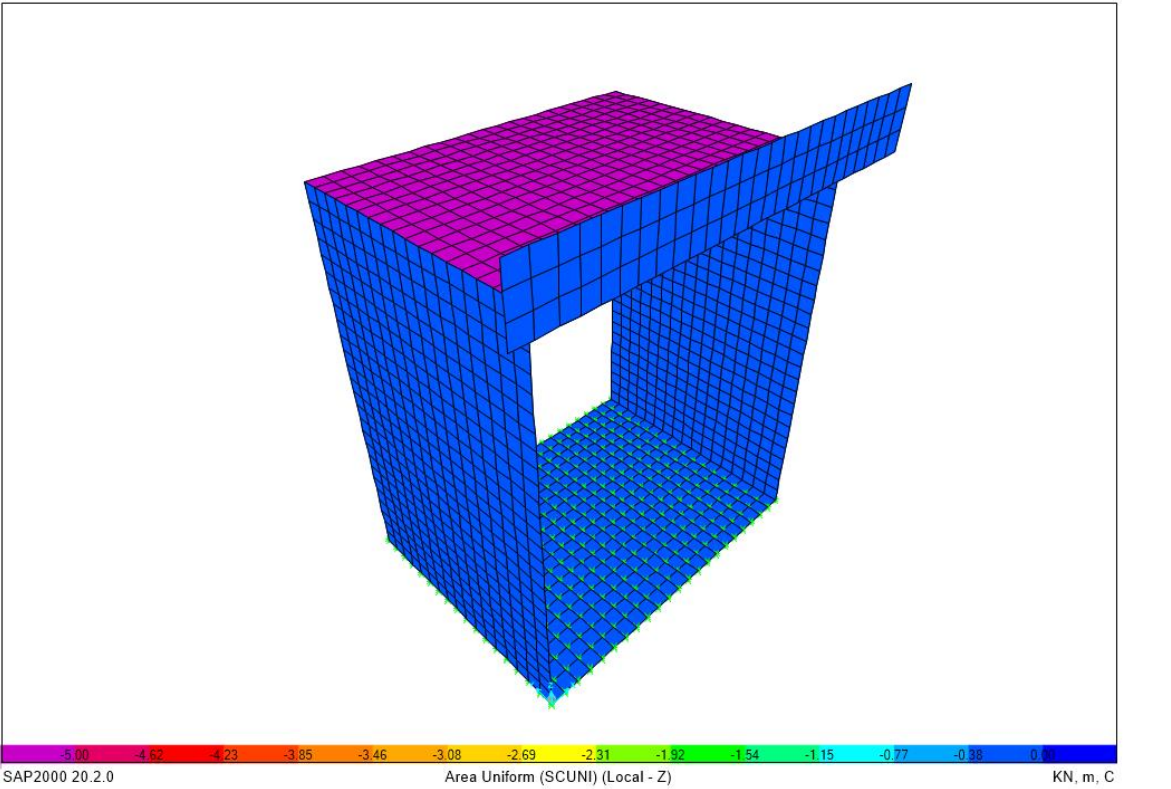
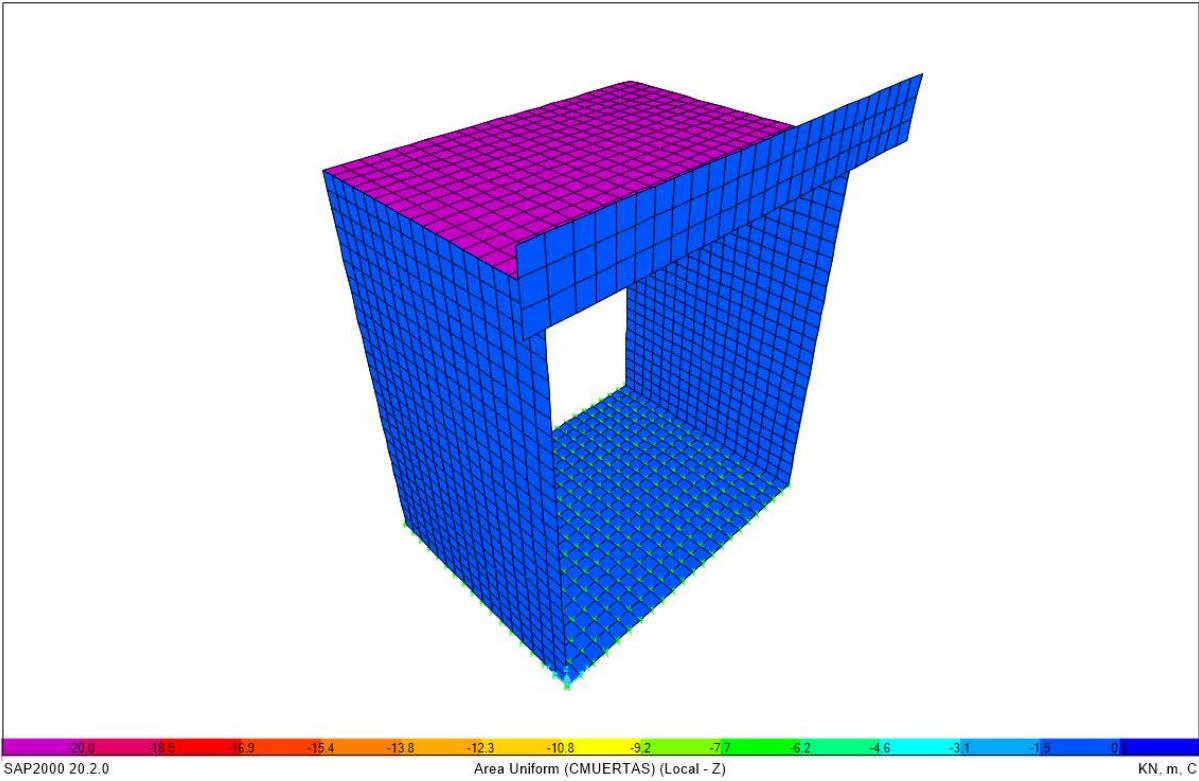


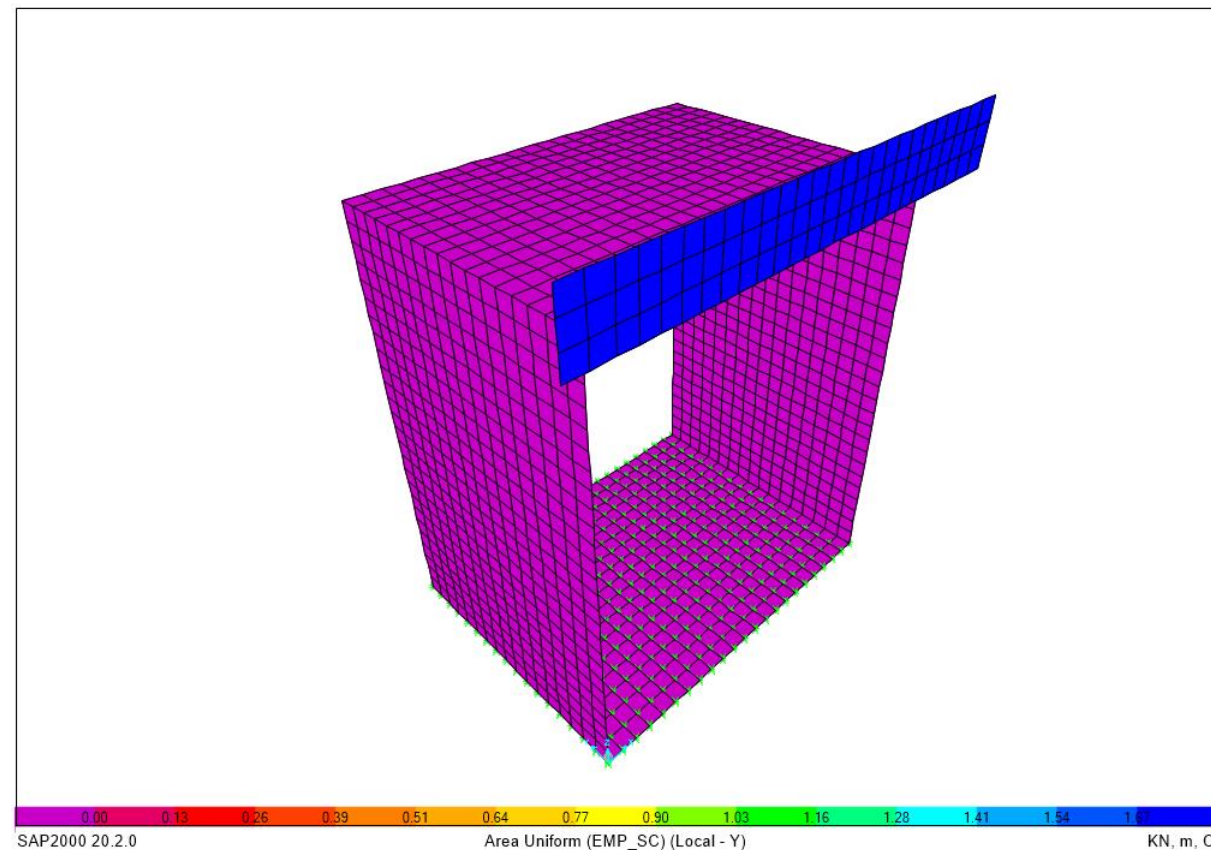
2.2.CARGAS APLICADAS

A este modelo se le aplicarán las cargas siguientes:

- Peso propio del marco y el muro.
- Cargas Muertas: Incluyen el relleno, tomando el espesor de tierras con un peso específico de 20 kN/m³ y el pavimento con un peso específico de 23 kN/m³. Se toma una carga repartida de 20 kN/m².
- Empuje de tierras: Tomando el empuje activo sobre el marco y el muro ($\phi=30^\circ$).
- Sobrecarga de uso: Se toma una carga uniforme de 5 kN/m², correspondiente a pasarelas peatonales, puesto que por encima discurre el carril bici.
- Empuje de sobrecarga de uso sobre el muro.

A continuación, se presentan las cargas aplicadas:





2.3.COMBINACIONES DE CARGA

Para obtener las tensiones en el terreno se toman las siguientes combinaciones en Estado Límite de Servicio:

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
ELS1	Linear Add	No	Linear Static	CMUERTAS	1
ELS1			Linear Static	DEAD	1
ELS1			Linear Static	EMP_SC	1
ELS1			Linear Static	EMP_TIERRAS	1
ELS1			Linear Static	SCUNI	1
ELS2	Linear Add	No	Linear Static	CMUERTAS	1
ELS2			Linear Static	DEAD	1
ELS2			Linear Static	EMP_TIERRAS	1
ELS2			Linear Static	SCUNI	1

Para las comprobaciones en Estado Límite Último se toman las siguientes:

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
ELU1	Linear Add	No	Linear Static	CMUERTAS	1.35
ELU1			Linear Static	DEAD	1.35
ELU1			Linear Static	EMP_SC	1
ELU1			Linear Static	EMP_TIERRAS	1
ELU1			Linear Static	SCUNI	1.35
ELU2	Linear Add	No	Linear Static	CMUERTAS	1.35
ELU2			Linear Static	DEAD	1.35
ELU2			Linear Static	EMP_SC	1.5
ELU2			Linear Static	EMP_TIERRAS	1.5
ELU2			Linear Static	SCUNI	1.35
ENVELU	Envelope	No	Response Combo	ELU1	1
ENVELU			Response Combo	ELU2	1

3. COMPROBACIONES REALIZADAS

3.1.COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN EL TERRENO

En el Anejo de Geotecnia del Proyecto Modificado, se obtiene la siguiente tensión admisible para esta Estructura:

A efectos de cálculo se han considerado estos parámetros:

PARÁMETROS	
B _i	4,25 m
L _i	6,50 m
D	1,25 m
h _w	1,50 m

Se ha obtenido el siguiente resultado:

$$P_{v adm} = 187,70 \text{ KPa}$$

Se dan a continuación las máximas deformaciones verticales en la losa inferior, con los que se obtiene la tensión máxima en el terreno:

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
1	ELS2	Combination	0	0	0.006755
2	ELS2	Combination	0	0	0.006755
5	ELS2	Combination	0	0	0.006706
25	ELS2	Combination	0	0	0.006706
6	ELS2	Combination	0	0	0.006654
24	ELS2	Combination	0	0	0.006654
98	ELS2	Combination	0	0	0.006606
471	ELS2	Combination	0	0	0.006606
7	ELS2	Combination	0	0	0.006601
23	ELS2	Combination	0	0	0.006601

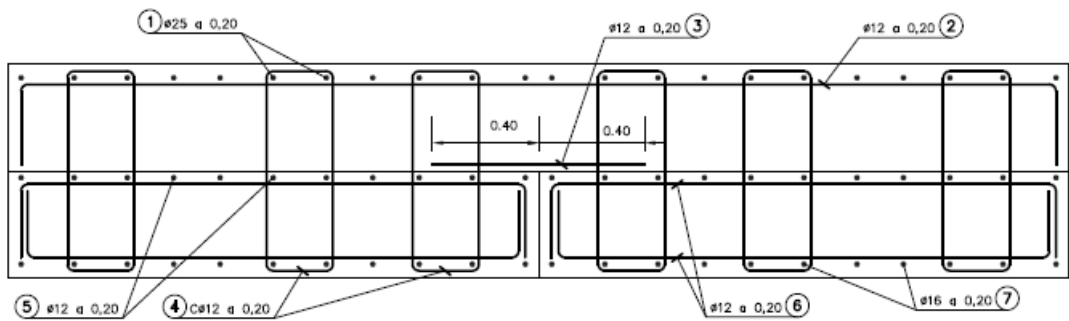
La máxima tensión actuante es, por tanto:

$\sigma_{\max} = 0.006755 \cdot 20000 = 135.1 \text{ KPa} < P_{v,adm} = 187.7 \text{ KPa}.$

Por tanto, el refuerzo es válido en términos de tensiones en el terreno.

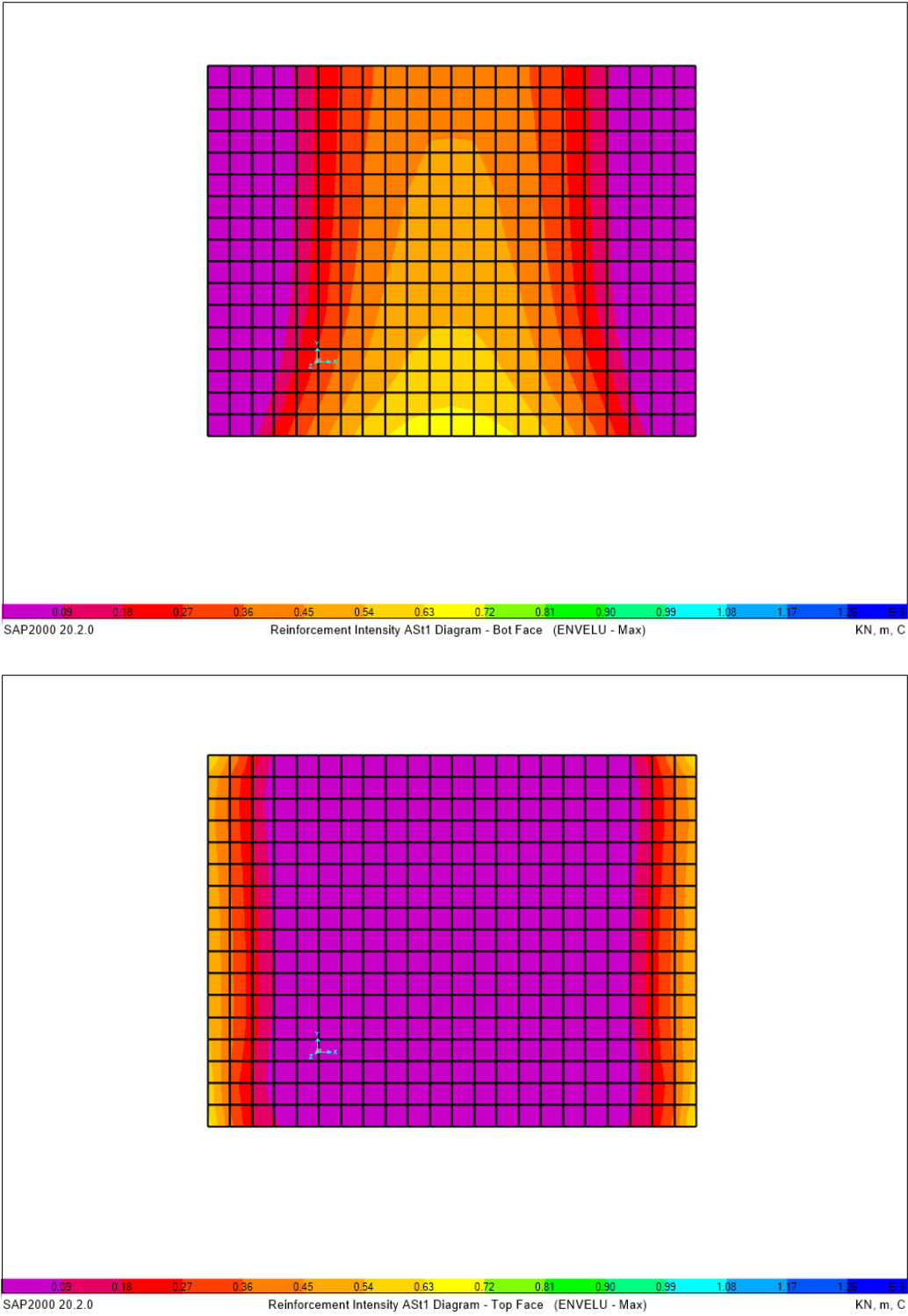
3.2.COMPROBACIÓN ARMADURA LOSA SUPERIOR

La armadura de la losa superior del marco es la siguiente:



En dirección perpendicular al marco, la armadura es Ø25/20 en cara superior y Ø16/20 en cara inferior.

Las necesidades de armado son la siguientes:



La armadura necesaria para la losa superior es de alrededor de 7 cm²/m en ambas caras, lo que queda cubierto por la armadura dispuesta. Por tanto, el marco existente es válido con el nuevo recrecido.

APÉNDICE Nº5: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-5

ÍNDICE

APÉNDICE Nº5. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-5 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. MODELO DE CÁLCULO 2

 2.1. DEFINICIÓN DEL MODELO..... 2

 2.2. CARGAS APLICADAS 2

 2.3. COMBINACIONES DE CARGA 5

3. COMPROBACIÓN DE LA VIGA 6

 3.1. DATOS DE LA SECCIÓN DE LA VIGA..... 6

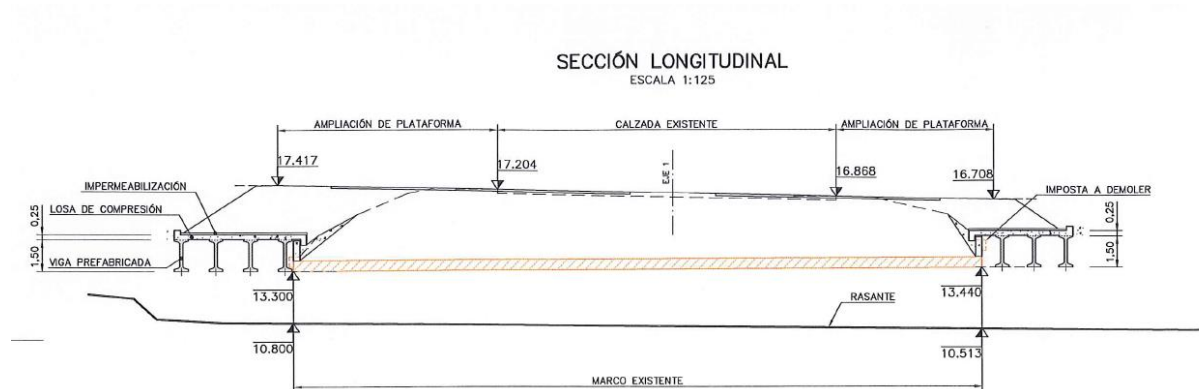
 3.2. RESULTADOS DEL CÁLCULO 6

 3.3. TENSIONES EN LA VIGA..... 8

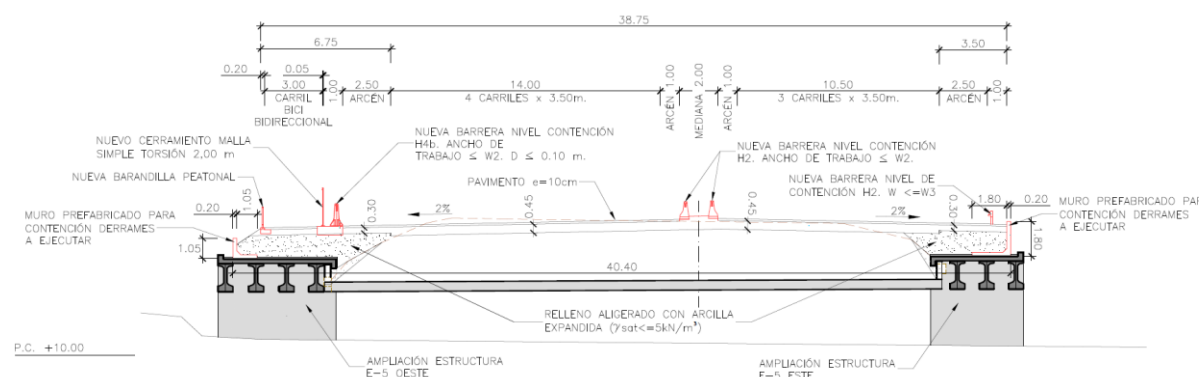
APÉNDICE Nº5. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-5

1. INTRODUCCIÓN

Las actuaciones en este caso consisten únicamente en contener el derrame de las tierras sobre el camino que pasa por debajo de la Estructura. La Estructura es un marco que se ha ampliado por ambas márgenes con tableros de vigas doble “T” prefabricadas sobre las que se dispone el relleno. Esto se puede ver en la situación actual:



Sin embargo, debido a que esta calzada se ha ampliado para dar cabida a un carril bici, hay que contener dichas tierras. Esta contención se consigue con sendos uros prefabricados (uno en cada margen). Sin embargo, puesto que la altura del relleno crece ligeramente con la nueva rasante y, sobre todo, ya que se desplaza la plataforma, las vigas no serían válidas tomando las cargas de la IAP-11, puesto que los cordones inferiores estarían traccionados en combinación frecuente, lo que no permite la EHE-08 para un ambiente IIIa, como es el caso. Puesto que el refuerzo de las vigas ante este efecto es complicado, se ha optado por reducir las cargas actuantes empleando arcilla expandida (tipo arlita). De esta forma, se tiene la sección siguiente:



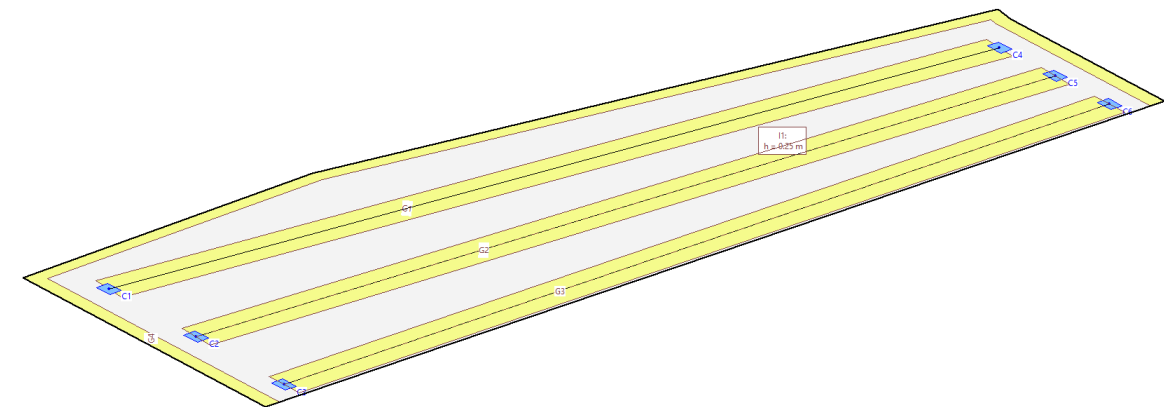
En este Apéndice se comprueba la validez de las vigas prefabricadas dispuestas, obteniendo de forma simplificada la tensión en su fibra inferior para la combinación frecuente en centro de vano.

2. MODELO DE CÁLCULO

2.1. DEFINICIÓN DEL MODELO

Para estudiar las vigas prefabricadas se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo losa en el programa comercial CEDRUS-8 del tablero del margen este, que es la pésima, tanto por la altura del relleno, como por las cargas, ya que en la margen oeste corresponde con el carril bici.

Se trata de un tablero con 3 vigas de 1.50 m de canto y una losa superior de 25 cm de canto.



2.2. CARGAS APLICADAS

A este modelo se le aplican las cargas siguientes:

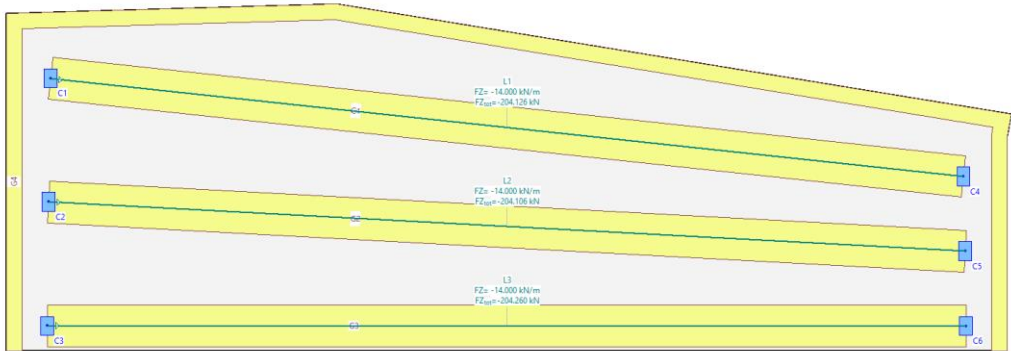
- Peso propio de las vigas.
- Peso propio de la losa.
- Carga Muerta: Se incluye el paquete de firme y el relleno de arcilla expandida (cuyo peso específico se toma igual a 4 kN/m³). El paquete de firme es de 30 cm y el relleno de 1.40 m. Por tanto, la carga uniforme es la siguiente:

$$q_{unif} = 0.3 \cdot 23 + 1.40 \cdot 4 = 12.5 \text{ kN/m}^2$$

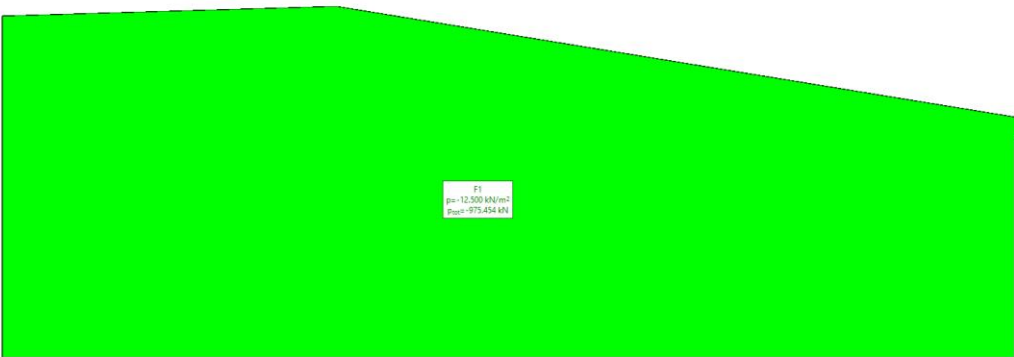
- Sobrecarga Uniforme: Se toma según los carriles definidos en la IAP-11, pero distribuido en profundidad a 45º.
- Sobrecarga de carros: Al igual que en el caso de la sobrecarga uniforme se reparte a 45º la carga de los 4 ejes considerada como uniforme en un cuadrado de 2 m x 1.2 en la cota superior del pavimento.

A continuación, se presentan las cargas aplicadas:

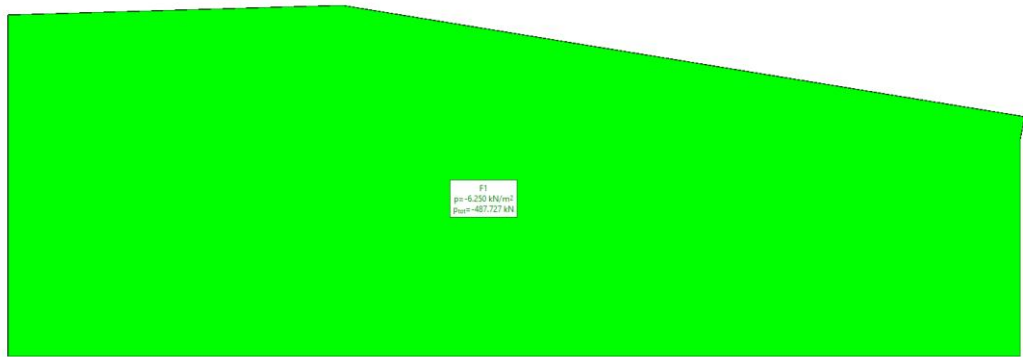
Hipòtesis de carga PVIGA: PESO PROPIO VIGA



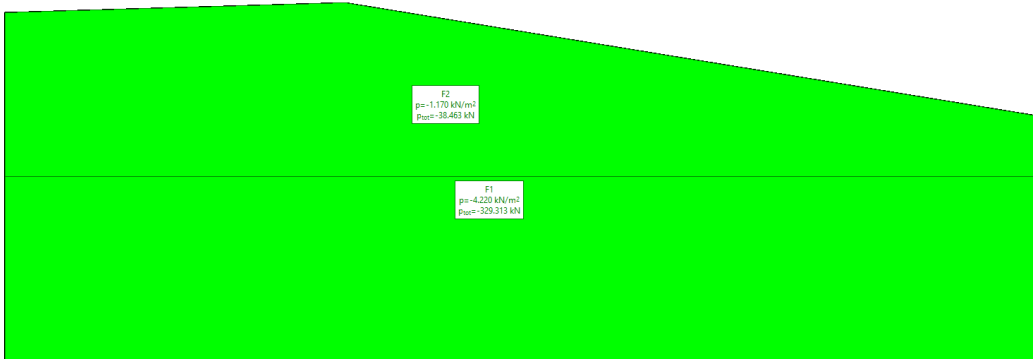
Hipòtesis de carga CMUER: CARGA MUERTA



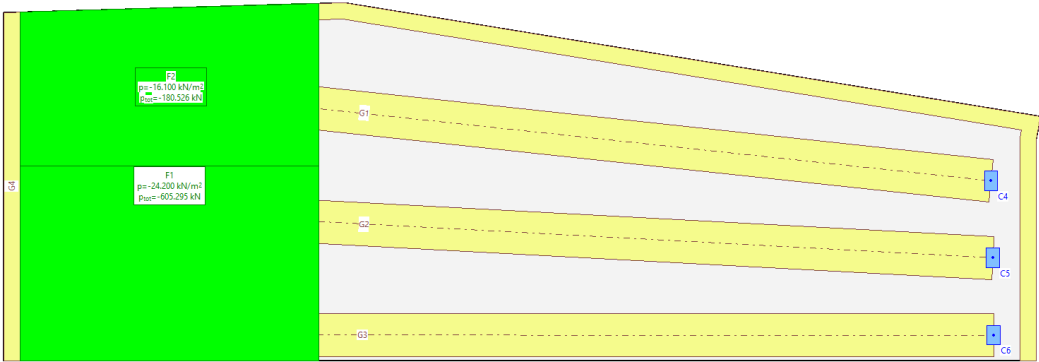
Hipòtesis de carga PLOSA: PESO PROPIO LOSA



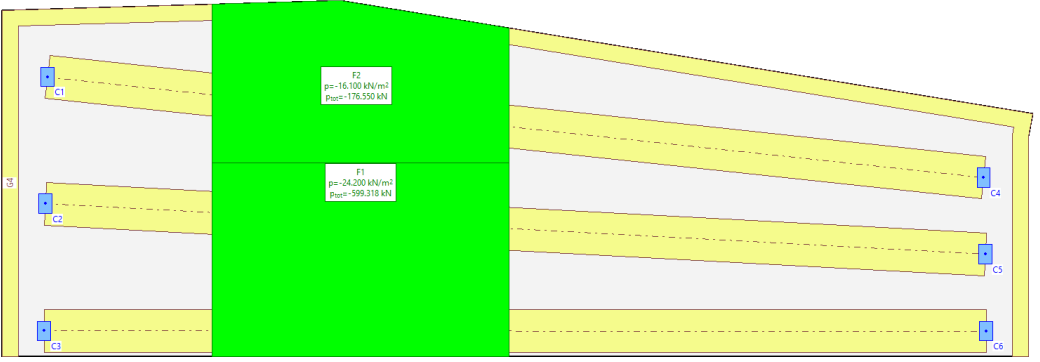
Hipòtesis de carga SCUNI: SOBRECARGA UNIFORME



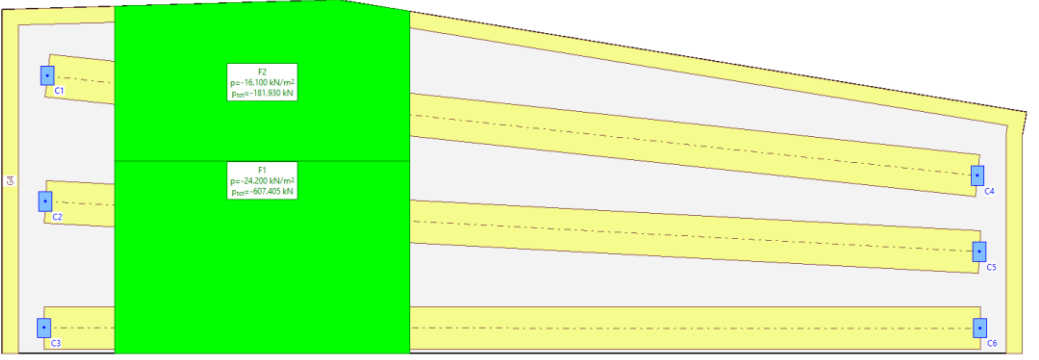
Hipòtesis de carga CAR1: Carros 1



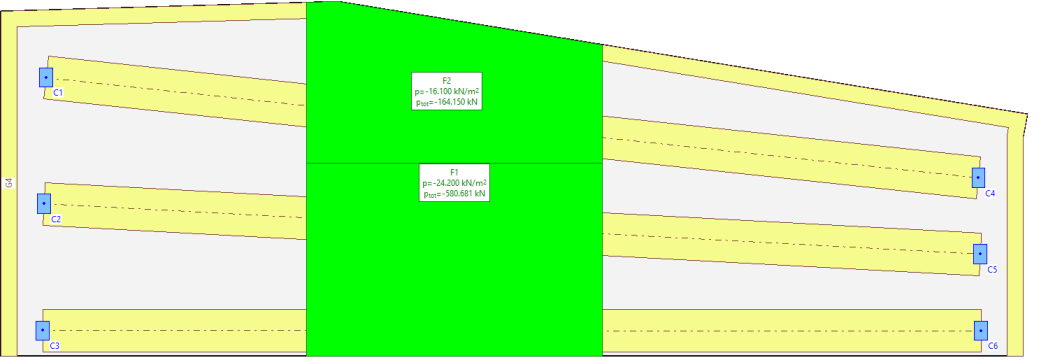
Hipòtesis de carga CAR3: Carros 3



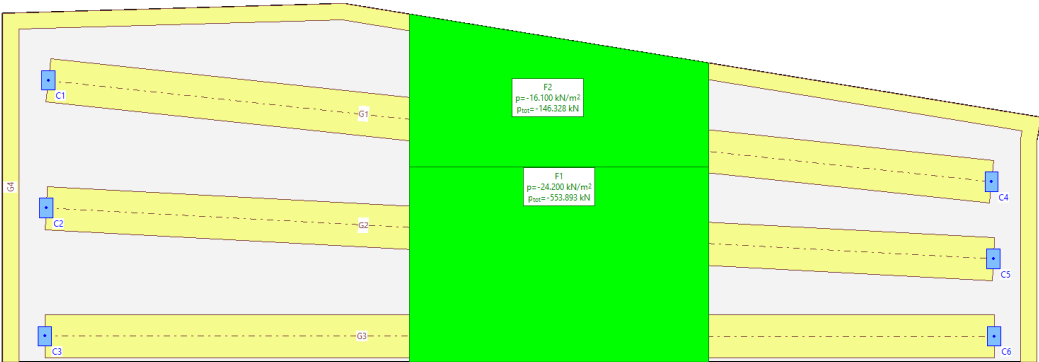
Hipòtesis de carga CAR2: Carros 2



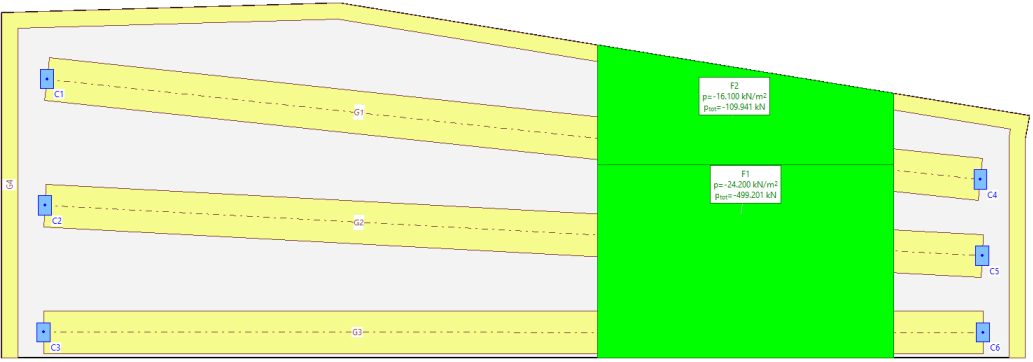
Hipòtesis de carga CAR4: Carros 4



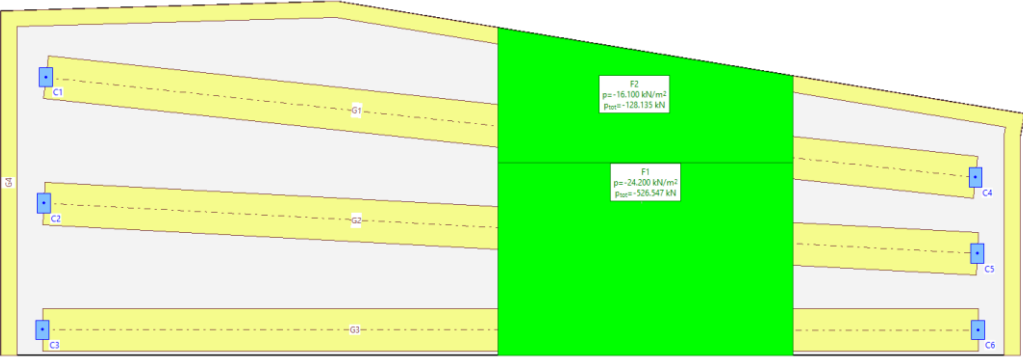
Hipótesis de carga CAR5: Carros 5



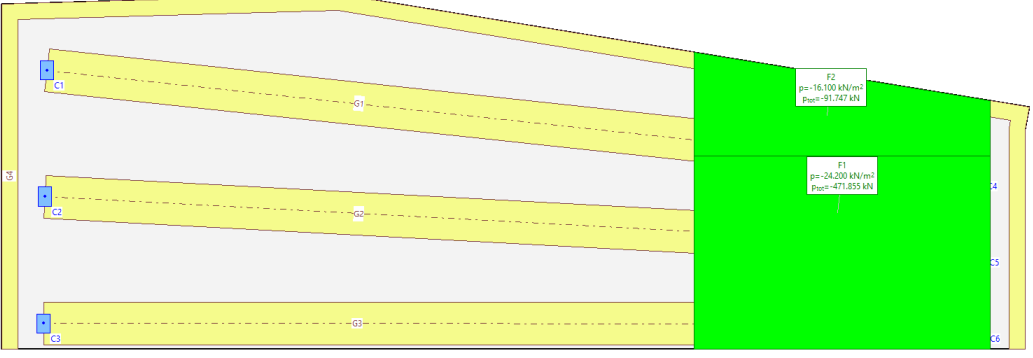
Hipótesis de carga CAR7: Carros 7



Hipótesis de carga CAR6: Carros 6



Hipótesis de carga CAR8: Carros 8



2.3.COMBINACIONES DE CARGA

Las acciones se darán por hipótesis simples, salvo en el caso de la sobrecarga de los carros, donde se dará su envolvente.

3. COMPROBACIÓN DE LA VIGA

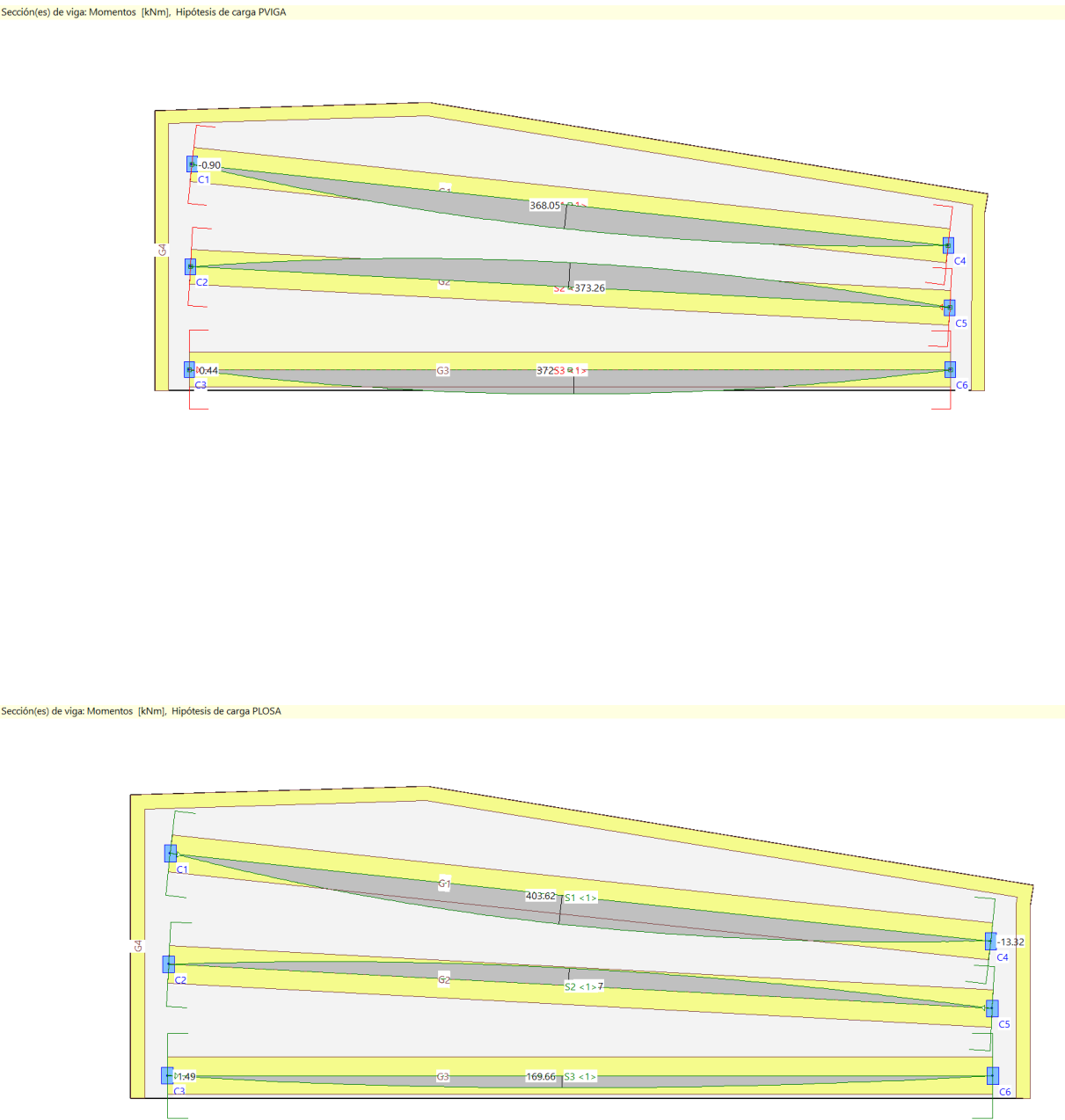
3.1.DATOS DE LA SECCIÓN DE LA VIGA

Los datos de entrada de la viga son los siguientes:

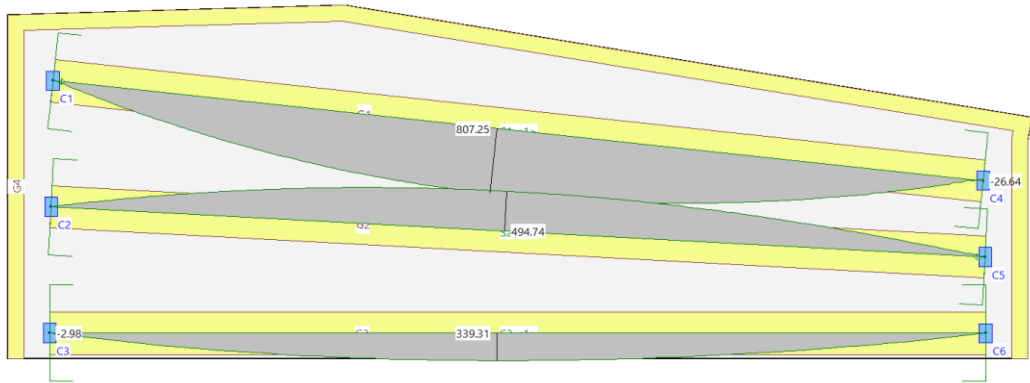
VIGA				
h_{viga} [m]:	1.450			
A_{viga} [m ²]:	0.559			
I_{viga} [m ⁴]:	0.144			
$y_{cdg,inf}$ [m]:	0.618			
W_{sup} [m ³]:	0.173			
W_{inf} [m ³]:	0.233			
$f_{ck,viga}$ [MPa]:	45.000			
$E_{c,viga}$ [MPa]:	31928.429			
VIGA +LOSA				
$h_{viga+losa}$ [m]:	1.700			
$A_{viga+losa}$ [m ²]:	1.069	<- Características homogeneizadas a		
$I_{viga+losa}$ [m ⁴]:	0.434	hormigón viga		
$y_{cdg,inf}$ [m]:	1.075			
$W_{sup,losa}$ [m ³]:	0.776	0.695		
$W_{inf,losa}$ [m ³]:	1.294	1.158		
$W_{sup,viga}$ [m ³]:	1.158			
$W_{inf,viga}$ [m ³]:	0.404			
$f_{ck,losa}$ [MPa]:	30.000			
$E_{c,losa}$ [MPa]:	28576.791			
$n(E_{c,losa}/E_{c,viga})$:	0.895			
DEFINICIÓN CABLES				
Centro Vano				
	n	r [m]	N ₀ [kN]	M ₀ [mkN]
Capa 1ª	15	0.05	-2094.75	-1200.71
Capa 2ª	8	0.09	-1117.20	-590.11
Capa 3ª	2	0.27	-279.30	-97.25
Capa Superior	4	1.40	-558.60	436.71
			-4049.85	-1451.35
Apoyo				
	n	r [m]	N ₀ [kN]	M ₀ [mkN]
Capa 1ª	15	0.05	-2094.75	-1200.71
Capa 2ª	8	0.09	-1117.20	-590.11
Capa 3ª	2	0.27	-279.30	-97.25
Capa Superior	4	-0.05	-558.60	-373.26
			-4049.85	-2261.32

3.2.RESULTADOS DEL CÁLCULO

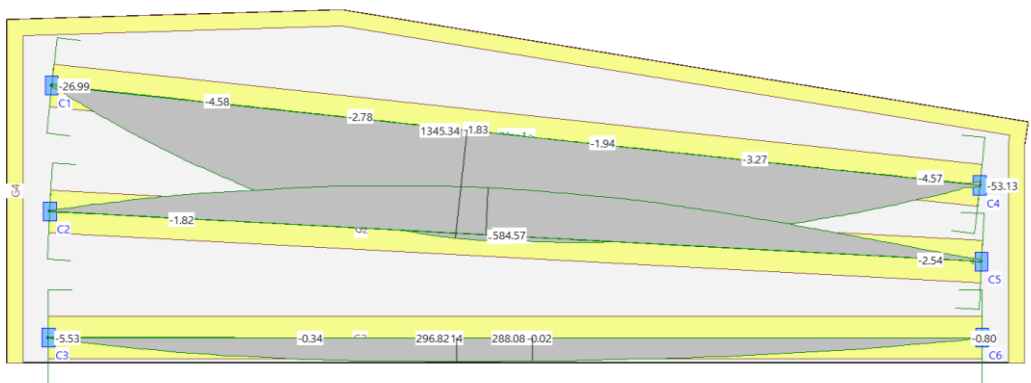
Los siguientes momentos se obtienen con las diferentes cargas en las vigas:



Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Hipótesis de carga CMUER



Sección(es) de viga: Envolvente de momentos de armado [kNm], Especificación ENVCARROS

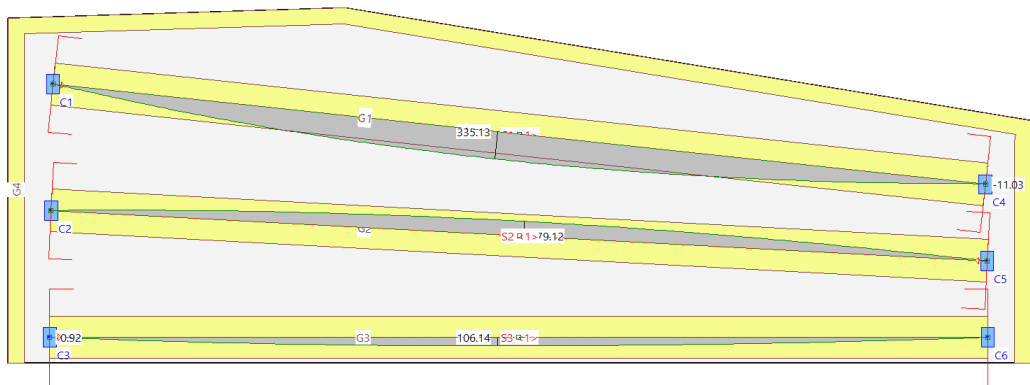


Los esfuerzos pésimos en la viga más cargada se resumen a continuación:

ESFUERZOS EN SECCIÓN CENTRO VANO

	N [kN]	M [mkN]
Peso propio viga	0.00	368.00
Pretensado t_0	-3239.88	-1161.08
Pérdidas pretensado	809.97	290.27
Peso propio losa	0.00	404.00
Carga muerta	0.00	808.00
Sobrecarga Uniforme	0.00	336.00
Sobrecarga Puntuales	0.00	1346.00

Sección(es) de viga: Momentos [kNm], Hipótesis de carga SCUNI



3.3.TENSIONES EN LA VIGA

Con los esfuerzos del apartado anterior se obtienen las siguientes tensiones:

TENSIONES EN SECCIÓN CENTRO VANO				
	$\sigma_{sup,losa}$ [MPa]	$\sigma_{inf,losa}$ [MPa]	$\sigma_{sup,viga}$ [MPa]	$\sigma_{inf,viga}$ [MPa]
Peso propio viga			-2.13	1.58
Pretensado t_0			0.92	-10.79
Pretensado t_{inf}	0.38	0.53	0.51	1.48
Peso propio losa			-2.34	1.74
Carga muerta	-1.04	-0.62	-0.70	2.00
Sobrecarga Rara	-2.17	-1.30	-1.45	4.16
Sobrecarga Frecuente	-1.47	-0.88	-0.99	2.83
Vacío			-1.21	-9.21
Carga permanente. T_0	-1.04	-0.62	-4.24	-5.47
Comb Característica T_0	-3.21	-1.92	-5.70	-1.31
Carga permanente. T_{inf}	-0.66	-0.09	-3.74	-3.99
Comb Característica T_{inf}	-2.82	-1.39	-5.19	0.17
Comb Frecuente, T_{inf}	-2.13	-0.98	-4.72	-1.16

Se obtiene una compresión de 1.16 MPa en la viga más cargada para la combinación frecuente, por lo que se considera que dicha viga es válida para la nueva disposición y, por tanto, no es necesario reforzar los tableros de vigas de esta Estructura.

APÉNDICE Nº6: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-6

ÍNDICE

APÉNDICE Nº6. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-6 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO 2

2.1. ESFUERZOS POR VIGA 2

2.2. SECCIONES RESISTENTES 3

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 4

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 5

2.5. ELS CUASIPERMANENTE 7

2.6. ELS FRECUENTE 8

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

APÉNDICE Nº6. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-6

1. INTRODUCCIÓN

La actuación en la Estructura E-6 consiste en la ampliación de un tablero de vigas sobre el Río Llobregat por ambas caras, de la cual faltan por ejecutar 3 vanos completos. En este Apéndice se predimensiona el nuevo tablero, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1. ESFUERZOS POR VIGA

OBRA: Estructura E-6
Viga central H= 2.05

DATOS DEL
TABLERO

Luz (m)	21	Sc uniforme	binf1	1.5	q1	9
Distancia entre vigas (m)	3					
Canto viga (m)	2.05					
Área viga (m2)	0.6638	Vehículo	dist a viga1	1	Q1	300
Espesor losa (m)	0.25		dist a viga2	1	Q2	300
Espesor pavimento (m)	0.1		dist a viga3	2.5	Q3	0
Barrera (KN)	0		dist a viga4	2.5	Q4	0
Bpav(m)		3				
Bbarr(m)		0				

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	16.6
Peso propio losa	q (KN/m)	18.8
Carga muerta	qpav (KN/m)	10.4
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	17.3
Vehículo pesado	Q (KN)	400.0

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	915
Peso propio losa	M (KNm)	1034
Carga muerta	M (KNm)	571
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	951
Vehículo pesado	M (KNm)	2100

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	174
Peso propio losa	V (KN)	197
Carga muerta	V (KN)	109
Sobrecarga uniforme	V (KN)	181
Vehículo pesado	V (KN)	400

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	7519
Cortante	Vd (KN)	1432

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	5570
Cortante	Vk (KN)	1061

2.2. SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat		Page 36	
Secciones		07.04.21, 17:09	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez	FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA-205

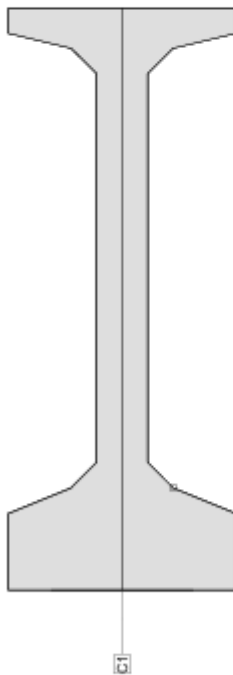
Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.40	0	2	0.40	0
				3	0.40	0.27	4	0.18	0.36
				5	0.09	0.45	6	0.09	1.82
				7	0.18	1.91	8	0.40	1.96
				9	0.40	2.05	10	0	2.05
				11	-0.40	2.05	12	-0.40	1.96
				13	-0.18	1.91	14	-0.09	1.82
				15	-0.09	0.45	16	-0.18	0.36
				17	-0.40	0.27			

Section properties: (reference material: C)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]	
A_x	0.6638 (=A _x)	I_x	0.009254	y_s	0.00	M_{cs}	1659.5
A_y	(=A _y)	I_y	0.345215	z_s	0.87		
A_z	(=A _z)	I_z	0.018895	β	0 [°]		

Cross-section VIGA-205 (H500): Outline



Scale 1:20.0

Nr.:

C:\Home\Baix Llobregat\Secciones.FG7

Baix Llobregat Secciones	Page 37
	07.04.21, 17:09
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID	FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA-E6

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_q [m]	z_q [m]	No.	y_q [m]	z_q [m]				
C1	C	H500	Polygon	1	-0.40	0	2	0.40	0				
				3	0.40	0.27	4	0.18	0.36				
				5	0.09	0.45	6	0.09	1.82				
				7	0.18	1.91	8	0.40	1.96				
				9	0.40	2.05	10	0	2.05				
				11	-0.40	2.05	12	-0.40	1.96				
				13	-0.18	1.91	14	-0.09	1.82				
				15	-0.09	0.45	16	-0.18	0.36				
				17	-0.40	0.27							
				C2	CC	H300	Polygon	1	-1.50	2.05	2	1.50	2.05
								3	1.50	2.30	4	-1.50	2.30

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

	Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]			Mass [kg/m]
A_x	1.5797	I_x	0.026373	y_s	0.00		M_{cs}	3534.5
A_y (=A _x)		I_y	1.102786	z_s	1.49			
A_z (=A _y)		I_z	0.586118	β	0 [°]			

Cross section (Girder): VIGA-E6

Tendons G0 $\Sigma A_p = 3220 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.2 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{tq} [m]	z_{tq} [m]	d_y	d_z	$z_0+\Delta z$ [m]	P_{so}/P_o	A_p [mm²]
EP1	A1900	0	bond	0	0.22	0	0	6.6	0.850	3220

bond : with / without bonding

Cross-section VIGA-E6 (H500;H300;A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:30.0

Nr.:

C:\Home\Baix Llobregat\Secciones.FG7

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada solicitud sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-6	canto viga [m]	2.05	espesor medio
	Viga central H= 2.05	esp_losa [m]	0.25	

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga	91	A [m2]	0.6638	Ah [m2]	1.5797
pp_losa	103	Winf [m3]	0.39678161	Winf [m3]	0.7403
cm	57	Wsup [m3]	0.29254237	Wsup [m3]	1.3617
sc_unif	95	y_inf [m]	0.87	y_inf [m]	1.49
carro	210	y_sup [m]	1.18	y_sup [m]	0.81

σ_{inf_viga} [t/m2]	230.6
σ_{inf_losa} [t/m2]	260.5
σ_{inf_cm} [t/m2]	77.1
σ_{inf_sc} [t/m2]	128.5
σ_{inf_carro} [t/m2]	283.7

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

			e [m]	0.2326
[a]	Tensiones debidas a Po menos pérdidas instantáneas		ΔPins [%]	4.25
			ΔPdif [%]	15.33
σ_inf_1 [t/m2]	2.981	veces Po		
[b]	Tensiones debidas a ΔPdif		El pretensado es favorable:	
			γp	0.95
σ_inf_2 [t/m2]	-0.358	veces Po		

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t]	261.1
n	13
[ϕ 0,6"]	

Comprobación de cuantía mínima para la sección: $A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga A_p [cm2]> 8.5

para la viga+losa A_p [cm2]> 7.9

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	15	0.05
2º FILA	6	0.1
SUPERIOR	2	2
	23	0.2326

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 \cdot f_{p_{max,k}}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c .

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

[d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días.

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE) :

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c .

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.

χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.

$\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-6

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.6638	perímetro	Abruta [m2]	1.5797	perímetro
Winf [m3]	0.39678161	4.76	Winf [m3]	0.740268456	8.76
Wsup [m3]	0.29254237		Wsup [m3]	1.361728395	
y_inf [m]	0.87		y_inf [m]	1.49	
y_sup [m]	1.18		y_sup [m]	0.81	
esp_medio [mm]	278.9		esp_medio [mm]	360.7	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	458.85
pp_viga	91.4799375	cables ϕ 0,6"	23
pp_losa	103.4	ρ	0.75
cm	57.1		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	32.2	r_viga [m]	0.721	[e/r]^2_viga	0.781
eo_viga [m]	0.6373913	r_tot [m]	0.836	[e/r]^2_tot	2.264
eo_total [m]	1.2574				
q_viga	0.00485086	σ cg [t/m2]	168.9		
q_tot	0.00203836	σ pe [t/m2]	141627.1		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	19.5	ΔP inst [%]	4.25

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE)		ε cs(30,0) = e cso·βs=	-3.402E-05
β s	0.104		
ε s	0.00032		
β HR	-1.01835		
coeficiente de fluencia	φ (30,4) =φo·βc(30-4)=		0.843
φ HR	1.464	β H	686.5
β (fcm)	2.21	β c	0.370
β (to)	0.704		
φ o	2.275		
σ cp [t/m2]	1010.1		

	ΔP dif_1 [t]	15.21	ΔP dif_1 [%]	3.3
[c] Determinación de ΔPdif_2				
deformación de retracción (según EHE)	$\varepsilon_{cs(00,30)} = e_{cs0} \cdot \beta_s =$			
			-2.438E-04	
$\beta_s(00,30) - \beta_s(30,0)$	0.748			
ε_s	0.00032			
β_{HR}	-1.018			
coeficiente de fluencia	$\varphi(00,30) = \varphi_0 \cdot [\beta_c(00,4) - \beta_c(30,4)] =$			
			1.383	
φ_{HR}	1.426	β_H	814.4	
$\beta(fcm)$	2.21	$\beta_c(00,4) - \beta_c(30,4) =$	0.624	
$\beta(to)$	0.704			
φ_0	2.216			
σ_{cp} [t/m2]	754.2	$\Delta\sigma_{pr}$ [t/m2]	10126.5	
	ΔP dif_2 [t]	55.15	ΔP dif_2 [%]	12.0

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	458.85
ΔP inst [t]	19.5
ΔP dif_1 [t]	15.21
ΔP dif_2 [t]	55.15
Pfinal [t]	369.0

2.5. ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + 0.95 \cdot P$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CUASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-6	canto viga [m]	2.05
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	91.4799375
pp_losa	103.4
cm	57.1
sc_unif	95.1
carro	210.0
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-230.6	σ_2_viga [t/m2]	312.7
σ_1_losa [t/m2]	-260.5	σ_2_losa [t/m2]	353.3
σ_1_cm [t/m2]	-77.1	σ_2_cm [t/m2]	29.0
σ_1_sc [t/m2]	-128.5	σ_2_sc [t/m2]	48.3
σ_1_carro [t/m2]	-283.7	σ_2_carro [t/m2]	106.6

Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
-----------------------------------	-----------------------------------

σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	25.2	σ_{4_cm} [t/m2]	36.4
σ_{3_sc} [t/m2]	41.9	σ_{4_sc} [t/m2]	60.7
σ_{3_carro} [t/m2]	92.6	σ_{4_carro} [t/m2]	133.9

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	458.85	eo_viga [m]	0.637391304
	ΔP_{ins} [t]	19.49	eo_tot [m]	1.2574
	ΔP_{dif_1} [t]	15.21		
	ΔP_{dif_2} [t]	55.15		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	1320.3	σ_2 [t/m2]	-285.2
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-128.6	σ_2 [t/m2]	0.3
σ_3 [t/m2]	0.3	σ_4 [t/m2]	13.9

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret$

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	564.0	σ_2 [t/m2]	424.4
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	25.4	σ_4 [t/m2]	49.6

2.6. ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_o - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot carro$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-6	canto viga [m]	2.05
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	91.4799375
pp_losa	103.4
cm	57.1
sc_unif	95.1
carro	210.0
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

n

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-230.6	σ_2_viga [t/m2]	312.7
σ_1_losa [t/m2]	-260.5	σ_2_losa [t/m2]	353.3
σ_1_cm [t/m2]	-77.1	σ_2_cm [t/m2]	29.0
σ_1_sc [t/m2]	-128.5	σ_2_sc [t/m2]	48.3
σ_1_carro [t/m2]	-283.7	σ_2_carro [t/m2]	106.6

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3_viga [t/m2]	0.0	σ_4_viga [t/m2]	0.0
σ_3_losa [t/m2]	0.0	σ_4_losa [t/m2]	0.0
σ_3_cm [t/m2]	25.2	σ_4_cm [t/m2]	36.4
σ_3_sc [t/m2]	41.9	σ_4_sc [t/m2]	60.7

σ_{3_carro} [t/m2] 92.6 σ_{4_carro} [t/m2] 133.9

Las tensiones debidas al pretensado son:

Po [t] **458.85** eo_viga [m] **0.637391304**
 ΔP_{ins} [t] **19.49** eo_tot [m] **1.2574**
 ΔP_{dif_1} [t] **15.21**
 ΔP_{dif_2} [t] **55.15**

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2] 1320.3 σ_2 [t/m2] -285.2
 σ_3 [t/m2] 0.0 σ_4 [t/m2] 0.0

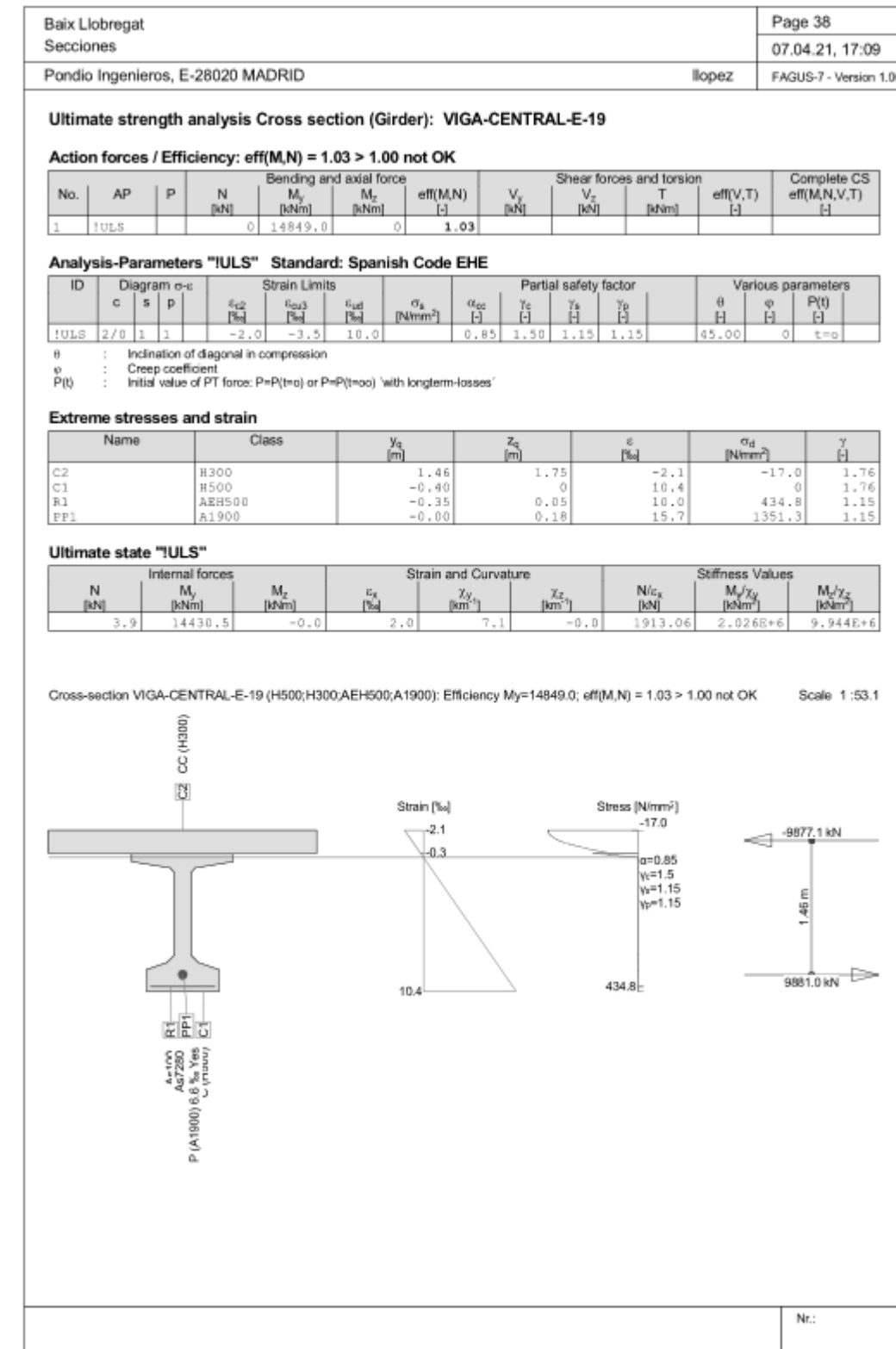
[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2] -128.6 σ_2 [t/m2] 0.3
 σ_3 [t/m2] 0.3 σ_4 [t/m2] 13.9

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret + 0.40 \times sc + 0.75 \times carro$

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 299.9	σ_2 [t/m2] 523.6
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 111.6	σ_4 [t/m2] 174.3

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO



APÉNDICE Nº7: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-7

ÍNDICE

APÉNDICE Nº7. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-7 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO 2

2.1. ESFUERZOS POR VIGA 2

2.2. SECCIONES RESISTENTES 3

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 4

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 5

2.5. ELS CUASIPERMANENTE 7

2.6. ELS FRECUENTE 8

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

3. ANÁLISIS DEL TABLERO EXISTENTE POR RECRECIDO DE PAVIMENTO 10

3.1. SECCIÓN RESISTENTE ACTUAL 10

3.2. CAPACIDAD RESISTENTE 11

3.3. DISEÑO DEL REFUERZO 11

APÉNDICE Nº7. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-7

1. INTRODUCCIÓN

La actuación en la Estructura E-7 consiste en la ampliación de un tablero de vigas sobre una carretera por ambas caras, constando únicamente de un vano. Se ha ejecutado únicamente el Estribo 1. En este Apéndice se predimensiona el nuevo tablero, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1. ESFUERZOS POR VIGA

OBRA: Estructura E-7
Viga H=0.60

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	15.86	Sobrecarga uniforme	binf1	0.66	q1	9
Distancia entre vigas (m)	0.66		binf2	0	q2	0
Ancho influencia	0.66					
Canto viga (m)	0.6					
Área viga (m2)	0.1806	Vehículo	dist a viga1	0	Q1	120
Espesor losa (m)	0.05		dist a viga2	0.75	Q2	0
Espesor pavimento (m)	0.1		dist a viga3	1	Q3	0
Barrera (KN)	0		dist a viga4	0	Q4	0
		Bpav(m)	0.66			
		Bbarr(m)	0			

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	4.5
Peso propio losa	q (KN/m)	6.9
Carga muerta	q (KN/m)	2.3
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	5.9
Vehículo pesado	Q (KN)	120.0

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	142
Peso propio losa	M (KNm)	218
Carga muerta	M (KNm)	72
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	187

Vehículo pesado	M (KNm)	476
-----------------	---------	-----

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	36
Peso propio losa	V (KN)	55
Carga muerta	V (KN)	18
Sobrecarga uniforme	V (KN)	47
Vehículo pesado	V (KN)	120

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	1476
Cortante	Vd (KN)	372

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	1094
Cortante	Vk (KN)	276

2.2. SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat Secciones		Page 15 07.04.21, 12:23	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez FAGUS-7 - Version 1.00	

Cross section (Girder): VIGA NUEVA E-7

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_1 [m]	z_1 [m]	No.	y_1 [m]	z_1 [m]
C1	CP	H350	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.07	4	0.08	0.12
				5	0.15	0.60	6	-0.15	0.60
				7	-0.09	0.12	8	-0.33	0.07

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CP)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Area moment [m⁴]		Mass [kg/m]	
A_x	0.1806	I_x	0.001803	y_s	0.00	I_{yz}	-0.000090	M_{CS}	451.5
A_y	(=A _x)	I_y	0.006753	z_s	0.26	I_{yz}	0.006751		
A_z	(=A _x)	I_z	0.002609	β	-1.2 [°]	I_{yz}	0.002611		

Moment of inertia : Moment of inertia with respect to principal axis (x = member axis)
Area moment : Second moment of area parallel to input axis

Cross section (Girder): VIGA NUEVA E-7

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 982 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.5 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_1 [m]	z_1 [m]	y_2 [m]	z_2 [m]	n_s	exist A_s [mm²]
R1	R	AEH500	2	PL	-0.10	0.07	0.10	0.07	2Ø25	982

BC : BC: 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone
Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 1400 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.8 \%$

Name	Class	BC	bond	y_1 [m]	z_1 [m]	dy	dz	$\epsilon_a + \Delta \epsilon$ [%]	$P_{so} P_o$	A_p [mm²]
FP1	A1900	0	bond	0	0.05	0	0	6.6	0.850	1400

bond : with / without bonding

Cross-section VIGA NUEVA E-7 (H350;AEH500;A1900): Outline, Reinforcements

Nr.:

Baix Llobregat Secciones		Page 16 07.04.21, 12:23	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez FAGUS-7 - Version 1.00	

Cross section (Girder): LOSA NUEVA E-7

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_1 [m]	z_1 [m]	No.	y_1 [m]	z_1 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.07	4	0.09	0.12
				5	0.15	0.60	6	-0.14	0.60
				7	-0.09	0.12	8	-0.33	0.07
C2	CC	H300	Polygon	1	-0.33	0.07	2	-0.09	0.12
				3	-0.14	0.60	4	0.15	0.60
				5	0.09	0.12	6	0.33	0.07
				7	0.33	0.65	8	-0.33	0.65

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Area moment [m⁴]		Mass [kg/m]	
A_x	0.4723	I_x	0.003816	y_s	-0.00	I_{yz}	-0.000081	M_{CS}	1068.0
A_y	(=A _x)	I_y	0.016913	z_s	0.32	I_{yz}	0.016906		
A_z	(=A _x)	I_z	0.016023	β	-5.3 [°]	I_{yz}	0.016031		

Moment of inertia : Moment of inertia with respect to principal axis (x = member axis)
Area moment : Second moment of area parallel to input axis

Cross section (Girder): LOSA NUEVA E-7

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 1473 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.3 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_1 [m]	z_1 [m]	y_2 [m]	z_2 [m]	n_s	exist A_s [mm²]
R1	R	AEH500	2	PL	-0.28	0.03	0.28	0.03	3Ø25	1473

BC : BC: 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone
Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 2240 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.5 \%$

Name	Class	BC	bond	y_1 [m]	z_1 [m]	dy	dz	$\epsilon_a + \Delta \epsilon$ [%]	$P_{so} P_o$	A_p [mm²]
FP1	A1900	0	bond	0	0.12	0	0	6.6	0.850	2240

bond : with / without bonding

Cross-section LOSA NUEVA E-7 (H500;H300;AEH500;A1900): Outline, Reinforcements

Nr.:

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada sollicitación sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-7	canto viga [m]	0.60	
	Viga H=0.60	esp_losa [m]	0.05	espesor medio

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga	14	A [m2]	0.1806	Ah [m2]	0.4573
pp_losa	22	Winf [m3]	0.02615385	Winf [m3]	0.0509
cm	7	Wsup [m3]	0.02	Wsup [m3]	0.0494
sc_unif	19	y_inf [m]	0.26	y_inf [m]	0.32
carro	48	y_sup [m]	0.34	y_sup [m]	0.33

σ_{inf_viga} [t/m2]	542.8
σ_{inf_losa} [t/m2]	831.6
σ_{inf_cm} [t/m2]	140.6
σ_{inf_sc} [t/m2]	366.7
σ_{inf_carro} [t/m2]	934.1

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

[a] Tensiones debidas a P_o menos pérdidas instantáneas

σ_{inf_1} [t/m2]	10.048	veces P_o
--------------------------	--------	-------------

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif} El pretensado es favorable:
 γ_p 0.95

σ_{inf_2} [t/m2]	-1.376	veces P_o
--------------------------	--------	-------------

distancia del cdg pretensado al fondo de viga

e [m]	0.1163
ΔP_{ins} [%]	8.93
ΔP_{dif} [%]	22.24

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t]	215.5
n	11
	[ϕ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección: $A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga	A_p [cm2]>	1.9
--------------	--------------	-----

para la viga+losa	A_p [cm2]>	1.9
-------------------	--------------	-----

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	10	0.04
2º FILA	4	0.09
SUPERIOR	2	0.55
	16	0.1163

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 \cdot f_{p_{max,k}}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

- [d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días.

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE) :

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- $\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).
- ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.
- χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.
- $\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-7

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.1806	perímetro	Abruta [m2]	0.4573	perímetro
Winf [m3]	0.02615385	2.64	Winf [m3]	0.0509375	1.32
Wsup [m3]	0.02		Wsup [m3]	0.049393939	
y_inf [m]	0.26		y_inf [m]	0.32	
y_sup [m]	0.34		y_sup [m]	0.33	
esp_medio [mm]	136.8		esp_medio [mm]	692.9	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	319.2
pp_viga	14.1962662	cables ϕ 0,6"	16
pp_losa	21.8	ρ	0.75
cm	7.2		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	22.4	r_viga [m]	0.194	[e/r]^2_viga	0.549
eo_viga [m]	0.14375	r_tot [m]	0.189	[e/r]^2_tot	1.165
eo_total [m]	0.2038				
q_viga	0.0124031	σ cg [t/m2]	300.1		
q_tot	0.00489832	σ pe [t/m2]	140949.2		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	28.5	ΔP inst [%]	8.93

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE)		ε cs(30,0) = e cso·βs=	-6.819E-05
β s	0.209		
ε s	0.00032		
β HR	-1.01835		
coeficiente de fluencia		φ (30,4) =φo·βc(30-4)=	1.023
φ HR	1.588	β H	464.1
β (fcm)	2.21	β c	0.414
β (to)	0.704		

	φ o	2.468		
σ cp [t/m2]	2192.8			
	ΔP dif_1 [t]	24.58	ΔP dif_1 [%]	7.7
[c] Determinación de ΔPdif_2				
deformación de retracción (según EHE)	ε cs(oo,30) = e cso·βs=		-1.853E-04	
β s (oo,30) - β s (30,0)	0.569			
ε s	0.00032			
β HR	-1.018			
coeficiente de fluencia	φ (oo,30) =φo·[βc(oo,4) - βc(30,4)]=		1.373	
φ HR	1.342	β H	1334.4	
β (fcm)	2.21	βc(oo-4) -	0.658	
β (to)	0.704	βc(30,4)=		
φ o	2.086			
σ cp [t/m2]	1643.5	Δσ pr [t/m2]	9667.3	
	ΔP dif_2 [t]	46.41	ΔP dif_2 [%]	14.5

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	319.2
ΔP inst [t]	28.5
ΔP dif_1 [t]	24.58
ΔP dif_2 [t]	46.41
Pfinal [t]	219.7

2.5. ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + 0.95 \cdot P$$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CUASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-7	canto viga [m]	0.60
		esp_losa [m]	0.05

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]		
pp_viga	14.1962662		
pp_losa	21.8		
cm	7.2		
sc_unif	18.7		
carro	47.6		
fck_viga [N/mm2]	50		
fck_losa [N/mm2]	30		
"+"=compresión			
Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-542.8	σ_2_viga [t/m2]	709.8
σ_1_losa [t/m2]	-831.6	σ_2_losa [t/m2]	1087.5
σ_1_cm [t/m2]	-140.6	σ_2_cm [t/m2]	123.0
σ_1_sc [t/m2]	-366.7	σ_2_sc [t/m2]	320.8
σ_1_carro [t/m2]	-934.1	σ_2_carro [t/m2]	817.3

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3_viga [t/m2]	0.0	σ_4_viga [t/m2]	0.0
σ_3_losa [t/m2]	0.0	σ_4_losa [t/m2]	0.0
σ_3_cm [t/m2]	106.8	σ_4_cm [t/m2]	125.9
σ_3_sc [t/m2]	278.6	σ_4_sc [t/m2]	328.4
σ_3_carro [t/m2]	709.9	σ_4_carro [t/m2]	836.6

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	319.20	eo_viga [m]	0.14375
	ΔPins [t]	28.51	eo_tot [m]	0.2038
	ΔPdif_1 [t]	24.58		
	ΔPdif_2 [t]	46.41		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔPins [t] - ΔPdif_1 [t]

σ_1 [t/m2]	2936.1	σ_2 [t/m2]	-439.2
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_dif_2 [t]

σ_1 [t/m2]	-287.1	σ_2 [t/m2]	60.9
σ_3 [t/m2]	52.9	σ_4 [t/m2]	78.1

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	1001.6	σ_2 [t/m2]	1561.0
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	157.1	σ_4 [t/m2]	200.1

2.6. ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot carro$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-7	canto viga [m]	0.60
		esp_losa [m]	0.05

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	14.19626618
pp_losa	21.8
cm	7.2
sc_unif	18.7
carro	47.6
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-542.8	σ_2_viga [t/m2]	709.8
σ_1_losa [t/m2]	-831.6	σ_2_losa [t/m2]	1087.5
σ_1_cm [t/m2]	-140.6	σ_2_cm [t/m2]	123.0
σ_1_sc [t/m2]	-366.7	σ_2_sc [t/m2]	320.8
σ_1_carro [t/m2]	-934.1	σ_2_carro [t/m2]	817.3

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	106.8	σ_{4_cm} [t/m2]	125.9
σ_{3_sc} [t/m2]	278.6	σ_{4_sc} [t/m2]	328.4
σ_{3_carro} [t/m2]	709.9	σ_{4_carro} [t/m2]	836.6

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	319.20	eo_viga [m]	0.14375
	ΔP_{ins} [t]	28.51	eo_tot [m]	0.2038
	ΔP_{dif_1} [t]	24.58		
	ΔP_{dif_2} [t]	46.41		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	2936.1	σ_2 [t/m2]	-439.2
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

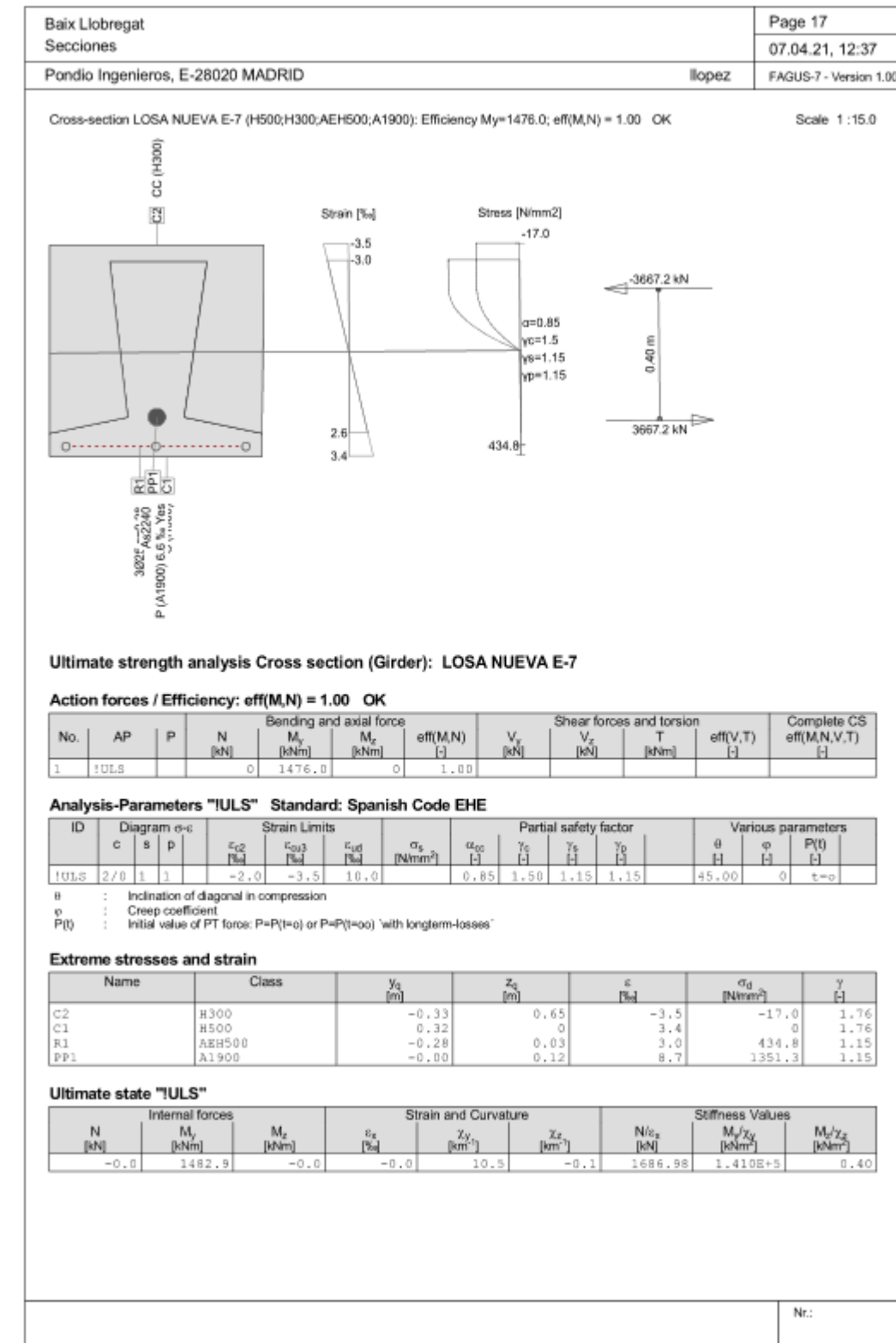
[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-287.1	σ_2 [t/m2]	60.9
σ_3 [t/m2]	52.9	σ_4 [t/m2]	78.1

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret + 0.40 \times sc + 0.75 \times carro$

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 154.4	σ_2 [t/m2] 2302.3
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 801.0	σ_4 [t/m2] 958.9

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO



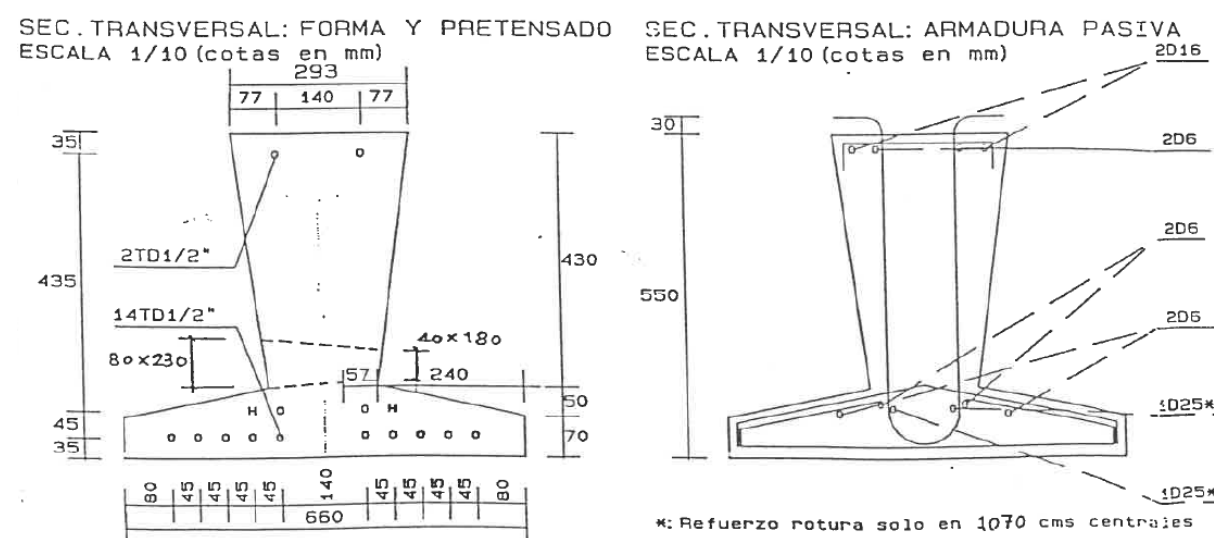
3. ANÁLISIS DEL TABLERO EXISTENTE POR RECRECIDO DE PAVIMENTO

Como ya se ha comentado, se ha tenido que llevar a cabo una modificación de la rasante en la zona de esta estructura. Esto implica que será necesario regularizar el pavimento y con ello incrementar la carga actuante sobre el tablero existente.

Al no disponer más información sobre los existente, lo que se ha tratado de hacer es analizar el refuerzo necesario para resistir ese incremento de esfuerzos considerando que la capacidad de la sección del tablero ya está agotada con las cargas actuales.

3.1. SECCIÓN RESISTENTE ACTUAL

De acuerdo con la información disponible del proyecto de la estructura original las características geométricas de las vigas dispuestas y su armadura serían las siguientes:



Baix Llobregat
Seccions

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

Page 18

07.04.21, 12:51

FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA EXISTENTE E-7

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_G [m]	z_G [m]	No.	y_G [m]	z_G [m]
C1	CP	H350	Polygon	1	-0.33	0	2	0.32	0
				3	0.32	0.07	4	0.08	0.12
				5	0.15	0.55	6	-0.15	0.55
C2	CS2	H250	Polygon	7	-0.09	0.12	8	-0.33	0.07
				1	-0.33	0.07	2	-0.09	0.12
				3	-0.15	0.55	4	0.15	0.55
				5	0.08	0.12	6	0.32	0.07
				7	0.32	0.60	8	-0.34	0.60

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CS2)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Area moment [m⁴]		Mass [kg/m]	
A_x	0.4224 (=A _{xt})	I_x	0.003212	y_s	-0.00	I_{yz}	0.000053	M_{CS}	985.8
A_y	(=A _{xt})	I_y	0.012821	z_s	0.30	I_y	0.012822		
A_z	(=A _{xt})	I_z	0.014620	α	-1.7 °	I_z	0.014619		

Moment of inertia : Moment of inertia with respect to principal axis (x = member axis)
 Area moment : Second moment of area parallel to input axis

Cross section (Girder): VIGA EXISTENTE E-7

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 982 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.2 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_{1G} [m]	z_{1G} [m]	y_{2G} [m]	z_{2G} [m]	$n, \emptyset$	exist A_s [mm²]
R1	R	AEH500	2	PL	-0.10	0.07	0.10	0.07	2 Ø25	982

BC : BC: 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone
 Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 1400 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.4 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{1G} [m]	z_{1G} [m]	dy	dz	$\varepsilon_G + \Delta \varepsilon$ [%]	P_{50}/P_D	A_p [mm²]
FP1	A1900	0	bond	0	0.05	0	0	6.6	0.850	1400

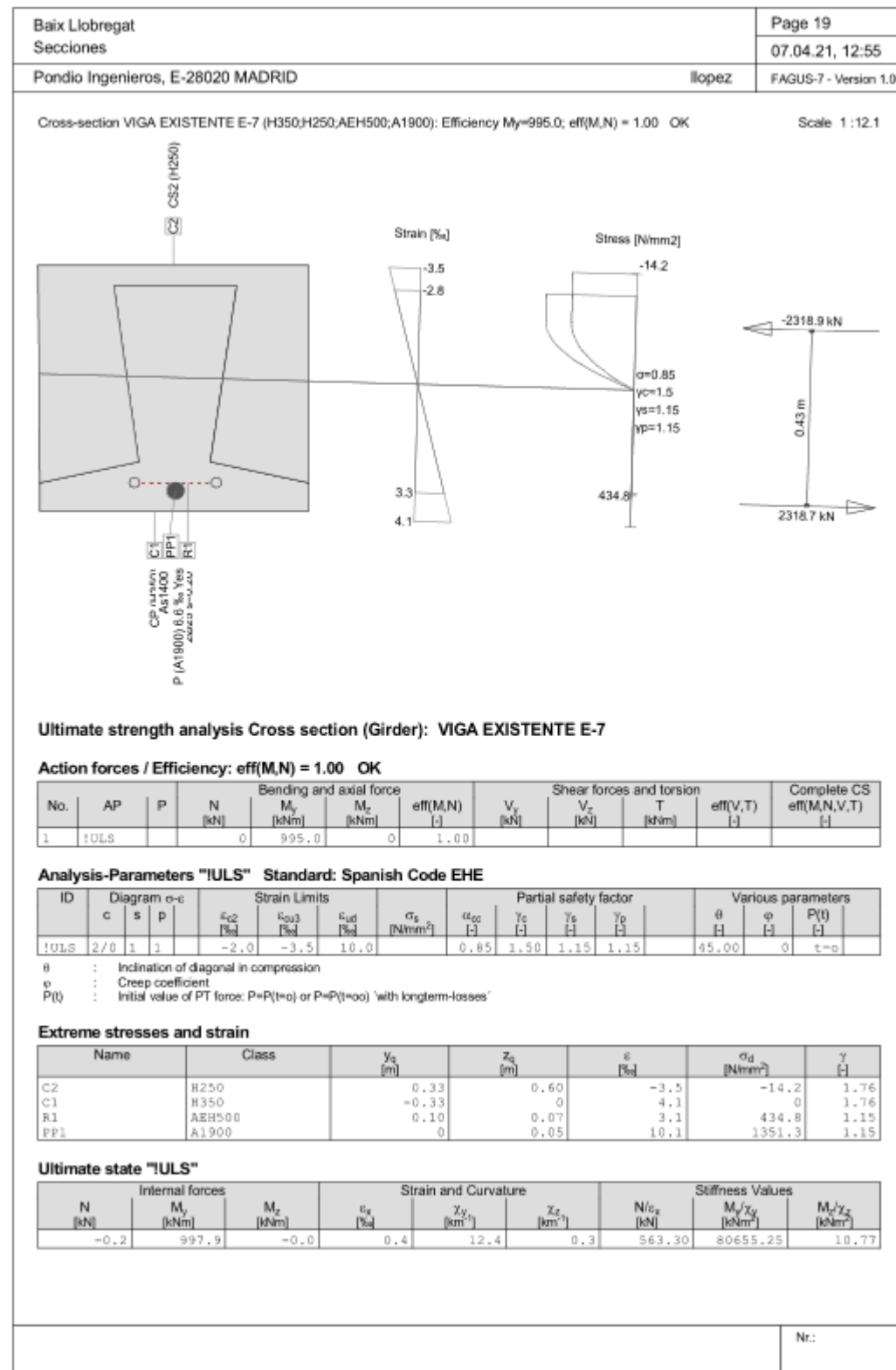
bond : with / without bonding

Cross-section VIGA EXISTENTE E-7 (H350;H250;AEH500;A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1 : 19.0

Nr.:

3.2. CAPACIDAD RESISTENTE



3.3. DISEÑO DEL REFUERZO

Se considera como más desfavorable un recrecido de pavimento sobre una viga de 15 cm en toda su longitud Esto daría un incremento de momento flector de 80 kNm

CÁLCULO DE REFUERZO EN SECCIONES ARMADAS

PROYECTO: Estructura E-7
ZONA: Vigas existentes

ESFUERZOS SOLICITANTES

$M_{SD} = 1078.00$ kN·m

$M_{inicial}^{els} = 995.00$ kN·m

→(momento en la sección cuando va a ser reforzada)

GEOMETRIA Y MATERIALES

SECCION HORMIGÓN

$f_{ck}(N/mm^2) = 30.0$ N/mm²

$g_c = 1.5$

$b = [m] 0.66$ m

$h = [m] 0.60$ m

$d1 = [m] 0.07$ m

ARMADURA TRACCION

$A_s [cm^2] = 54.000$ cm²

$f_y [N/mm^2] = 500.00$ N/mm²

$g_s = 1.15$

Refuerzo FRP

$f_{FRPk}(N/mm^2) = 2500.00$ N/mm²

$E_{FRP}(KN/mm^2) = 250.00$ kN/mm²

$bf = [cm] 50$

$tf = [cm] 0.14$

$A_f = [cm^2] 7$

$g_{frp} = 1.2$

$e_{FRPk} = 0.01000$

$e_{FRPulim} = 0.0065$

$d = [m] 0.53$ m

$f_{cd} = 20.00$ N/mm²

$f_{yd} = 434.78$ N/mm²

$E_c = 14.29$ kN/mm²

$E_s = 200.00$ kN/mm²

MOMENTO RESISTENTE SECCIÓN NO REFORZADA

c= 261.57 mm

M_{RO} = 998.70 kN·m

ES NECESARIO REFORZAR
M_{ro}<M_{sd}

D_{mu,add} lim = 499.35 kN·m
M_{U,REFMAX}= 1498.05 kN·m

LA SECCIÓN SÍ SE PUEDE REFORZAR CON FRP

CÁLCULO DE LA SECCIÓN DE REFUERZO NECESARIA

Suponemos que agota el hormigón a compresión

n= 14.00
27.99508529 c= 1242347826
j= 58593830310 b= 5385600
c_o= 252.23 mm a= 3590.4
l_o= 9362293294 c= 284.7251743

acero= 976953749.3

DEFORMACIONES INICIALES DEL HORMIGÓN

Deformación inicial cara superior

e_{c0}= 0.00187615

Deformación inicial cara inferior

e_o= 0.002586717

Profundidad fibra neutra suponiendo sección reforzada y agotamiento hormigón a compresión

c= 284.73 mm

Comprobación plastificación del acero

e_s= 0.003015054 O.K. ACERO PLASTIFICADO

Comprobación deformación del laminado

e_{FRP}= 0.00129

e_{FRPlim}= 0.00650 CUMPLE LIMITACIÓN DEFORMACIÓN

Tensión del laminado

f_{FRP}= 322.20 N/mm2

Verificación hormigón

c= 284.73 mm 284.73 mm 284.73 mm

e_c= 0.0035 MODO ROTURA: FALLO HORMIGON e_s= 0.003015054 O.K. ACERO PLAST

CUANTÍA DE REFUERZO DE FRP NECESARIA

A_{FRP}= 645.14 mm2 645.141 cm2 645.141 cm2

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTIDO POR LA SECCIÓN REFORZADA

Área de laminado dispuesto

A_{FRP,disp}= 7.000 cm2

M_{RD}= 1086.59 kN·m REFUERZO VÁLIDO

APÉNDICE Nº8: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-8

ÍNDICE

APÉNDICE Nº8. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-8 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO DE LA ESTRUCTURA E-8A 2

2.1. ESFUERZOS POR VIGA 2

2.2. SECCIONES RESISTENTES 3

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 4

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 5

2.5. ELS CUASIPERMANENTE 7

2.6. ELS FRECUENTE 8

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

3. ANÁLISIS DEL TABLERO DE LA ESTRUCTURA E-8B..... 10

3.1. ESFUERZOS POR VIGA 10

3.2. SECCIONES RESISTENTES 11

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 12

3.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 13

3.5. ELS CUASIPERMANENTE 15

3.6. ELS FRECUENTE 16

3.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 17

4. ANÁLISIS DEL TABLERO DE LA ESTRUCTURA E-8C..... 18

5. CARGAS VERTICALES EN PILAS 22

5.1. TABLERO E-8A 22

5.2. TABLERO E-8B 22

5.3. TABLERO E-8C 23

6. ESTRIBOS ESTRUCTURA E-8C 23

APÉNDICE Nº8. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-8

1. INTRODUCCIÓN

La Estructura E-8, la cual ha sufrido una completa modificación en el presente Proyecto respecto a lo ya ejecutado en obra, se compone de 3 tableros de 2 vanos cada uno, por lo que se divide la misma en:

- Estructura E-8a: Es un tablero de vigas doble “T” que da paso a un carril bici y una senda peatonal sobre la BV-2002.
- Estructura E-8b: Es otro tablero de vigas doble “T” que permite el paso de un ramal de salida del tronco sobre la BV-2002.
- Estructura E-8c: Se trata de un tablero continuo de losa postesada por el que discurre el tronco y un ramal de entrada al mismo, salvando la BV-2002.

En este Apéndice se predimensionan los nuevos tableros y se obtienen los esfuerzos en pilas, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO DE LA ESTRUCTURA E-8A

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1. ESFUERZOS POR VIGA

OBRA: Baix Llobregat . Estructura E-8a
Viga central H=0.60. Carril bici

DATOS DEL
TABLERO

Luz (m)	17	Sc				
Distancia entre vigas (m)	2	uniforme	binf1	2	q1	5
Ancho influencia	2		binf2	0	q2	0
Canto viga (m)	0.6					
Área viga (m2)	0.2094	Vehículo	dist a viga1	0.25	Q1	0
Espesor losa (m)	0.2		dist a viga2	0.75	Q2	0
Espesor pavimento (m)	0.1	Bpav(m)	dist a viga3	1	Q3	0
Barrera (KN)	0	Bbarr(m)	dist a viga4	0	Q4	0

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	5.2
Peso propio losa	q (KN/m)	10.0
Carga muerta	q (KN/m)	6.9
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	10.0
Vehículo pesado	Q (KN)	0.0

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	189
Peso propio losa	M (KNm)	361
Carga muerta	M (KNm)	249
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	361
Vehículo pesado	M (KNm)	0

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	44
Peso propio losa	V (KN)	85
Carga muerta	V (KN)	59
Sobrecarga uniforme	V (KN)	85
Vehículo pesado	V (KN)	0

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	1567
Cortante	Vd (KN)	369

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	1161
Cortante	Vk (KN)	273

2.2. SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat		Page 20	
Secciones		07.04.21, 13:34	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez	FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA-60

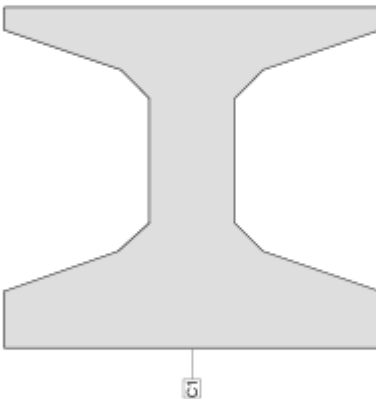
Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_{q_i} [m]	z_{q_i} [m]	No.	y_{q_i} [m]	z_{q_i} [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.10	4	0.13	0.17
				5	0.07	0.22	6	0.07	0.44
				7	0.13	0.49	8	0.33	0.56
				9	0.33	0.60	10	-0.33	0.60
				11	-0.33	0.56	12	-0.13	0.49
				13	-0.07	0.44	14	-0.07	0.22
				15	-0.13	0.17	16	-0.33	0.10

Section properties: (reference material: C)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]	
Ax	0.2094 (=Ax)	Ix	0.001204	ys	-0.00	N _{CS}	523.5
Ay		Iy	0.009304	zs	0.27		
Az		Iz	0.004817	β	-0.1 [°]		

Cross-section VIGA-60 (H500): Outline



Scale 1:10.0

		Nr.:
--	--	------

Baix Llobregat		Page 21	
Secciones		07.04.21, 13:34	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez	FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): E-8 VIGA-60 CENTRAL

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_{q_i} [m]	z_{q_i} [m]	No.	y_{q_i} [m]	z_{q_i} [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.10	4	0.13	0.17
				5	0.07	0.22	6	0.07	0.44
				7	0.13	0.49	8	0.33	0.56
				9	0.33	0.60	10	-0.33	0.60
				11	-0.33	0.56	12	-0.13	0.49
				13	-0.07	0.44	14	-0.07	0.22
				15	-0.13	0.17	16	-0.33	0.10
C2		Polygon	1	-1.00	0.60	2	1.00	0.60	
			3	1.00	0.80	4	-1.00	0.80	

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: C)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]	
Ax	0.6094 (=Ax)	Ix	0.006202	ys	-0.00	McS	1523.5
Ay		Iy	0.035694	zs	0.55		
Az		Iz	0.138151	β	0.0 [°]		

Cross section (Girder): E-8 VIGA-60 CENTRAL

Tendons G0 $\Sigma A_p = 2520 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.4 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{tq} [m]	z_{tq} [m]	dy	dz	$\epsilon_{tq} + \Delta \epsilon$ [%]	P_{se}/P_o	A_p [mm²]
FP1	A1900	0	bond	0	0.12	0	0	6.6	0.850	2520

bond : with / without banding

Cross-section E-8 VIGA-60 CENTRAL (H500;A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:17.0

Nr.:

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada solicitud sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-8a Viga central H=0.60. Carril bici	canto viga [m]	0.60	
		esp_losa [m]	0.2	espesor medio

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga	19			Ah [m2]	0.6094
pp_losa	36	A [m2]	0.2094	Winf [m3]	0.0655
cm	25	Winf [m3]	0.034444444	Wsup [m3]	0.1440
sc_unif	36	Wsup [m3]	0.028181818	y_inf [m]	0.55
carro	0	y_inf [m]	0.27	y_sup [m]	0.25
		y_sup [m]	0.33		

σ_{inf_viga} [t/m2]	549.0
σ_{inf_losa} [t/m2]	1048.8
σ_{inf_cm} [t/m2]	380.8
σ_{inf_sc} [t/m2]	551.9
σ_{inf_carro} [t/m2]	0.0

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

[a] Tensiones debidas a P_o menos pérdidas instantáneas

σ_{inf_1} [t/m2] 8.305 veces P_o

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif}

σ_{inf_2} [t/m2] -1.647 veces P_o

distancia del cdg pretensado al fondo de viga

e [m]	0.1222
ΔP_{ins} [%]	8.40
ΔP_{dif} [%]	20.14

El pretensado es favorable:

γ_p 0.95

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t]	330.3	
n	17	[ϕ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección:

$A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga A_p [cm2]> 2.5

para la viga+losa A_p [cm2]> 2.0

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	10	0.05
2º FILA	6	0.1
SUPERIOR	2	0.55
	18	0.1222

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 \cdot f_{p_{max,k}}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

- [d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días.

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE) :

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- $\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).
- ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.
- χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.
- $\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-8a

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.2094	perímetro	Abruta [m2]	0.6094	perímetro
Winf [m3]	0.0344	3.32	Winf [m3]	0.0655	5.66
Wsup [m3]	0.0282		Wsup [m3]	0.1440	
y_inf [m]	0.27		y_inf [m]	0.55	
y_sup [m]	0.33		y_sup [m]	0.25	
esp_medio [mm]	126.1		esp_medio [mm]	215.3	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	359.1
pp_viga	18.9114375	cables ϕ 0,6"	18
pp_losa	36.1	ρ	0.75
cm	24.9		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	25.2	r_viga [m]	0.211	[e/r]^2_viga	0.492
eo_viga [m]	0.14777778	r_tot [m]	0.243	[e/r]^2_tot	3.098
eo_total [m]	0.4278				
q_viga	0.01203438	σ cg [t/m2]	300.5		
q_tot	0.00413521	σ pe [t/m2]	140947.1		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	30.2	ΔP inst [%]	8.40

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE)		$\epsilon_{cs}(30,0) = e_{cso} \cdot \beta_s =$	-7.367E-05
	β_s	0.226	
	ϵ_s	0.00032	
	β_{HR}	-1.01835	
coeficiente de fluencia		$\varphi(30,4) = \varphi_o \cdot \beta_c(30-4) =$	1.044
	φ_{HR}	1.604	β_H 447.4
	$\beta_{(fcm)}$	2.21	β_c 0.419
	$\beta_{(to)}$	0.704	
	φ_o	2.493	
σ_{cp} [t/m2]	2042.8		

ΔP_{dif_1} [t] 26.90 ΔP_{dif_1} [%] 7.5

[c] Determinación de ΔP_{dif_2}

deformación de retracción (según EHE) $\epsilon_{cs(oo,30)} = e_{cso} \cdot \beta_s =$ -2.584E-04

$\beta_s(oo,30) - \beta_s(30,0)$ 0.793
 ϵ_s 0.00032
 β_{HR} -1.018

coeficiente de fluencia $\varphi(oo,30) = \varphi_o \cdot [\beta_c(oo,4) - \beta_c(30,4)] =$ 1.393

φ_{HR} 1.506 β_H 587.0
 $\beta(fcm)$ 2.21 $\beta_c(oo-4) - \beta_c(30,4) =$ 0.596
 $\beta(to)$ 0.704
 φ_o 2.340

σ_{cp} [t/m2] 1172.6 $\Delta \sigma_{pr}$ [t/m2] 9689.1

ΔP_{dif_2} [t] 45.42 ΔP_{dif_2} [%] 12.6

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	359.1
ΔP_{inst} [t]	30.2
ΔP_{dif_1} [t]	26.90
ΔP_{dif_2} [t]	45.42
Pfinal [t]	256.6

2.5. ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_o - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + 0.95 \cdot P$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CUASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-8a	canto viga [m]	0.60
		esp_losa [m]	0.2

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]		
pp_viga	18.9114375		
pp_losa	36.1		
cm	24.9		
sc_unif	36.1		
carro	0.0		
fck_viga [N/mm2]	50		
fck_losa [N/mm2]	30		
"+"=compresión			
Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m2]	-549.0	σ_{2_viga} [t/m2]	671.1
σ_{1_losa} [t/m2]	-1048.8	σ_{2_losa} [t/m2]	1281.9
σ_{1_cm} [t/m2]	-380.8	σ_{2_cm} [t/m2]	34.6
σ_{1_sc} [t/m2]	-551.9	σ_{2_sc} [t/m2]	50.2
σ_{1_carro} [t/m2]	0.0	σ_{2_carro} [t/m2]	0.0

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0

σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	30.1	σ_{4_cm} [t/m2]	150.3
σ_{3_sc} [t/m2]	43.6	σ_{4_sc} [t/m2]	217.9
σ_{3_carro} [t/m2]	0.0	σ_{4_carro} [t/m2]	0.0

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	359.10	eo_viga [m]	0.147777778
	ΔP_{ins} [t]	30.15	eo_tot [m]	0.4278
	ΔP_{dif_1} [t]	26.90		
	ΔP_{dif_2} [t]	45.42		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	2738.3	σ_2 [t/m2]	-141.4
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-371.4	σ_2 [t/m2]	-47.5
σ_3 [t/m2]	-41.3	σ_4 [t/m2]	52.5

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret$

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	269.9	σ_2 [t/m2]	1808.0
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	-9.2	σ_4 [t/m2]	200.2

2.6. ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_o - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot carro$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-8a	canto viga [m]	0.60
		esp_losa [m]	0.2

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]		
pp_viga	18.9114375		
pp_losa	36.1		
cm	24.9		
sc_unif	36.1		
carro	0.0		
fck_viga [N/mm2]	50		
fck_losa [N/mm2]	30		
"+"=compresión			
Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1_viga [t/m2]	-549.0	σ_2_viga [t/m2]	671.1
σ_1_losa [t/m2]	-1048.8	σ_2_losa [t/m2]	1281.9
σ_1_cm [t/m2]	-380.8	σ_2_cm [t/m2]	34.6
σ_1_sc [t/m2]	-551.9	σ_2_sc [t/m2]	50.2
σ_1_carro [t/m2]	0.0	σ_2_carro [t/m2]	0.0

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3_viga [t/m2]	0.0	σ_4_viga [t/m2]	0.0

σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	30.1	σ_{4_cm} [t/m2]	150.3
σ_{3_sc} [t/m2]	43.6	σ_{4_sc} [t/m2]	217.9
σ_{3_carro} [t/m2]	0.0	σ_{4_carro} [t/m2]	0.0

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	359.10	eo_viga [m]	0.147777778
	ΔP_{ins} [t]	30.15	eo_tot [m]	0.4278
	ΔP_{dif_1} [t]	26.90		
	ΔP_{dif_2} [t]	45.42		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	2738.3	σ_2 [t/m2]	-141.4
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

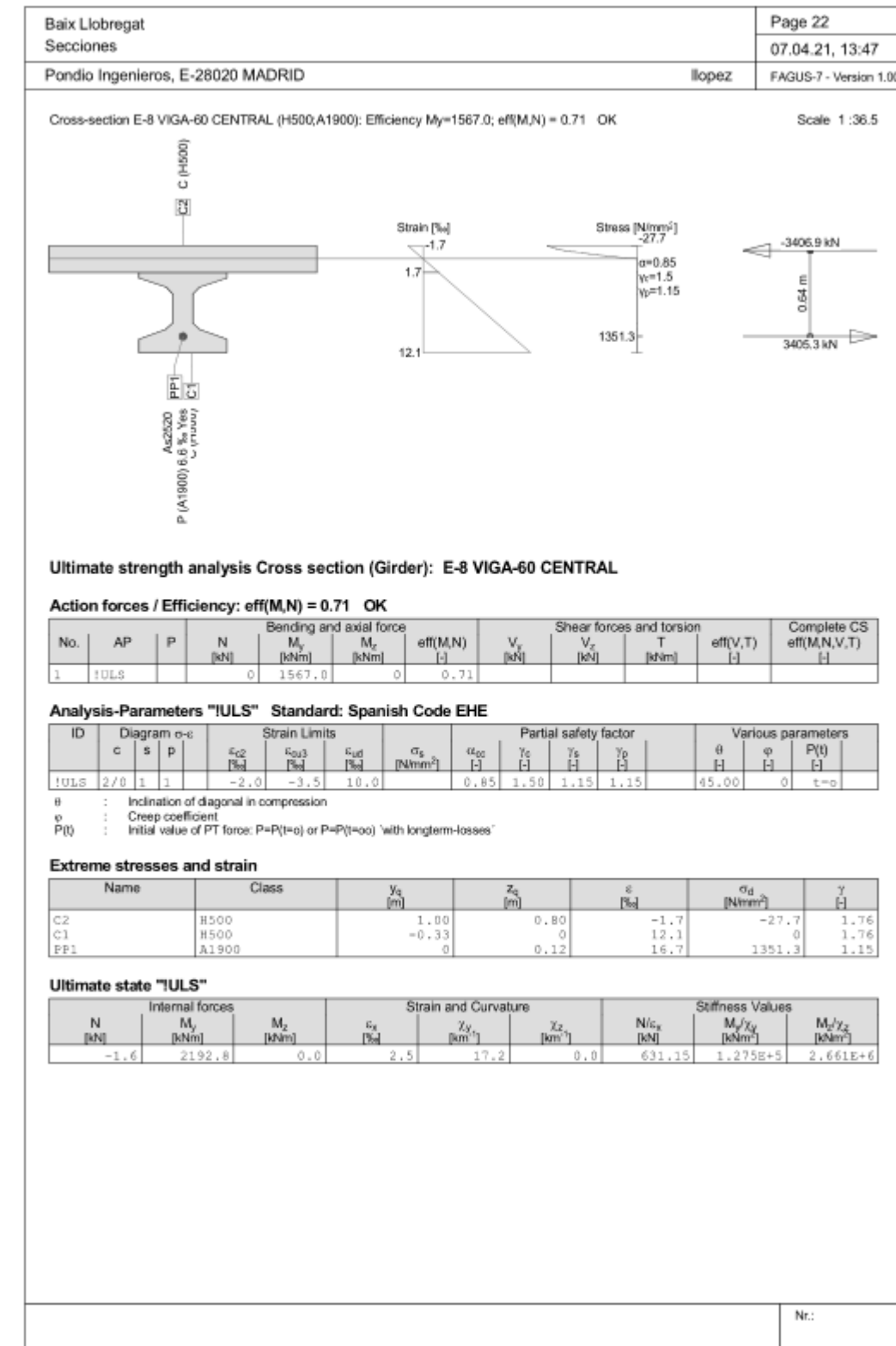
[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-371.4	σ_2 [t/m2]	-47.5
σ_3 [t/m2]	-41.3	σ_4 [t/m2]	52.5

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret + 0.40 \times sc + 0.75 \times carro$

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 49.2	σ_2 [t/m2] 1828.1
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 8.3	σ_4 [t/m2] 287.3

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO



3. ANÁLISIS DEL TABLERO DE LA ESTRUCTURA E-8B

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

3.1. ESFUERZOS POR VIGA

OBRA: Estructura E-8b
Viga central H=0.80

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	17	Sc uniforme	binf1	1.555	q1	9
Distancia entre vigas (m)	2.11		binf2	0.555	q2	2.5
Ancho influencia	2.11					
Canto viga (m)	0.8					
Área viga (m2)	0.29	Vehículo	dist a viga1	0.25	Q1	300
Espesor losa (m)	0.25		dist a viga2	0.75	Q2	200
Espesor pavimento (m)	0.1	Bpav(m)	2.11	dist a viga3	1	Q3 0
Barrera (KN)	0	Bbarr(m)	0	dist a viga4	0	Q4 0

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	7.3
Peso propio losa	q (KN/m)	13.2
Carga muerta	qpav (KN/m)	7.3
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	15.4
Vehículo pesado	Q (KN)	393.4

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	262
Peso propio losa	M (KNm)	476
Carga muerta	M (KNm)	263
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	556
Vehículo pesado	M (KNm)	1672

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	62
Peso propio losa	V (KN)	112
Carga muerta	V (KN)	62
Sobrecarga uniforme	V (KN)	131
Vehículo pesado	V (KN)	393

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	4359
Cortante	Vd (KN)	1026

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	3229
Cortante	Vk (KN)	760

3.2. SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat		Page 25	
Secciones		07.04.21, 13:56	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		llopez	
		FAGUS-7 - Version 1.00	

Cross section (Girder): VIGA-80

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_a [m]	z_a [m]	No.	y_a [m]	z_a [m]		
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0		
				3	0.33	0.20	4	0.13	0.27		
				5	0.07	0.32	6	0.07	0.64		
				7	0.13	0.69	8	0.33	0.76		
				9	0.33	0.80	10	-0.33	0.80		
				11	-0.33	0.76	12	-0.13	0.69		
				13	-0.07	0.64	14	-0.07	0.32		
				15	-0.13	0.27	16	-0.33	0.20		

Section properties: (reference material: C)

Area [m ²]		Moment of inertia [m ⁴]		C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]	
A_x	0.2904	I_x	0.002536	y_a	-0.00	M_{CS}	726.0
A_y	(=A _x)	I_y	0.020859	z_a	0.33		
A_z	(=A _x)	I_z	0.007241	β	-0.0 [°]		

Cross-section VIGA-80 (H500): Outline

Scale 1:10.0

Nr.:

C:\Users\Baix Llobregat\Documents\Seccions E-27

Baix Llobregat
Secciones

Page 26

07.04.21, 13:56

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

Ilopez

FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): E-8 VIGA-80

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_c [m]	z_c [m]	No.	y_c [m]	z_c [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.33	0	2	0.33	0
				3	0.33	0.20	4	0.13	0.27
				5	0.07	0.32	6	0.07	0.64
				7	0.13	0.69	8	0.33	0.76
				9	0.33	0.80	10	-0.33	0.80
				11	-0.33	0.76	12	-0.13	0.69
				13	-0.07	0.64	14	-0.07	0.32
				15	-0.13	0.27	16	-0.33	0.20
C2	CC	H300	Polygon	1	-1.05	0.80	2	1.05	0.80
				3	1.05	1.05	4	-1.05	1.05

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

	Area [m ²]	Moment of inertia [m ⁴]	C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]
A_x	0.8880	I_x 0.013287	y_s -0.00		M_{cs} 2038.5
A_y (=A _x)		I_y 0.103606	z_s 0.68		
A_z (=A _x)		I_z 0.201989	β 0.0 [°]		

Cross section (Girder): E-8 VIGA-80

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 100 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.0 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_{sq} [m]	z_{sq} [m]	y_{2sq} [m]	z_{2sq} [m]	n, $\emptyset$	exist A_s [mm ²]
R1	R	AEH500	2	L	-0.28	0.05	0.28	0.05		100

BC : BC: 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone

Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 3640 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.4 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{tq} [m]	z_{tq} [m]	dy	dz	$\epsilon_{sq} + \Delta \epsilon$ [‰]	$P_{so} P_o$	A_p [mm ²]
FP1	A1900	0	bond	0	0.14	0	0	6.6	0.850	3640

bond : with / without bonding

Cross-section E-8 VIGA-80 (H500/H300/AEH500/A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:35.0

Nr.:

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada solicitud sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-8b Viga central H=0.80	canto viga [m]	0.80	espesor medio
		esp_losa [m]	0.25	

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción		M [tm]		características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga		26					
pp_losa		48		A [m2]		Ah [m2]	0.888
cm		26		Winf [m3]		Winf [m3]	0.1529
sc_unif		56		Wsup [m3]		Wsup [m3]	0.2811
carro		167		y_inf [m]		y_inf [m]	0.68
				y_sup [m]		y_sup [m]	0.37

σ_{inf_viga} [t/m2]	41.4
σ_{inf_losa} [t/m2]	75.2
σ_{inf_cm} [t/m2]	171.9
σ_{inf_sc} [t/m2]	363.3
σ_{inf_carro} [t/m2]	1093.1

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

[a] Tensiones debidas a P_o menos pérdidas instantáneas

σ_{inf_1} [t/m2]	3.515	veces P_o
--------------------------	-------	-------------

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif}

σ_{inf_2} [t/m2]	-0.982	veces P_o
--------------------------	--------	-------------

distancia del cdg pretensado al fondo de viga		
e [m]	0.1362	
ΔP_{ins} [%]	6.38	
ΔP_{dif} [%]	20.98	

El pretensado es favorable:
 γ_p 0.95

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t]	241.0	
n	12	[ϕ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección:

$A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga	A_p [cm2]>	34.9
--------------	--------------	------

para la viga+losa	A_p [cm2]>	3.6
-------------------	--------------	-----

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	10	0.05
2º FILA	14	0.11
SUPERIOR	2	0.75
	26	0.1362

3.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 f_{p \max,k}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- | | |
|---------------|---|
| σ_{cp} | Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado. |
| n | Coefficiente de equivalencia = E_p/E_c . |
| q | Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c . |
| e | distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón. |
| r | radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ |
| [d] | Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días. |

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE) :

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- | | |
|----------------------|---|
| σ_{cp} | Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta. |
| n | Coefficiente de equivalencia = E_p/E_c . |
| q | Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c . |
| e | distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón. |
| r | radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ |
| $\varphi(t, t_o)$ | Coefficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días). |
| ε_{cs} | Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado. |
| χ | Coefficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$. |
| $\Delta \sigma_{pr}$ | Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula. |
- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-8b

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.29	perímetro [m]	Abruta [m2]	0.888	perímetro [m]
Winf [m3]	0.63333333	3.72	Winf [m3]	0.152941176	8.35
Wsup [m3]	0.44468085		Wsup [m3]	0.281081081	
y_inf [m]	0.33		y_inf [m]	0.68	
y_sup [m]	0.47		y_sup [m]	0.37	
esp_medio [mm]	155.9		esp_medio [mm]	212.7	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	518.7
pp_viga	26.190625	cables ϕ 0,6"	26
pp_losa	47.6	ρ	0.75
cm	26.3		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	36.4	r_viga [m]	0.849	[e/r]^2_viga	0.052
eo_viga [m]	0.19384615	r_tot [m]	0.342	[e/r]^2_tot	2.525
eo_total [m]	0.5438				
q_viga	0.01255172	σ cg [t/m2]	24.3		
q_tot	0.0040991	σ pe [t/m2]	142374.5		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	33.1	ΔP inst [%]	6.38

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE)		ε cs(30,0) = e cso·βs=	-6.014E-05
β s	0.185		
ε s	0.00032		
β HR	-1.01835		
coeficiente de fluencia	φ (30,4) =φo·βc(30-4)=		0.989
φ HR	1.563	β H	494.0
β (fcm)	2.21	β c	0.407
β (to)	0.704		
φ o	2.429		

σ_{cp} [t/m ²]	1737.5				
	ΔP_{dif_1} [t]	32.70	ΔP_{dif_1} [%]	6.3	
[c] Determinación de ΔP_{dif_2}					
deformación de retracción (según EHE)	$\varepsilon_{cs(00,30)} = e_{cs0} \cdot \beta_s =$	-2.583E-04			
$\beta_s(00,30) - \beta_s(30,0)$	0.793				
ε_s	0.00032				
β_{HR}	-1.018				
coeficiente de fluencia	$\varphi(00,30) = \varphi_0 \cdot [\beta_c(00,4) - \beta_c(30,4)] =$	1.394			
φ_{HR}	1.508	β_H	582.9		
$\beta(fcm)$	2.21	$\beta_c(00,4) - \beta_c(30,4) =$	0.595		
$\beta(to)$	0.704				
φ_0	2.343				
σ_{cp} [t/m ²]	1555.8	$\Delta \sigma_{pr}$ [t/m ²]	9813.5		
	ΔP_{dif_2} [t]	76.14	ΔP_{dif_2} [%]	14.7	

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	518.7
ΔP_{inst} [t]	33.1
ΔP_{dif_1} [t]	32.70
ΔP_{dif_2} [t]	76.14
Pfinal [t]	376.8

3.5. ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_0] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_0 - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$$1.0 \cdot \text{peso propio} + 1.0 \cdot \text{carga muerta} + 0.95 \cdot P$$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CUASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-8b	canto viga [m]	0.80
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	26.190625
pp_losa	47.6
cm	26.3
sc_unif	55.6
carro	167.2
fck_viga [N/mm ²]	50
fck_losa [N/mm ²]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m ²]	-41.4	σ_{2_viga} [t/m ²]	58.9
σ_{1_losa} [t/m ²]	-75.2	σ_{2_losa} [t/m ²]	107.1
σ_{1_cm} [t/m ²]	-171.9	σ_{2_cm} [t/m ²]	30.3
σ_{1_sc} [t/m ²]	-363.3	σ_{2_sc} [t/m ²]	64.1
σ_{1_carro} [t/m ²]	-1093.1	σ_{2_carro} [t/m ²]	192.9

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m ²]	0.0	σ_{4_viga} [t/m ²]	0.0
σ_{3_losa} [t/m ²]	0.0	σ_{4_losa} [t/m ²]	0.0
σ_{3_cm} [t/m ²]	26.4	σ_{4_cm} [t/m ²]	81.3
σ_{3_sc} [t/m ²]	55.7	σ_{4_sc} [t/m ²]	171.7

σ_{3_carro} [t/m2] 167.5 σ_{4_carro} [t/m2] 516.6

Las tensiones debidas al pretensado son:

Po [t]	518.70	eo_viga [m]	0.193846154
ΔP_{ins} [t]	33.11	eo_tot [m]	0.5438
ΔP_{dif_1} [t]	32.70		
ΔP_{dif_2} [t]	76.14		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_{1} [t/m2]	1700.3	σ_{2} [t/m2]	1364.3
σ_{3} [t/m2]	0.0	σ_{4} [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_{1} [t/m2]	-356.5	σ_{2} [t/m2]	-38.0
σ_{3} [t/m2]	-33.0	σ_{4} [t/m2]	53.5

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
 $1.0 \times pp_viga + 1.0 \times pp_losa + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret$

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1} [t/m2]	988.1	σ_{2} [t/m2]	1456.4
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3} [t/m2]	5.0	σ_{4} [t/m2]	132.1

3.6. ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_o - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot carro$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-8b	canto viga [m]	0.80
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	26.190625
pp_losa	47.6
cm	26.3
sc_unif	55.6
carro	167.2
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30

"+"=compresión

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m2]	-41.4	σ_{2_viga} [t/m2]	58.9
σ_{1_losa} [t/m2]	-75.2	σ_{2_losa} [t/m2]	107.1
σ_{1_cm} [t/m2]	-171.9	σ_{2_cm} [t/m2]	30.3
σ_{1_sc} [t/m2]	-363.3	σ_{2_sc} [t/m2]	64.1
σ_{1_carro} [t/m2]	-1093.1	σ_{2_carro} [t/m2]	192.9

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	26.4	σ_{4_cm} [t/m2]	81.3
σ_{3_sc} [t/m2]	55.7	σ_{4_sc} [t/m2]	171.7
σ_{3_carro} [t/m2]	167.5	σ_{4_carro} [t/m2]	516.6

Po [t]	518.70
Δ Pins [t]	33.11
Δ Pdif_1 [t]	32.70
Δ Pdif_2 [t]	76.14

eo_viga [m] **0.193846154**
eo_tot [m] **0.5438**

Baix Llobregat

Secciones

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

Ilopez

FAGUS-7 - Version 1.

Cross-section E-8 VIGA-80 (H500;H300;AEH500;A1900): Efficiency $M_y=4359.0$; eff(M,N) = 0.98 OK Scale 1 : 38.3

The diagram illustrates the structural analysis of girder E-8 VIGA-80. On the left, a detailed view of the I-shaped cross-section shows dimensions: total height H=500mm, web height h=300mm, flange thickness t_f=15mm, and various radii R1, C1, P1, F1. Material properties are listed as A53640 FP1 and A1900 6.6% Yes C1(m00v). To the right, three graphs show the internal state at ultimate strength: Strain (%) from -2.5 to 10.6, Stress [N/mm²] from -17.0 to 434.8, and Shear force [kN] from -5270.8 kN to 5268.4 kN over a length of 0.84 m. The shear force graph indicates a peak value of 5268.4 kN.

Ultimate strength analysis Cross section (Girder): E-8 VIGA-80

Action forces / Efficiency: eff(M,N) = 0.98 OK

No.	AP	P	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	eff(M,N) [-]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	IULS		0	4359.0	0	0.98					

Analysis-Parameters "IULS" Standard: Spanish Code EHE

ID	Diagram c-c	c	s	p	Strain Limits	σ _s [N/mm²]	α _{cc} [-]	γ _e [-]	γ _a [-]	γ _p [-]	Various parameters	θ [-]	φ [-]	P(t) [-]
IULS	2/0	1	1		-2.0 -3.5 10.0		0.65	1.50	1.15	1.15	45.00	0	t=0	

θ : Inclination of diagonal in compression
 φ : Creep coefficient
 P(t) : Initial value of PT force: P=P(t=0) or P=P(t=∞) "with longterm-losses"

Extreme stresses and strain

Name	Class	y _q [m]	z _q [m]	c [%]	σ _d [N/mm²]	γ [-]
C2	H300	1.05	1.05	-2.5	-17.0	1.76
C1	H500	-0.33	0	10.6	0	1.76
R1	AEH500	0.28	0.05	10.0	434.8	1.15
FP1	A1900	0	0.14	15.6	1351.3	1.15

Ultimate state "IULS"

N [kN]	Internal forces	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [%]	χ _y [km⁻¹]	χ _z [km⁻¹]	N/ε _x [kN]	Stiffness Values	M _y /χ _y [kNm²]	M _z /χ _z [kNm²]
-2.4		4431.9	0.0	2.1	12.5	0.0	1140.79		3.541E+5	2.513E+6

σ_1 [t/m ²]	1700.3	σ_2 [t/m ²]	1364.3
σ_3 [t/m ²]	0.0	σ_4 [t/m ²]	0.0

σ_1 [t/m ²]	-356.5	σ_2 [t/m ²]	-38.0
σ_3 [t/m ²]	-33.0	σ_4 [t/m ²]	53.5

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
 $1.0 \times pp \text{ viga} + 1.0 \times pp \text{ losa} + 1.0 \times cm + 0.95 \times Pret + 0.40 \times sc + 0.75 \times carro$

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m ²] 22.9	σ_2 [t/m ²] 1626.7
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m ²] 143.0	σ_4 [t/m ²] 588.2

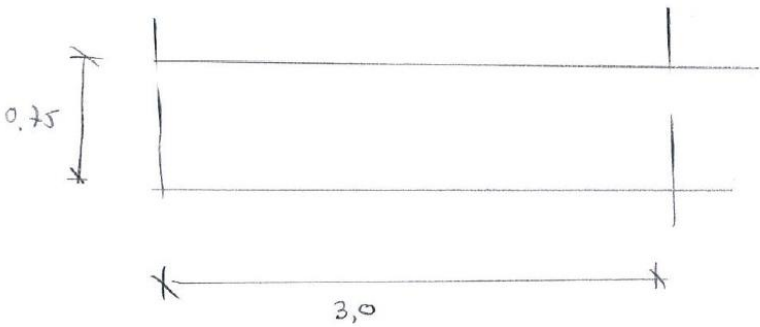
4. ANÁLISIS DEL TABLERO DE LA ESTRUCTURA E-8C

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos contrasta la validez de la sección estructural propuesta.

Se ha estudiado los esfuerzos de un ancho de 3.0 metros y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

Proyecto	ESTRUCTURA E8C
Hoja	Referencia

Losa Tablero $b = 3\text{ m}$



$A = 2.25\text{ m}^2$
 $I = 0.105\text{ m}^4$
 $W_{sup} = 0.281\text{ m}^3$
 $W_{inf} = 0.281\text{ m}^3$
 $Z_g = 0.375\text{ m}$

Cross section (Girder): E-8C

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_0 [m]	z_0 [m]	No.	y_0 [m]	z_0 [m]
C1	CS2	H400	Polygon	1 3	-1.50 1.50	0 0.75	2 4	1.50 -1.50	0 0.75

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CS2)

	Area [m ²]	Moment of inertia [m ⁴]	C.G., Angle [°]	Mass [kg/m]
Ax	2.2500	0.355451	ys -0.00	M _{CS} 5625.0
Ay	(=Ax)	0.105469	zs 0.37	
Az	(=Ax)	1.687500	β 0 [°]	

Cross section (Girder): E-8C

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 6434\text{ mm}^2$, $\rho = 0.3\%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	y_{2q} [m]	z_{2q} [m]	$n, \emptyset$	exist A_s [mm ²]
R2	R	AEH500	2	PL	-1.45	0.70	1.45	0.70	16Ø16	3217
R1	R			PL	-1.45	0.05	1.45	0.05	16Ø16	3217

BC : BC: 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone
Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

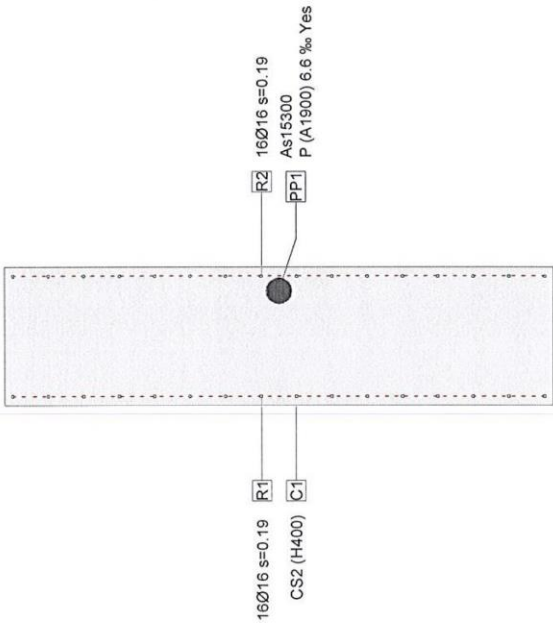
Tendons G0 $\Sigma A_p = 15300\text{ mm}^2$, $\rho = 0.7\%$

Name	Class	BC	bond	y_{1q} [m]	z_{1q} [m]	dy	dz	$\epsilon_0 + \Delta\epsilon$ [‰]	P_{00}/P_0	A_p [mm ²]
PP1	A1900	0	bond	0	0.62	0	0	6.6	0.850	15300

bond : with / without bonding

Cross-section E-8C (): Outline, Reinforcements

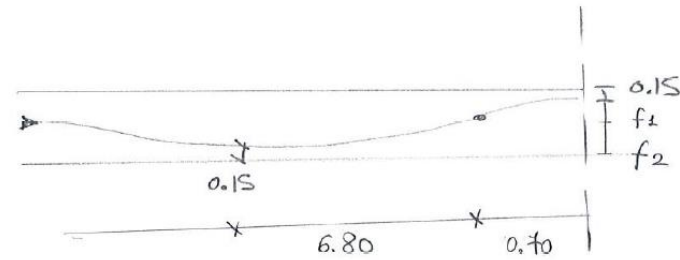
Scale 1:35.0



Proyecto E8C

Hoja Referencia

PREDIMENSIONAMIENTO PRETENSADO



$$\frac{f_1}{l_1} = \frac{f_2}{l_2} = \frac{f}{l} \rightarrow \frac{f_1}{0.7} = \frac{f_2}{6.8} = \frac{0.45}{7.5} \rightarrow f_1 = 0.042$$

$$f_2 = 0.41$$

Hiperestático del pretensado

$$M_{isost} = \frac{q_p l^2}{8} = P f \quad q_p = \frac{8 P f}{l^2}$$

$$M_{nip} = \frac{q_p l^2}{12} = \frac{8 P f l^2}{12 l^2} = \frac{2}{3} P f$$

$$M_p = P \left(\frac{2}{3} f - \Delta f \right) \text{ con } \Delta f = f_1$$

$$f = f_1 + f_2 + \Delta f = 0.492$$

Momento pretensado

$$\text{Apoyos} \quad M^+ = P \left(0.492 \frac{2}{3} - 0.042 \right) = 0.286 P$$

$$\text{c.d.v.} \quad M^- = P (0.492 - 0.286) = -0.206 P$$

Momento hiperestático

$$\text{Apoyos} \quad M = (0.286 - 0.225) P = 0.061 P$$

$$\text{c.d.v.} \quad M = (-0.206 + 0.225) P = 0.019 P$$

Proyecto

Hoja Referencia

TENSIONES EN FRECUENTE

$$\frac{P_{\infty}}{2.25} - \frac{678.9 - 0.286 P_{\infty}}{0.281} = 0 \rightarrow 1.462 P_{\infty} = 2416$$

$$P_{\infty} = 1652 \text{ t} \quad P_0 = 1944 \text{ t}$$

$$136 \text{ cm}^2$$

$$\frac{P_{\infty}}{2.25} - \frac{1614 - 0.206 P_{\infty}}{0.281} = 0 \rightarrow 1.178 P_{\infty} = 2185$$

$$P_{\infty} = 1855 \text{ t} \quad P_0 = 2183 \text{ t}$$

$$1153 \text{ cm}^2$$

OBRA: **Baix Llobregat Estructura 8C**
Tablero

DATOS DEL TABLERO

L1 (m)	18.84					
L2 (m)	18.25	Sc uniforme	carril 1	3	q1	9
Ancho tablero	3		carril 2	0	q2	2.5
Ancho barreras	0		carril 3	0	q3	2.5
Área tablero (m2)	4.69	Vehículo	carril 1		Q1	600
Espesor pavimento (m)	0.1		carril 2		Q2	0
Barrera (KN)	0		carril 3		Q3	0

Pretensado P_o (KN) **21803**

Cargas lineales

Peso propio tablero	q (KN/m)	117.3
Carga muerta	q (KN/m)	10.4
Sobrecarga uniform	q (KN/m)	27.0
Vehículo pesado	Q (KN)	600.0

Esfuerzos. Momentos flectores apoyos

Peso propio tablero	M (KNm)	-4881	$q L^2 / 8$
Carga muerta	M (KNm)	-431	$q L^2 / 8$
Sobrecarga uniform	M (KNm)	-1124	$q L^2 / 8$
Vehículo pesado	M (KNm)	-1369	$q L / 8$
Hiperestática pretensado	M (KNm)	1330	0.061 P

Esfuerzos. Momentos flectores cdv

Peso propio tablero	M (KNm)	3746	$0.09 q L_1^2$
Carga muerta	M (KNm)	331	$0.09 q L_1^2$
Sobrecarga uniform	M (KNm)	863	$0.09 q L_1^2$
Vehículo pesado	M (KNm)	2295	$0.203 q L_1$
Hiperestática pretensado	M (KNm)	414.25	0.019 P

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio tablero	V (KN)	1337	$0.625 q L$
Carga muerta	V (KN)	19	$0.625 q L$
Sobrecarga uniform	V (KN)	308	$0.625 q L$
Vehículo pesado	V (KN)	1000	

Esfuerzos en ELU

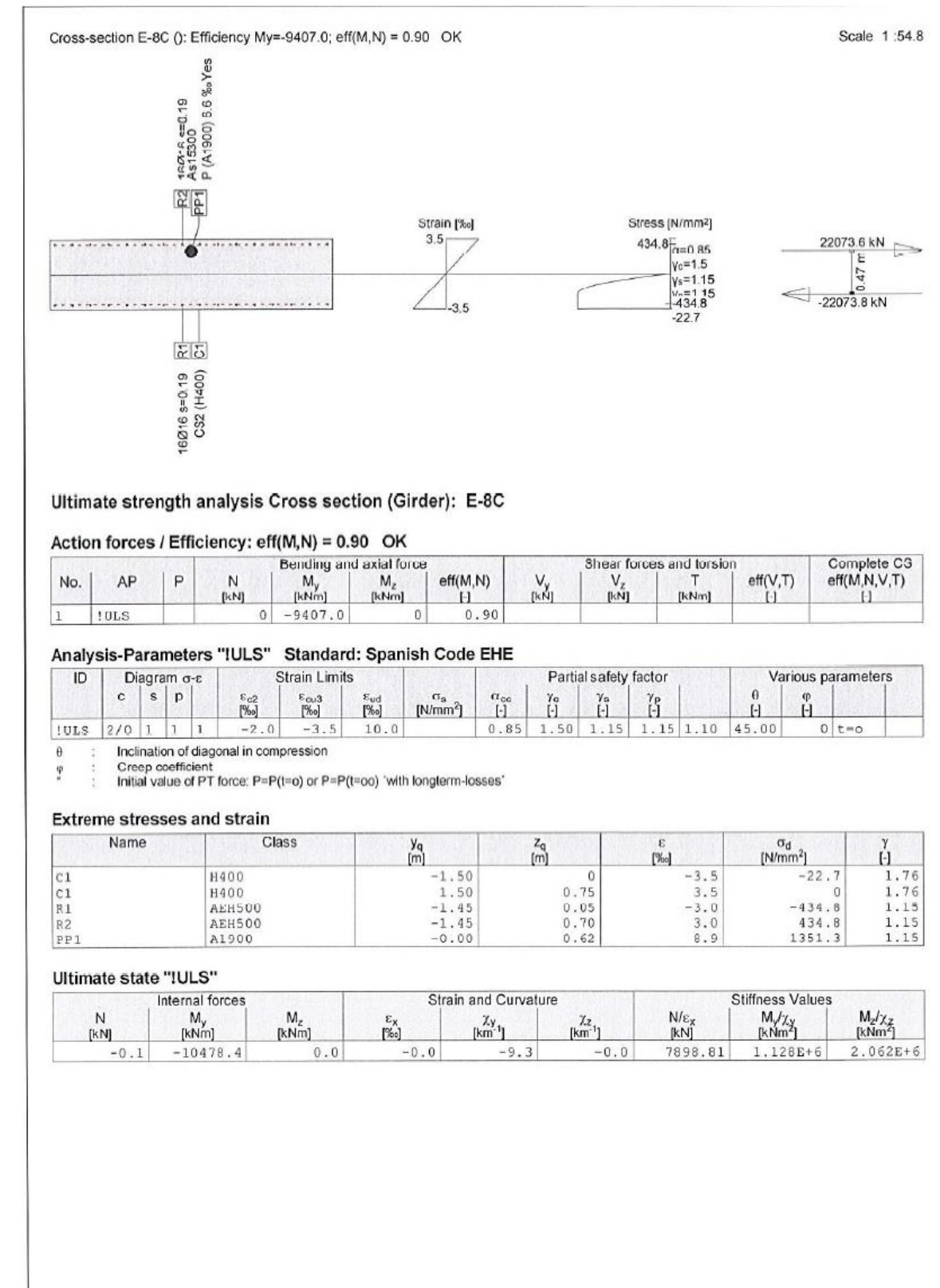
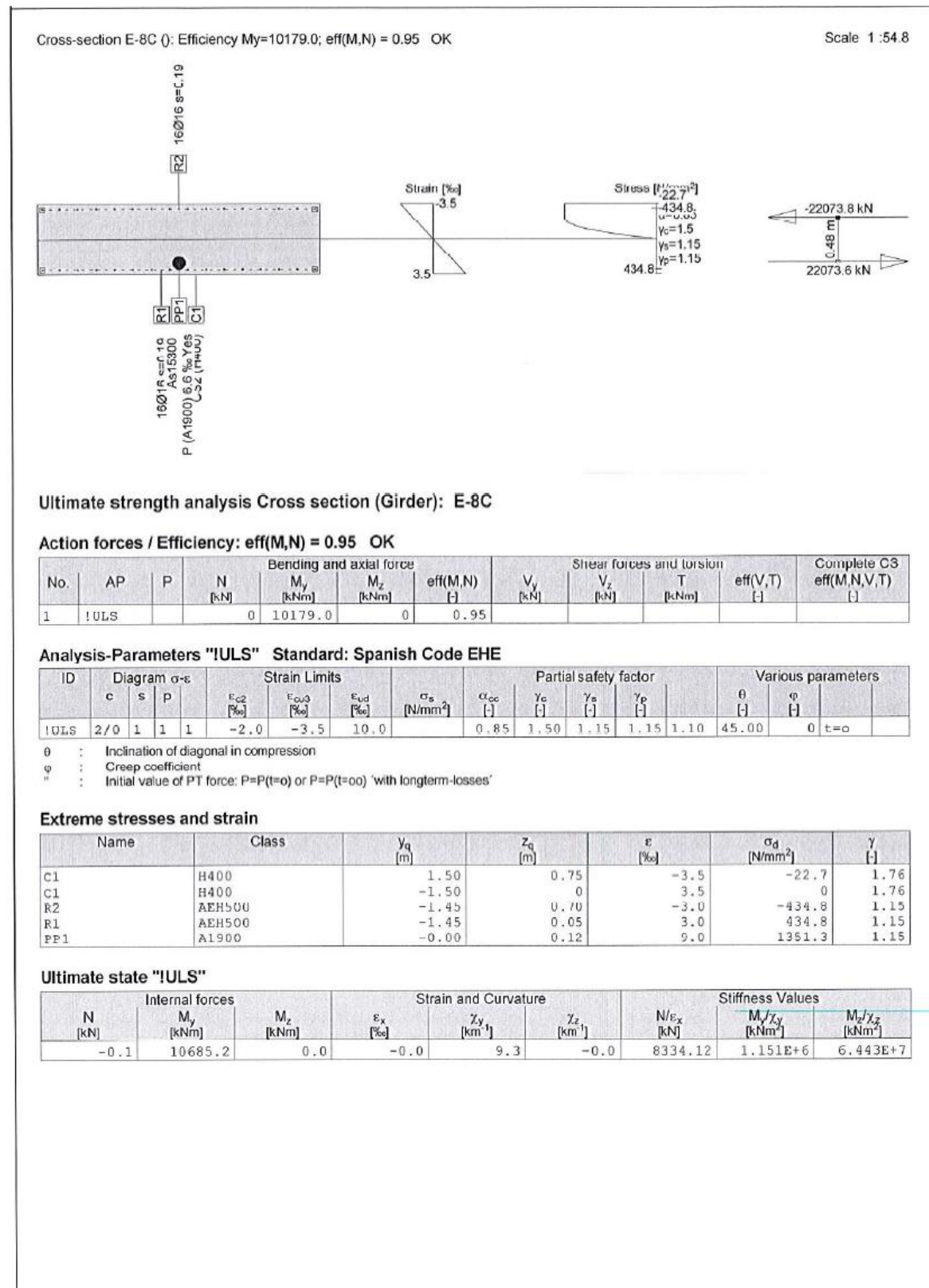
Momento flector	Md (KN)	-9407
	Md (KN)	10179
Cortante	Vd (KN)	3597

Esfuerzos en servicio frecuente

Momento flector	Mk (KN)	-6789
	Mk (KN)	6142
Cortante	Vk (KN)	2230

Esfuerzos en servicio característico

Momento flector	Vk (KN)	-7805
Cortante	Vk (KN)	2665



5. CARGAS VERTICALES EN PILAS

A continuación, se analizan las cargas verticales que afectarán a los soportes intermedios a fin de llevar a cabo el prediseño de ellos fustes de las pilas y sus cimentaciones

5.1. TABLERO E-8A

OBRA: Estructura E-8a
Vigas H=0.60.
Carril bici

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	17	Sc uniforme	binf1	5	q1	5
Nº de fustes	2		binf2	0	q2	0
Ancho influencia	5					
Nº de vigas	3					
Área viga (m2)	0.2094	Vehículo	dist a viga1	0.25	Q1	0
Espesor losa (m)	0.2		dist a viga2	0.75	Q2	0
Espesor pavimento (m)	0.1		dist a viga3	1	Q3	0
Barrera (KN)	5		dist a viga4	0	Q4	0

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	15.7
Peso propio losa	q (KN/m)	25.0
Carga muerta	q (KN/m)	27.3
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	25.0
Vehículo pesado	Q (KN)	0.0

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	133
Peso propio losa	V (KN)	213
Carga muerta	V (KN)	232
Sobrecarga uniforme	V (KN)	213
Vehículo pesado	V (KN)	0

Esfuerzos en ELU

Cortante por vano	Vd (KN)	1067
Cortante total	Vd (KN)	2133

Esfuerzos en servicio

Cortante por vano	Vk (KN)	790
Cortante total	Vk (KN)	1580

5.2. TABLERO E-8B

OBRA: Estructura E-8b
Viga H=0.80

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	17	Sc uniforme	binf1	3	q1	9
Nº de fustes	4		binf2	7.55	q2	2.5
Ancho influencia	12.55					
Nº de vigas	6					
Área viga (m2)	0.29	Vehículo	dist a viga1	0	Q1	600
Espesor losa (m)	0.25		dist a viga2	0	Q2	400
Espesor pavimento (m)	0.1		dist a viga3	0	Q3	200
Barrera (KN)	10	12.55	dist a viga4	0	Q4	0

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	43.5
Peso propio losa	q (KN/m)	78.4
Carga muerta	q (KN/m)	63.3
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	45.9
Vehículo pesado	Q (KN)	1200.0

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	370
Peso propio losa	V (KN)	667
Carga muerta	V (KN)	538
Sobrecarga uniforme	V (KN)	390
Vehículo pesado	V (KN)	1200

Esfuerzos en ELU

Cortante por vano	Vd (KN)	4272
Cortante total	Vd (KN)	6924

Esfuerzos en servicio

Cortante por vano	Vk (KN)	3164
Cortante total	Vk (KN)	5129

5.3. TABLERO E-8C

OBRA: Estructura E8c
Cargas en pilas

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	18.5	Sc uniforme	binf1	9	q1	9
Nº de fustes	12		binf2	27	q2	2.5
Ancho influencia	44					
Nº de vigas	0					
Área viga (m2)	0.29	Vehículo	dist a viga1	0	Q1	1800
Espesor losa (m)	0.75		dist a viga2	0	Q2	1200
Espesor pavimento (m)	0.1	44	dist a viga3	0	Q3	600
Barrera (KN)	10		dist a viga4	0	Q4	0

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	0.0
Peso propio losa	q (KN/m)	825.0
Carga muerta	q (KN/m)	171.8
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	148.5
Vehículo pesado	Q (KN)	3600.0

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	0
Peso propio losa	V (KN)	9539
Carga muerta	V (KN)	1986
Sobrecarga uniforme	V (KN)	1717
Vehículo pesado	V (KN)	4500

Esfuerzos en ELU

Cortante por vano	Vd (KN)	23952
Cortante total	Vd (KN)	41830

Esfuerzos en servicio

Cortante por vano	Vk (KN)	17743
Cortante total	Vk (KN)	30985

6. ESTRIBOS ESTRUCTURA E-8C

Para la Estructura E-8c, dado que es hiperestática, en lugar de estribos conformados por cargaderos y muros de tierra armada, se han diseñado unos estribos cerrados de hormigón con cimentación profunda. Se adjunta a continuación el análisis del estribo 1, que tiene más cargas, puesto que resiste empuje de tierras además de las cargas del propio tablero.

HOJA DE CALCULO PARA ESTRIBOS CERRADOS
ESTRUCTURA E8c. ESTRIBOS
DATOS GEOMETRICOS DE LOS ESTRIBOS

CANTOS		ANCHOS					
H1losa	1.00	B1puntera	2.00	B4puntera	2.00	B7murete	0.3
H2alzado	7.50	B2alzado	1.20	B5apoyos	0.50	B8losatran	0.3
H3zapata	1.80	B3talon	2.30	B6entrega	0.55	B9alzado	1.9
H4mensula	1.00						
ANCHO TABLERO		2.8					
ANCHO ZAPATA		2.8					
PARAMETROS DEL TERRENO							
γ	2.0	GammaVuel	1.8	Ka	0.33		
Φ	30	GammaDesl	1.5	Kp	3.00		
μ	0.45						
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES							
Fck	300	γ	1.5				
Fyk	5000	γ	1.15				
		γ	1.5				
REACCIONES DEL TABLERO							
Fvcp	110	Fhcp	5.00		Sc trasdos	1.00	t/m2
Fvsc	69.7	Fhsc	3.00				

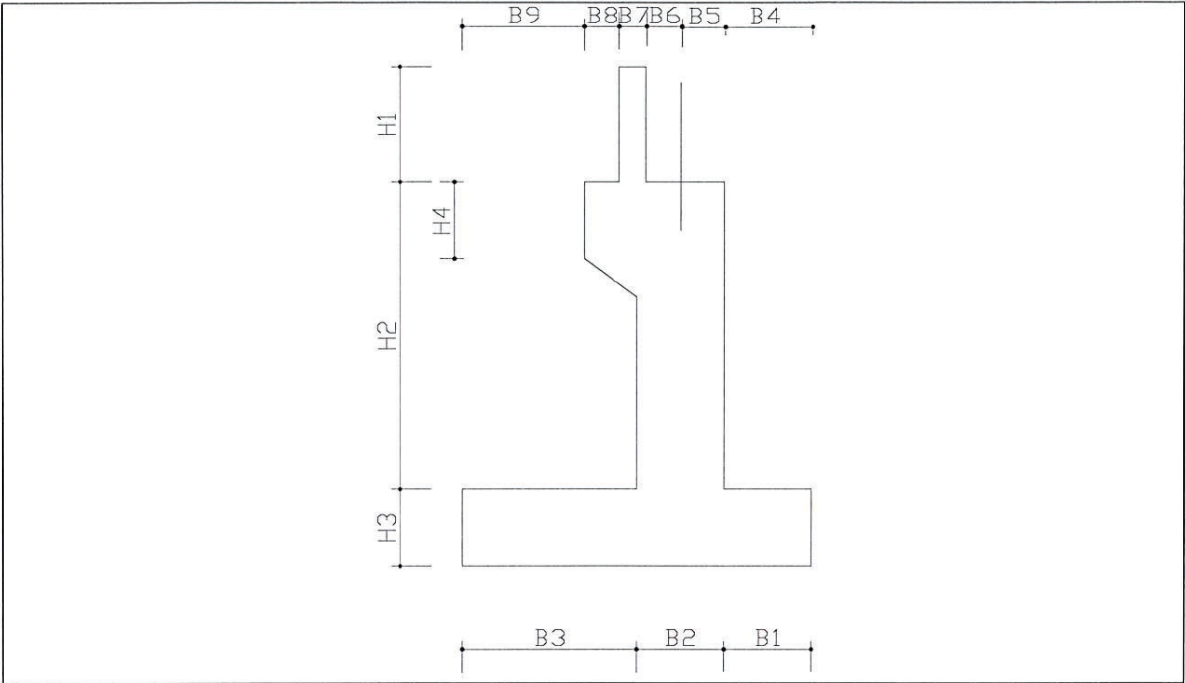
CARGAS VERTICALES					CARGAS HORIZONTALES					
	N	Mvuelco	Meje	Mfuste		Mp/m2		Mp	Mvuelco	Mfuste
pp. zapata	68.06	187.17	0.00	0.00	S1	0.92	E1	7.79	47.13	33.11
pp.muro	61.88	160.88	9.28	0.00	S2	16.50	E2	66.22	306.83	187.63
pp.murete	2.06	6.60	-0.93	0.00	S3	16.50	E3	29.70	26.73	0.00
pp.tierra	107.53	467.73	-172.04	0.00	S4	19.80	E4	2.97	1.78	0.00
Fvcp	110.00	275.00	27.50	11.00			Fhcp	5.00	46.50	37.50
Fvsc	69.67	174.17	17.42	6.97			Fhsc	3.00	27.90	22.50
								114.68		

COMPROBACION DE CARGA EN PILOTES

HIPOTESIS	N	M	E	Filas pilotes	Pilotes/fila	Dist	Nmax	Nmin
Cp+Eter	239.53	218.79	0.91	1	2	3.50	182.3	57.3
Cp+Eter+Fcp	349.53	292.79	0.84	1	2	3.50	258.4	91.1
Cp+Eter+Fcp+Fsc	419.19	338.10	0.81	1	2	3.50	306.2	113.0

COMPROBACION DE FUSTES

Mtotal (mt)	298.71	Vtotal (t)	82.01			
Ntotal (t)	243.60					
Md (mt/m)	162.93	Vd (t/m)	44.73			
N (t/m)	132.88					
As (cm2/m)	37.85	Vcu (t/m)	41.33	Sin armadura de cortante	As, cortante	2.49
As,min (cm2/m)	18	Vcu (t/m)	34.44	Con armadura de cortante		
				ζ	1.417	
				p [por mil]	3.15	



APÉNDICE Nº9: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-17

ÍNDICE

APÉNDICE Nº9. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-17 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO 2

2.1. ESFUERZOS DEL TABLERO 2

2.2. SECCIONES RESISTENTES 3

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 4

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 5

2.5. ELS CUASIPERMANENTE 7

2.6. ELS FRECUENTE 8

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

APÉNDICE Nº9. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-17

1. INTRODUCCIÓN

Esta Estructura permite el paso sobre la C-32 de un ramal. La Estructura cuanta con dos vanos y un tablero de una viga artesa. Únicamente se ha ejecutado uno de los cargaderos, y falta el tablero, la pila intermedia y parte de los muros de suelo reforzado de ambos estribos. En este Apéndice se predimensiona el nuevo tablero, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1.ESFUERZOS DEL TABLERO

OBRA: Baix Llobregat . Estructrua E-17
Viga H=1.70

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	32.7	Sc uniforme	binf1 binf2	3	q1	9
Distancia entre vigas (m)	9.3			5	q2	2.5
Ancho influencia	9.3					
Canto viga (m)	1.7					
Área viga (m2)	1.6314	Vehiculo	dist a viga1	0	Q1	300
Espesor losa (m)	0.3		dist a viga2	0	Q2	300
Espesor pavimento (m)	0.1		dist a viga3	0	Q3	200
Barrera (KN)	20		dist a viga4	0	Q4	200
Bpav(m)		8				
Bbarr(m)		1.3				

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	40.8
Peso propio losa	q (KN/m)	69.8
Carga muerta	qpav (KN/m)	47.6
Sobrecarga uniform	q (KN/m)	39.5
Vehículo pesado	Q (KN)	1000.0

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	5451
Peso propio losa	M (KNm)	9323
Carga muerta	M (KNm)	6362
Sobrecarga uniform	M (KNm)	5280
Vehículo pesado	M (KNm)	8175

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	667
Peso propio losa	V (KN)	1140
Carga muerta	V (KN)	778
Sobrecarga uniform	V (KN)	646
Vehículo pesado	V (KN)	1000

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	46698
Cortante	Vd (KN)	5712

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	34591
Cortante	Vk (KN)	4231

2.2. SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat
Secciones

Page 28

07.04.21, 16:12

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

Ilopez

FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA E-17

Geometrical definition of cross section

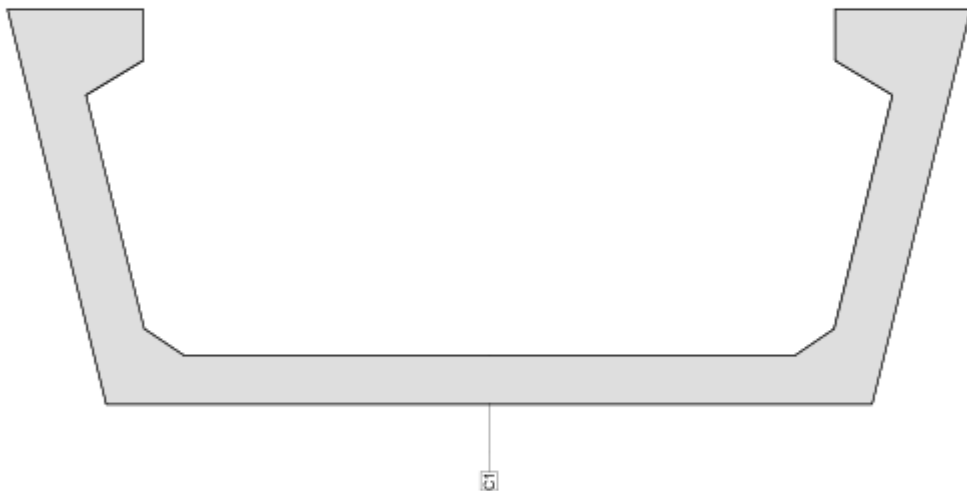
Name	Material	Class	Type	No.	y_0 [m]	z_0 [m]	No.	y_0 [m]	z_0 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-1.65	0	2	1.65	0
				3	2.07	1.70	4	1.49	1.70
				5	1.49	1.48	6	1.74	1.33
				7	1.49	0.33	8	1.32	0.21
				9	-1.32	0.21	10	-1.49	0.33
				11	-1.74	1.33	12	-1.49	1.48
				13	-1.49	1.70	14	-2.08	1.70

Section properties: (reference material: C)

Area [m ²]		Moment of inertia [m ⁴]		C.G. Angle [°]		Mass [kg/m]	
A_x	1.6314 (= λ_x)	I_x	0.029089	y_s	-0.00	M_{C1}	4078.5
A_y	(= λ_y)	I_y	0.565952	z_s	0.65		
A_z	(= λ_z)	I_z	3.477027	β	0 [°]		

Cross-section VIGA E-17 (H500): Outline

Scale 1:24.4



Nr.:

Baix Llobregat

Secciones

Page 47

07.06.21, 11:35

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

Ilopez

FAGUS7 - Version 1.00

Cross section (Girder): TABLERO E-17

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_0 [m]	z_0 [m]	No.	y_0 [m]	z_0 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-1.65	0	2	1.65	0
				3	2.08	1.70	4	1.49	1.70
				5	1.49	1.48	6	1.74	1.33
				7	1.49	0.33	8	1.32	0.21
				9	-1.32	0.21	10	-1.49	0.33
				11	-1.74	1.33	12	-1.49	1.48
				13	-1.49	1.70	14	-2.07	1.70
C2	CC	H300	Polygon	1	-4.65	1.70	2	4.65	1.70
				3	4.65	2.00	4	-4.65	2.00

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

Area [m ²]		Moment of inertia [m ⁴]		C.G. Angle [°]		Mass [kg/m]	
A_x	4.6292	I_x	0.118360	y_s	0.00	M_{cs}	11053.5
A_y	(=A _x)	I_y	2.451795	x_s	1.34		
A_z	(=A _x)	I_z	24.455209	β	0 [°]		

Cross-section TABLERO E-17 (H500/H300/A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:54.8

Nr:

2.3.PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada solicitud sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructrua E-17	canto viga [m]	1.70		
	Viga H=1.70	esp_losa [m]	0.3	espesor medio	
Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:					
acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa	
pp_viga	545			[sección eficaz homogeneizada]	
pp_losa	932	A [m2]	1.6314	Ah [m2]	4.83
cm	636	Winf [m3]	0.87076923	Winf [m3]	1.8149
sc_unif	528	Wsup [m3]	0.53904762	Wsup [m3]	3.6848
carro	818	y_inf [m]	0.65	y_inf [m]	1.34
		y_sup [m]	1.05	y_sup [m]	0.66

σ_{inf_viga} [t/m2]	626.0
σ_{inf_losa} [t/m2]	1070.6
σ_{inf_cm} [t/m2]	350.6
σ_{inf_sc} [t/m2]	290.9
σ_{inf_carro} [t/m2]	450.4

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

[a] Tensiones debidas a P_o menos pérdidas instantáneas

σ_{inf_1} [t/m2] 1.098 veces P_o

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif}

σ_{inf_2} [t/m2] -0.140 veces P_o

El pretensado es favorable:
 γ_p 0.95

distancia del cdg pretensado al fondo de viga	
e [m]	0.1188
ΔP_{ins} [%]	10.19
ΔP_{dif} [%]	15.94

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t]	2411.8	[ϕ 0,6"]
n	121	

Comprobación de cuantía mínima para la sección:

$A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga A_p [cm2]> 22.6

para la viga+losa A_p [cm2]> 22.2

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	70	0.05
2º FILA	70	0.1
SUPERIOR	4	1.65
	144	0.1188

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 \cdot f_{p_{max,k}}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

- [d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días.

Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE) :

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right] \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_o))} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

- σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.
- n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .
- q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c .
- e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.
- r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- $\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).
- ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.
- χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.
- $\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Baix Llobregat . Estructrua E-17

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	1.6314	perímetro	Abruta [m2]	4.83	perímetro
Winf [m3]	0.87076923	4.76	Winf [m3]	1.814925373	8.76
Wsup [m3]	0.53904762		Wsup [m3]	3.684848485	
y_inf [m]	0.65		y_inf [m]	1.34	
y_sup [m]	1.05		y_sup [m]	0.66	
esp_medio [mm]	685.5		esp_medio [mm]	1102.7	
hormigon viga	fck [N/mm2]	50			
hormigon losa	fck [N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	2872.8
pp_viga	545.137408	cables ϕ 0,6"	144
pp_losa	932.3	ρ	0.75
cm	636.2		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	201.6	r_viga [m]	0.589	[e/r]^2_viga	0.813
eo_viga [m]	0.53125	r_tot [m]	0.710	[e/r]^2_tot	2.962
eo_total [m]	1.2213				
q_viga	0.01235748	σ cg [t/m2]	511.7		
q_tot	0.00417391	σ pe [t/m2]	139856.0		
n	5.2				
		ΔP inst [t]	292.6	ΔP inst [%]	10.19

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE) ε cs(30,0) = e cso·βs= -1.391E-05

β s	0.043
ε s	0.00032
β HR	-1.01835

coeficiente de fluencia ϕ (30,4) =ϕo·βc(30-4)= 0.639

ϕ HR	1.344	β H	1322.8
β (fcm)	2.21	β c	0.306
β (to)	0.704		
ϕ o	2.088		

σ_{cp} [t/m2]	2356.5			
	ΔP_{dif_1} [t]	138.21	ΔP_{dif_1} [%]	4.8

[c] Determinación de ΔP_{dif_2}

deformación de retracción (según EHE) $\epsilon_{cs(oo,30)} = \epsilon_{cs0} \cdot \beta_s =$ -1.335E-04

$\beta_s(oo,30) - \beta_s(30,0)$	0.410
ϵ_s	0.00032
β_{HR}	-1.018

coeficiente de fluencia $\phi(oo,30) = \phi_0 \cdot [\beta_c(oo,4) - \beta_c(30,4)] =$ 1.335

ϕ_{HR}	1.293	β_H	1500.0
$\beta(fcm)$	2.21	$\beta_c(oo-4) - \beta_c(30,4) =$	0.664
$\beta(to)$	0.704		
ϕ_0	2.010		

σ_{cp} [t/m2]	1161.9	$\Delta \sigma_{pr}$ [t/m2]	9969.9
----------------------	--------	-----------------------------	--------

ΔP_{dif_2} [t]	319.71	ΔP_{dif_2} [%]	11.1
-------------------------	--------	-------------------------	------

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	2872.8
ΔP_{inst} [t]	292.6
ΔP_{dif_1} [t]	138.21
ΔP_{dif_2} [t]	319.71
Pfinal [t]	2122.3

2.5.ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_0] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_0 - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + 0.95 \cdot P$

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. CASIPERMANENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructrua E-17	canto viga [m]	1.70
		esp_losa [m]	0.3

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	545.137408
pp_losa	932.3
cm	636.2
sc_unif	528.0
carro	817.5
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30

"+"=compresión

Tensiones en fibra inferior viga:	
σ_{1_viga} [t/m2]	-626.0
σ_{1_losa} [t/m2]	-1070.6
σ_{1_cm} [t/m2]	-350.6
σ_{1_sc} [t/m2]	-290.9
σ_{1_carro} [t/m2]	-450.4

Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{2_viga} [t/m2]	1011.3
σ_{2_losa} [t/m2]	1729.5
σ_{2_cm} [t/m2]	94.2
σ_{2_sc} [t/m2]	78.2
σ_{2_carro} [t/m2]	121.0

Tensiones en fibra inferior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0

Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{4_losa} [t/m2]	0.0

σ_{3_cm} [t/m2]	81.8	σ_{4_cm} [t/m2]	150.0
σ_{3_sc} [t/m2]	67.9	σ_{4_sc} [t/m2]	124.4
σ_{3_carro} [t/m2]	105.1	σ_{4_carro} [t/m2]	192.7

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	2872.80	eo_viga [m]	0.53125
	ΔP_{ins} [t]	292.62	eo_tot [m]	1.2213
	ΔP_{dif_1} [t]	138.21		
	ΔP_{dif_2} [t]	319.71		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔP_{ins} [t] - ΔP_{dif_1} [t]

σ_1 [t/m2]	2986.7	σ_2 [t/m2]	-909.8
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif_2} [t]

σ_1 [t/m2]	-281.3	σ_2 [t/m2]	-8.4
σ_3 [t/m2]	-7.3	σ_4 [t/m2]	34.5

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación casipermanente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 522.9	σ_2 [t/m2] 1962.7
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 74.9	σ_4 [t/m2] 182.8

2.6.ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p=0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$$1.0 \cdot peso\ propio + 1.0 \cdot carga\ muerta + \gamma_p \cdot P + 0.4 \cdot sc + 0.75 \cdot carro$$

0.95

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructrua E-17	canto viga [m]	1.70
		esp_losa [m]	0.3

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	545.1374081
pp_losa	932.3
cm	636.2
sc_unif	528.0
carro	817.5
fck_viga [N/mm2]	50
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m2]	-626.0	σ_{2_viga} [t/m2]	1011.3
σ_{1_losa} [t/m2]	-1070.6	σ_{2_losa} [t/m2]	1729.5
σ_{1_cm} [t/m2]	-350.6	σ_{2_cm} [t/m2]	94.2
σ_{1_sc} [t/m2]	-290.9	σ_{2_sc} [t/m2]	78.2
σ_{1_carro} [t/m2]	-450.4	σ_{2_carro} [t/m2]	121.0

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	81.8	σ_{4_cm} [t/m2]	150.0
σ_{3_sc} [t/m2]	67.9	σ_{4_sc} [t/m2]	124.4
σ_{3_carro} [t/m2]	105.1	σ_{4_carro} [t/m2]	192.7

Las tensiones debidas al pretensado son:

Po [t]	2872.80	eo_viga [m]	0.53125
ΔPins [t]	292.62	eo_tot [m]	1.2213
ΔPdif_1 [t]	138.21		
ΔPdif_2 [t]	319.71		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔPins [t] - ΔPdif_1 [t]

σ_1 [t/m2]	2986.7	σ_2 [t/m2]	-909.8
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

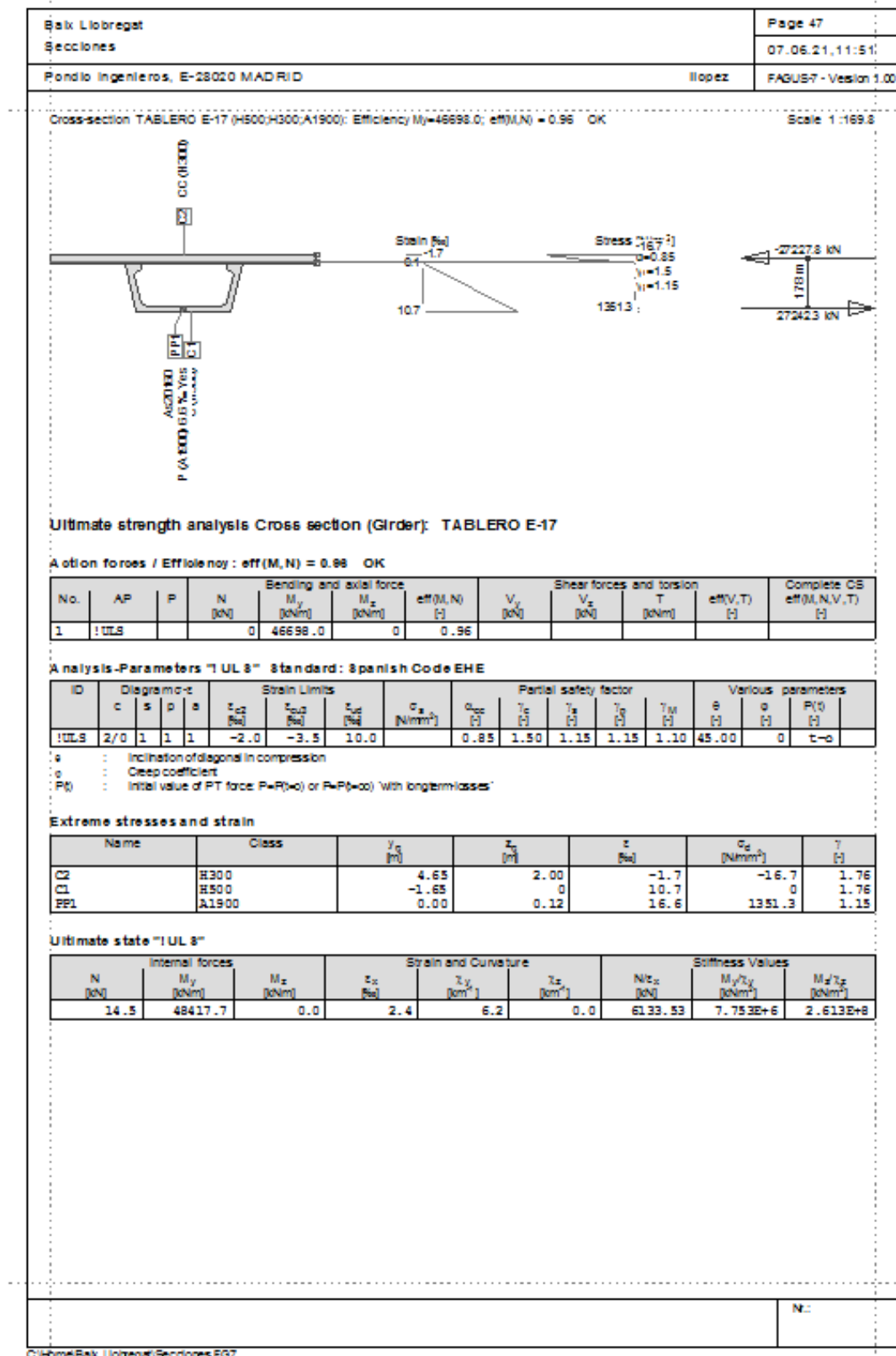
[b] Tensiones debidas a ΔP_dif_2 [t]

σ_1 [t/m2]	-281.3	σ_2 [t/m2]	-8.4
σ_3 [t/m2]	-7.3	σ_4 [t/m2]	34.5

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret + 0.40 x sc + 0.75 x carro

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ_1 [t/m2] 68.7	σ_2 [t/m2] 2084.7
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ_3 [t/m2] 180.8	σ_4 [t/m2] 377.1

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO



APÉNDICE Nº10: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-19

ÍNDICE

APÉNDICE Nº10. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-19 2

1. INTRODUCCIÓN 2

2. ANÁLISIS DEL TABLERO 2

2.1. ESFUERZOS POR VIGA 2

2.2. SECCIONES RESISTENTES 3

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO 4

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO 5

2.5. ELS CUASIPERMANENTE 7

2.6. ELS FRECUENTE 8

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 9

APÉNDICE Nº10. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA E-19

1. INTRODUCCIÓN

Esta Estructura permite el paso sobre FFCC de un ramal. La Estructura cuenta con un único vano y un tablero de vigas doble “T”. Se han ejecutado los estribos, por lo que únicamente falta el tablero. En este Apéndice se predimensiona el nuevo tablero, teniendo en cuenta, como se ha explicado previamente en el Anejo, la normativa actualizada para los nuevos elementos.

2. ANÁLISIS DEL TABLERO

A continuación, se lleva a cabo un estudio de las cargas principales que actúan sobre el tablero y los esfuerzos que provocan en el mismo. Con estos datos se contrasta la validez de la sección estructural propuesta, estudiando los esfuerzos de cada viga individual y su comportamiento tanto en servicio como en Estado Límite Último.

2.1.ESFUERZOS POR VIGA

OBRA: Baix Llobregat . Estructura E-19
Viga central H=1.50

DATOS DEL TABLERO

Luz (m)	31.22	Sc uniforme	binf1	1.455	q1	9
Distancia entre vigas (m)	2.91		binf2	1.455	q2	2.5
Canto viga (m)	1.5					
Área viga (m2)	0.5712	Vehículo	dist a viga1	0.5	Q1	300
Espesor losa (m)	0.25		dist a viga2	0.5	Q2	200
Espesor pavimento (m)	0.1	Bpav(m)	dist a viga3	2.5	Q3	300
Barrera (KN)	0	Bbarr(m)				
			dist a viga4	2.5	Q4	200

Cargas lineales

Peso propio viga	q (KN/m)	14.3
Peso propio losa	q (KN/m)	18.2
Carga muerta	qpav (KN/m)	10.0
Sobrecarga uniforme	q (KN/m)	16.7
Vehículo pesado	Q (KN)	484.5

Esfuerzos. Momentos flectores

Peso propio viga	M (KNm)	1740
Peso propio losa	M (KNm)	2216
Carga muerta	M (KNm)	1223
Sobrecarga uniforme	M (KNm)	2039
Vehículo pesado	M (KNm)	3782

Esfuerzos. Cortantes

Peso propio viga	V (KN)	223
Peso propio losa	V (KN)	284
Carga muerta	V (KN)	157
Sobrecarga uniforme	V (KN)	261
Vehículo pesado	V (KN)	485

Esfuerzos en ELU

Momento Flector	Md (KNm)	14849
Cortante	Vd (KN)	1903

Esfuerzos en servicio

Momento Flector	Mk (KNm)	10999
Cortante	Vk (KN)	1409

2.2.SECCIONES RESISTENTES

Baix Llobregat		Page 33	
Secciones		07.04.21, 16:31	
Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID		Ilopez FAGUS-7 - Version 1.00	

Cross section (Girder): VIGA-150

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_1 [m]	z_1 [m]	No.	y_2 [m]	z_2 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.40	0	2	0.40	0
				3	0.40	0.23	4	0.17	0.31
				5	0.09	0.39	6	0.09	1.29
				7	0.14	1.34	8	0.55	1.41
				9	0.55	1.50	10	0	1.50
				11	-0.55	1.50	12	-0.55	1.41
				13	-0.14	1.34	14	-0.09	1.29
				15	-0.09	0.39	16	-0.17	0.31
				17	-0.40	0.23			

Section properties: (reference material: C)

Area [m²]		Moment of inertia [m⁴]		C.G. Angle [m]		Mass [kg/m]	
A_x	0.5712	I_x	0.006842	y_s	0.00	M_{cs}	1428.0
A_y	(=A _x)	I_y	0.172520	z_s	0.70		
A_z	(=A _x)	I_z	0.024443	β	0 [°]		

Cross-section VIGA-150 (H500): Outline

Scale 1:20.0

Nr.:

Baix Llobregat
Secciones

Page 34

07.04.21, 16:31

Pondio Ingenieros, E-28020 MADRID

llopez

FAGUS-7 - Version 1.00

Cross section (Girder): VIGA-CENTRAL-E-19

Geometrical definition of cross section

Name	Material	Class	Type	No.	y_1 [m]	z_1 [m]	No.	y_2 [m]	z_2 [m]
C1	C	H500	Polygon	1	-0.40	0	2	0.40	0
				3	0.40	0.23	4	0.17	0.31
				5	0.09	0.39	6	0.09	1.29
				7	0.14	1.34	8	0.55	1.41
				9	0.55	1.50	10	0	1.50
				11	-0.55	1.50	12	-0.55	1.41
				13	-0.14	1.34	14	-0.09	1.29
				15	-0.09	0.39	16	-0.17	0.31
				17	-0.40	0.23			
C2	CC	H300	Polygon	1	-1.46	1.50	2	1.46	1.50
				3	1.46	1.75	4	-1.46	1.75

Section properties: (reinforcement not considered, reference material: CC)

Area [m²]	Moment of inertia [m⁴]	C.G. Angle [m]	Mass [kg/m]
A_x 1.4435 (=A _x)	I_x 0.022888	y_s -0.00	M_{cs} 3246.8
A_y (=A _y)	I_y 0.524734	z_s 1.17	
A_z (=A _z)	I_z 0.543932	β 0 [°]	

Cross section (Girder): VIGA-CENTRAL-E-19

Mild reinforcement G0 $\Sigma A_s = 100 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.0 \%$

Name	Material	Class	BC	Type	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	y_{2g} [m]	z_{2g} [m]	$n_s \phi$	exist A_s [mm²]
R1	R	AEH500	2	L	-0.35	0.05	0.35	0.05		100

BC : BC 0=constant area, 1=adapt always, 2=adapt area in tension zone

Type : Definition of reinforcement: P = Point, L = Line, R = Ring

Tendons G0 $\Sigma A_p = 7280 \text{ mm}^2$, $\rho = 0.6 \%$

Name	Class	BC	bond	y_{1g} [m]	z_{1g} [m]	d_y	d_z	$e_{cg}+1/6$ [m]	$P_{00}P_0$	A_p [mm²]
PP1	A1900	0	bond	0	0.18	0	0	6.6	0.850	7280

bond : with / without bonding

Cross-section VIGA-CENTRAL-E-19 (H500;H300;AEH500;A1900): Outline, Reinforcements

Scale 1:60.0

Nr:

2.3.PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO

El predimensionamiento del pretensado de las vigas prefabricadas se realiza teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- El pretensado se considera una acción favorable, por lo que el coeficiente en E.L.S. será $\gamma_p=0.95$.
- No existen tracciones en la fibra inferior de la sección de centro de vano para la combinación frecuente de acciones en este caso por encontrarnos en una zona con ambiente IIIa
- En la determinación de las tensiones del apartado anterior se aplica cada solicitación sobre la sección resistente de cada instante, siguiendo el proceso constructivo del tablero.
- Se estiman unos valores razonables para las pérdidas de pretensado (tanto instantáneas como diferidas); los valores propuestos son los siguientes:

$\Delta P_{inst} : 5.0\% \text{ de } P_o$

$\Delta P_{dif} : 15.0\% \text{ de } P_o$

- Una vez obtenido el pretensado necesario siguiendo el criterio descrito se verifican las pérdidas de pretensado reales y se comprueban para las secciones los distintos E.L.S.

HOJA DE CALCULO PARA PREDIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-19	canto viga [m]	1.50	
	Viga central H=1.50	esp_losa [m]	0.25	espesor medio

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]	características de la viga		características de la viga + losa [sección eficaz homogeneizada]	
pp_viga	174	A [m2]	0.5712	Ah [m2]	1.4415
pp_losa	222	Winf [m3]	0.24642857	Winf [m3]	0.4487
cm	122	Wsup [m3]	0.215625	Wsup [m3]	0.9052
sc_unif	204	y_inf [m]	0.7	y_inf [m]	1.17
carro	378	y_sup [m]	0.80	y_sup [m]	0.58

σ_{inf_viga} [t/m2]	706.0
σ_{inf_losa} [t/m2]	899.2
σ_{inf_cm} [t/m2]	272.6
σ_{inf_sc} [t/m2]	454.3
σ_{inf_carro} [t/m2]	842.8

Las tensiones originadas por el pretensado se estiman en:

[a] Tensiones debidas a P_o menos pérdidas instantáneas

σ_{inf_1} [t/m2]	3.458	veces P_o
--------------------------	-------	-------------

[b] Tensiones debidas a ΔP_{dif}

σ_{inf_2} [t/m2]	-0.570	veces P_o
--------------------------	--------	-------------

distancia del cdg pretensado al fondo de viga	
e [m]	0.1804
ΔP_{ins} [%]	10.39
ΔP_{dif} [%]	19.67

El pretensado es favorable:
 γ_p 0.95

Si la tensión en la fibra inferior es nula para la combinación frecuente de acciones ($\gamma_p=0.95$), entonces:

P_o [t]	778.9
n	39
	[ϕ 0,6"]

Comprobación de cuantía mínima para la sección: $A_p \cdot f_{pd} > 0.25 \cdot W/h \cdot f_{cd}$

para la viga A_p [cm2]> 7.2

para la viga+losa A_p [cm2]> 6.3

DISPOSICIÓN DE CORDONES

	n	y pret(m)
1º FILA	24	0.075
2º FILA	26	0.18
SUPERIOR	2	1.45
	52	0.1804

2.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Para la determinación de las pérdidas de pretensado en las vigas se han considerado los siguientes aspectos:

- La fuerza de tesado P_o proporciona sobre las armaduras activas una tensión σ_{p0} de valor $0,75 f_{p \max,k}$.
- El valor de las pérdidas se determina en la sección de centro de vano, que es la sección crítica. Las pérdidas totales de pretensado se clasifican en pérdidas instantáneas $[\Delta P_{inst}]$ y pérdidas diferidas $[\Delta P_{dif}]$. A su vez, las pérdidas diferidas se agrupan en dos clases, las que ocurren desde que se tesan las vigas hasta que la losa se considera solidaria a la sección, y las que transcurren desde que la sección de viga + losa es solidaria hasta tiempo infinito (tradicionalmente se considera $t=10.000$ días).
- Para la evaluación de las pérdidas instantáneas, se considera el acortamiento elástico del hormigón en el momento de tesado en banco (éste se realiza a los cuatro días), y se determina a partir de la expresión siguiente:

$$\Delta P_{inst} = A_p \cdot \sigma_{cp} \cdot \frac{n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]}$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado y los esfuerzos debidos a las acciones actuantes en el momento del tesado.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero activo A_p y área de la sección de hormigón A_c

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

[d] Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que se tesa la viga hasta que el hormigón de la losa se considera solidario con la viga, denominadas ΔP_{dif_1} , el tiempo que transcurre entre estos dos instantes se considera de 26 días. Estas pérdidas se evalúan de acuerdo con la siguiente expresión (Art. 20.2.2.2 de EHE):

$$\Delta P_{dif} = \frac{n \cdot \varphi(t, t_o) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_o) + 0.80 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + n \cdot q \cdot \left[1 + \left(\frac{e}{r} \right)^2 \right]} \cdot A_p$$

donde:

A_p Sección total de la armadura activa

σ_{cp} Tensión de compresión, a nivel de centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza de tesado, el peso propio y la carga muerta.

n Coeficiente de equivalencia = E_p/E_c .

q Relación entre área de acero, A_p , y área de la sección de hormigón A_c

e distancia entre el centro de gravedad de la armadura activa y el centro de gravedad de la sección de hormigón.

r radio de giro de la sección $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$\varphi(t, t_o)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado ($t_o = 4$ días).

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.

χ Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, se adopta $\chi = 0.80$.

$\Delta \sigma_{pr}$ Pérdida por relajación a longitud constante. Dado que se está considerando un período de tiempo de un mes, esta pérdida se considera nula.

- Para la evaluación de las pérdidas diferidas que transcurren desde que la sección de la losa es solidaria con la viga hasta $t=10.000$ días, denominadas ΔP_{dif_2} , se emplea la misma formulación que en el apartado anterior, con la salvedad de que ahora las pérdidas por relajación no son nulas, y su valor se evalúa según:

$$\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot \frac{P_{ki}}{A_p}$$

siendo ρ_f el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito y A_p el área total de las armaduras activas. P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas.

Se considera, de acuerdo con la EHE, que la relajación a las 1000 horas a temperatura de 20º ± 1ºC, y para tensión inicial igual al 70% de la carga unitaria máxima garantizada, no será superior al 2%.

Para estimar la relajación para tiempos superiores a 1000 horas y hasta tiempo infinito se utiliza la expresión:

ρ(t)=ρ1000⋅(t1000)k

donde:

ρ(t) Relajación a t horas

ρ1000 Relajación a 1000 horas

ρ100 Relajación a 100 horas

k=log(ρ1000ρ100)

HOJA DE CALCULO PARA DETERMINAR LAS PERDIDAS DE PRETENSADO EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA: Estructura E-19

Las características de la viga			características de viga+losa		
A [m2]	0.5712	perímetro	Abruta [m2]	1.4415	perímetro
Winf [m3]	0.24642857	4.76	Winf [m3]	0.448717949	8.76
Wsup [m3]	0.215625		Wsup [m3]	0.905172414	
y_inf [m]	0.7		y_inf [m]	1.17	
y_sup [m]	0.8		y_sup [m]	0.58	
esp_medio [mm]	240.0		esp_medio [mm]	329.1	
hormigon viga	fck				
	[N/mm2]	60			
hormigon losa	fck				
	[N/mm2]	30			

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son:

acción	M [tm]	El pretensado inicial, Po es:	1037.4
pp_viga	173.981879	cables ϕ 0,6"	52
pp_losa	221.6	ρ	0.75
cm	122.3		

[a] Determinación de ΔPinst

Ap [cm2]	72.8	r_viga [m]	0.550	[e/r]^2_viga	0.894
eo_viga [m]	0.51961538	r_tot [m]	0.603	[e/r]^2_tot	2.689
eo_total [m]	0.9896				
q_viga	0.0127451	σ cg [t/m2]	524.1		
q_tot	0.00505029	σ pe [t/m2]	139931.7		
n	4.9				
		ΔP inst [t]	107.8	ΔP inst [%]	10.39

[b] Determinación de ΔPdif_1

deformación de retracción (según EHE) ε cs(30,0) = e cso·βs= -3.329E-05

β s	0.121
ε s	0.00027
β HR	-1.01835

coeficiente de fluencia ϕ (30,4) =ϕo·βc(30-4)= 0.812

ϕ HR	1.488	β H	625.6
β (fcm)	2.04	β c	0.380
β (to)	0.704		
ϕ o	2.135		

σ_{cp} [t/m²] 2558.5

ΔP_{dif_1} [t] 66.09 ΔP_{dif_1} [%] 6.4

[c] Determinación de ΔP_{dif_2}

deformación de retracción (según EHE) $\epsilon_{cs(oo,30)} = \epsilon_{cs0} \cdot \beta_s = -2.098E-04$

$\beta_s(oo,30) - \beta_s(30,0)$ 0.763
 ϵ_s 0.00027
 β_{HR} -1.018

coeficiente de fluencia $\varphi(oo,30) = \varphi_0 \cdot [\beta_c(oo,4) - \beta_c(30,4)] = 1.279$

φ_{HR} 1.439 β_H 765.1
 $\beta(fcm)$ 2.04 $\beta_c(oo,4) - \beta_c(30,4) = 0.619$
 $\beta(to)$ 0.704
 φ_0 2.065

σ_{cp} [t/m²] 1660.5 $\Delta \sigma_{pr}$ [t/m²] 9806.5

ΔP_{dif_2} [t] 137.93 ΔP_{dif_2} [%] 13.3

RESUMEN DE PÉRDIDAS	
Po [t]	1037.4
ΔP_{inst} [t]	107.8
ΔP_{dif_1} [t]	66.09
ΔP_{dif_2} [t]	137.93
Pfinal [t]	725.6

2.5. ELS CUASIPERMANENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Cuasipermanente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_0] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: $P_1 = P_0 - \Delta P_{inst}$
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera $\gamma_p = 0.95$.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

$$1.0 \cdot \text{peso propio} + 1.0 \cdot \text{carga muerta} + 0.95 \cdot P$$

OBRA: Estructura E-19 canto viga [m] 1.50
 esp. losa [m] 0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	173.981879
pp_losa	221.6
cm	122.3
sc_unif	203.9
carro	378.2
fck_viga [N/mm ²]	60
fck_losa [N/mm ²]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m ²]	-706.0	σ_{2_viga} [t/m ²]	806.9
σ_{1_losa} [t/m ²]	-899.2	σ_{2_losa} [t/m ²]	1027.7
σ_{1_cm} [t/m ²]	-272.6	σ_{2_cm} [t/m ²]	76.9
σ_{1_sc} [t/m ²]	-454.3	σ_{2_sc} [t/m ²]	128.1
σ_{1_carro} [t/m ²]	-842.8	σ_{2_carro} [t/m ²]	237.7

Tensiones en fibra inferior losa: Tensiones en fibra superior losa:

σ _{3_viga} [t/m2]	0.0	σ _{4_viga} [t/m2]	0.0
σ _{3_losa} [t/m2]	0.0	σ _{4_losa} [t/m2]	0.0
σ _{3_cm} [t/m2]	63.3	σ _{4_cm} [t/m2]	111.3
σ _{3_sc} [t/m2]	105.5	σ _{4_sc} [t/m2]	185.5
σ _{3_carro} [t/m2]	195.8	σ _{4_carro} [t/m2]	344.1

Las tensiones debidas al pretensado son:	Po [t]	1037.40	eo_viga [m]	0.519615385
	ΔPins [t]	107.77	eo_tot [m]	0.9896
	ΔPdif_1 [t]	66.09		
	ΔPdif_2 [t]	137.93		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔPins [t] - ΔPdif_1 [t]

σ ₁ [t/m2]	3332.7	σ ₂ [t/m2]	-569.2
σ ₃ [t/m2]	0.0	σ ₄ [t/m2]	0.0

[b] Tensiones debidas a ΔP_dif_2 [t]

σ ₁ [t/m2]	-399.9	σ ₂ [t/m2]	-9.9
σ ₃ [t/m2]	-8.1	σ ₄ [t/m2]	45.4

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación cuasipermanente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret

Tensiones en fibra inferior viga:	Tensiones en fibra superior viga:
σ ₁ [t/m2] 908.3	σ ₂ [t/m2] 1361.3
Tensiones en fibra inferior losa:	Tensiones en fibra superior losa:
σ ₃ [t/m2] 55.6	σ ₄ [t/m2] 154.4

2.6.ELS FRECUENTE

Para la comprobación del Estado Límite de Servicio Frecuente de tensiones de la sección transversal se considera la sección sometida a las siguientes acciones:

- su peso propio (peso de viga y peso de losa)
- pretensado inicial [P_o] menos pérdidas instantáneas [ΔP_{inst}]: P₁= P_o- ΔP_{inst}
- pérdidas diferidas de pretensado
- carga muerta
- sobrecarga definida en la Instrucción

El pretensado se considera como una acción favorable y según el Art. 12.2 de la EHE se considera γ_p=0.95.

Por tanto, la combinación de acciones que se estudia en este apartado es la siguiente:

1.0 · peso propio + 1.0 · carga muerta + γ_p · P + 0.4 · sc + 0.75 · carro

HOJA DE CALCULO PARA E.L.S. FRECUENTE EN TABLEROS DE VIGAS

OBRA:	Estructura E-19	canto viga [m]	1.50
		esp_losa [m]	0.25

Los momentos flectores actuantes en la sección de centro de vano son los siguientes:

acción	M [tm]
pp_viga	173.9818794
pp_losa	221.6
cm	122.3
sc_unif	203.9
carro	378.2
fck_viga [N/mm2]	60
fck_losa [N/mm2]	30
"+"=compresión	

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_{1_viga} [t/m2]	-706.0	σ_{2_viga} [t/m2]	806.9
σ_{1_losa} [t/m2]	-899.2	σ_{2_losa} [t/m2]	1027.7
σ_{1_cm} [t/m2]	-272.6	σ_{2_cm} [t/m2]	76.9
σ_{1_sc} [t/m2]	-454.3	σ_{2_sc} [t/m2]	128.1
σ_{1_carro} [t/m2]	-842.8	σ_{2_carro} [t/m2]	237.7

Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_{3_viga} [t/m2]	0.0	σ_{4_viga} [t/m2]	0.0
σ_{3_losa} [t/m2]	0.0	σ_{4_losa} [t/m2]	0.0
σ_{3_cm} [t/m2]	63.3	σ_{4_cm} [t/m2]	111.3
σ_{3_sc} [t/m2]	105.5	σ_{4_sc} [t/m2]	185.5
σ_{3_carro} [t/m2]	195.8	σ_{4_carro} [t/m2]	344.1

Las tensiones debidas al pretensado son:

Po [t]	1037.40	eo_viga [m]	0.519615385
ΔPins [t]	107.77	eo_tot [m]	0.9896
ΔPdif_1 [t]	66.09		
ΔPdif_2 [t]	137.93		

[a] Tensiones debidas a Po [t] - ΔPins [t] - ΔPdif_1 [t]

σ_1 [t/m2]	3332.7	σ_2 [t/m2]	-569.2
σ_3 [t/m2]	0.0	σ_4 [t/m2]	0.0

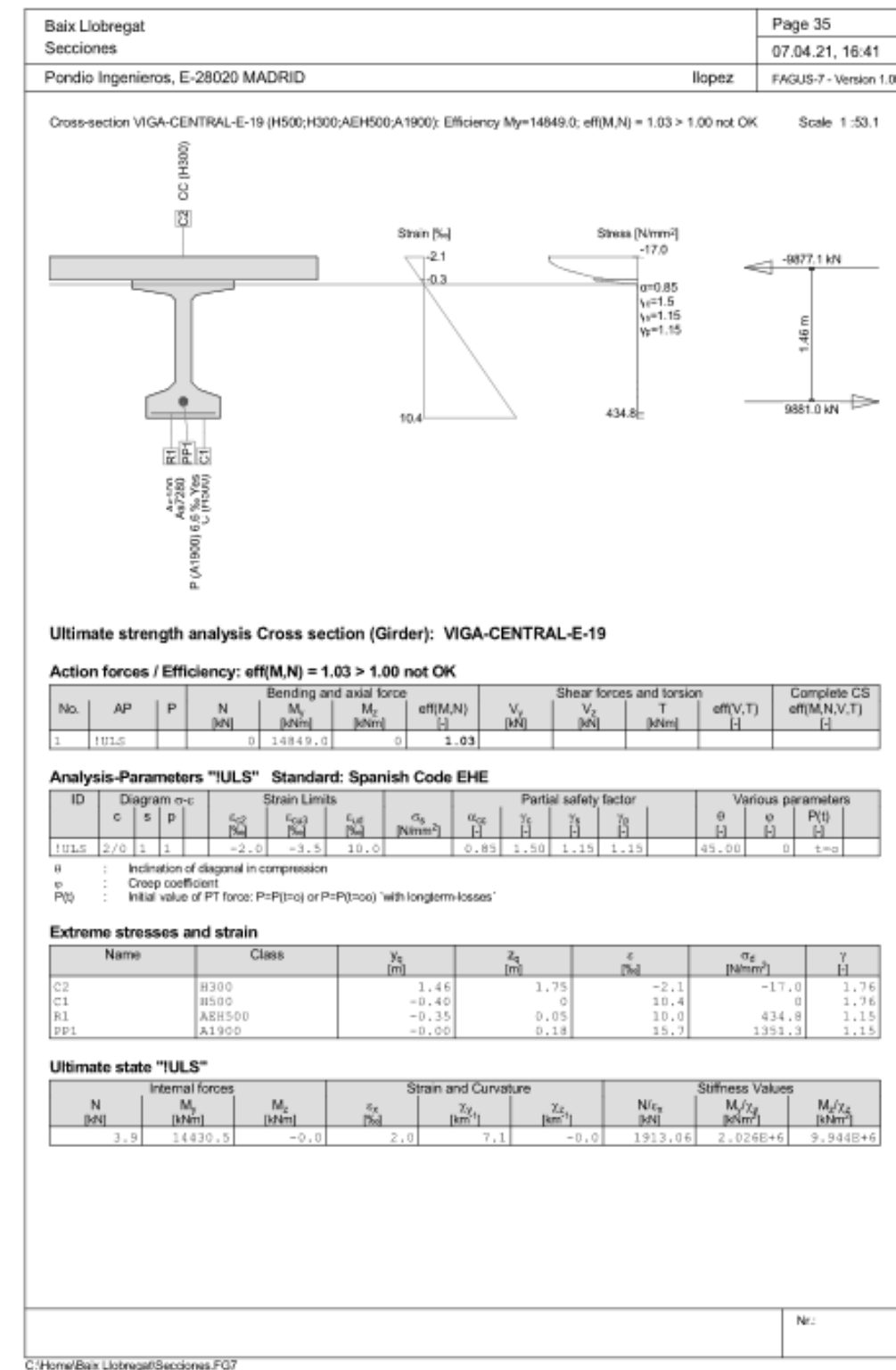
[b] Tensiones debidas a ΔP_dif_2 [t]

σ_1 [t/m2]	-399.9	σ_2 [t/m2]	-9.9
σ_3 [t/m2]	-8.1	σ_4 [t/m2]	45.4

La tensión en las distintas fibras de la sección para la combinación frecuente:
1.0 x pp_viga + 1.0 x pp_losa + 1.0 x cm +0.95 x Pret + 0.40 x sc + 0.75 x carro

Tensiones en fibra inferior viga:		Tensiones en fibra superior viga:	
σ_1 [t/m2]	94.5	σ_2 [t/m2]	1590.9
Tensiones en fibra inferior losa:		Tensiones en fibra superior losa:	
σ_3 [t/m2]	244.7	σ_4 [t/m2]	486.7

2.7. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO



APÉNDICE Nº11: PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA EN-5

ÍNDICE

APÉNDICE Nº11. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA EN-5..... 2

1. INTRODUCCIÓN..... 2

2. MODELO DE CÁLCULO 2

2.1. DEFINICIÓN DEL MODELO..... 2

2.2. CARGAS APLICADAS 3

2.3. COMBINACIONES DE CARGA 4

3. COMPROBACIÓN DE LA LOSA 5

3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PILOTES..... 5

3.2. COMPROBACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA 5

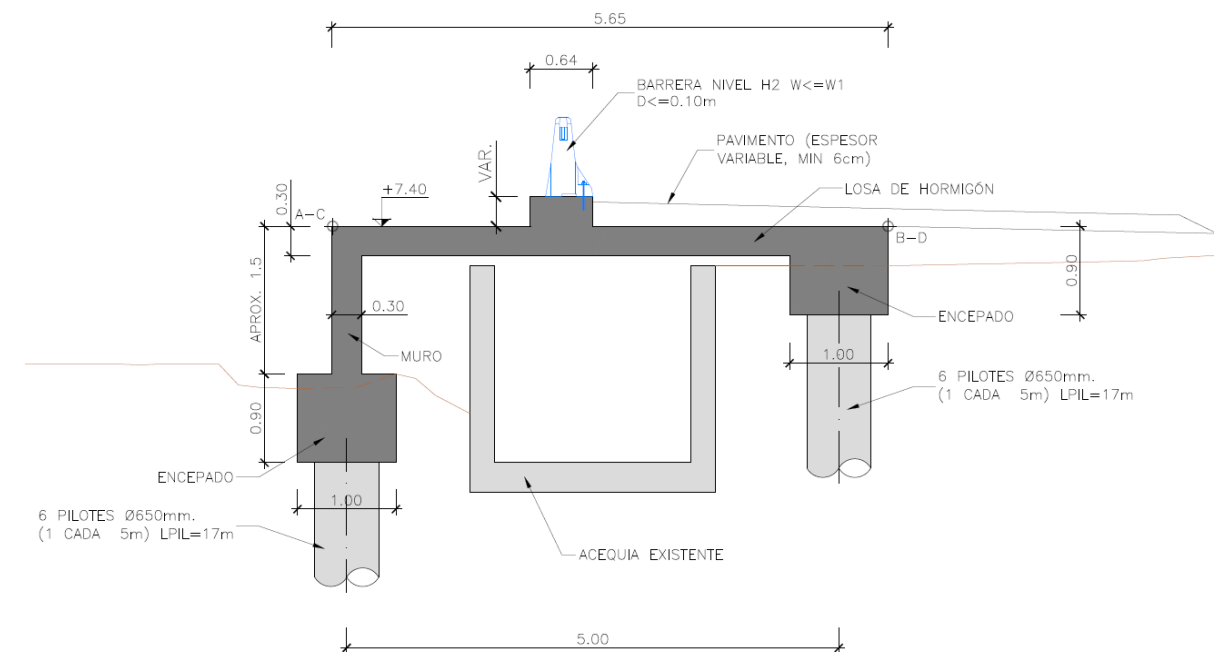
APÉNDICE Nº11. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURA EN-5

1. INTRODUCCIÓN

La Estructura EN-5 es completamente nueva y no estaba contemplada en el alcance original del presente Proyecto, ni en el Proyecto original o el Proyecto Modificado. Al realizar el Trazado del vial por el que se va desde el Parque Agrario hacia la E-15, se ha comprobado que este pasa por encima de una acequia de riego existente. Por indicaciones de la Dirección de Proyecto, no se debe cortar dicha acequia durante la ejecución de las obras.



Por este motivo, se ha proyectado una losa pilotada que salva la acequia sin afectarla. Se emplean 6 pilotes de diámetro $\varnothing 650$ mm a cada lado, teniendo una luz entre ellos de 5 m. La longitud de la Estructura es de 28.0 m y la losa tiene un espesor de 30 cm.

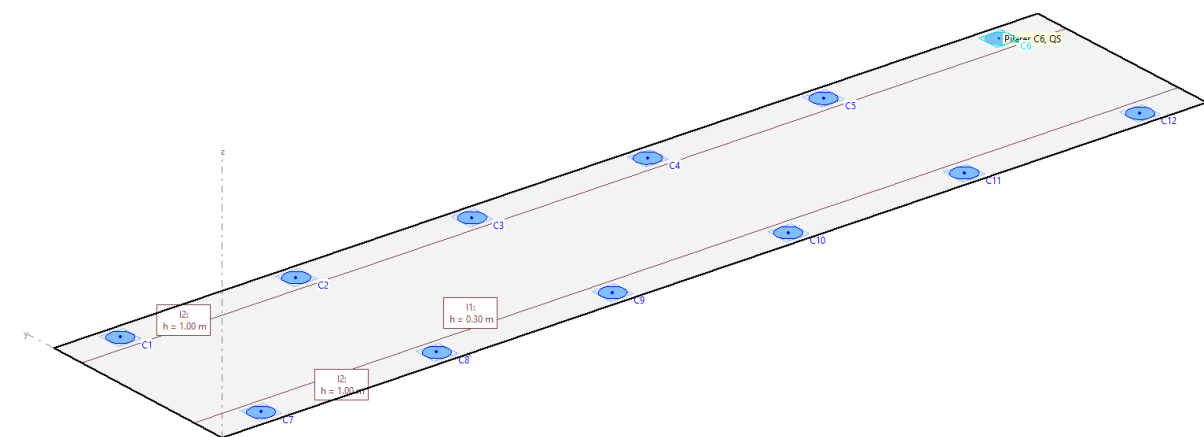


En este Apéndice se comprueba la validez de la losa de 30 cm, así como si los pilotes son capaces de transmitir toda la carga.

2. MODELO DE CÁLCULO

2.1. DEFINICIÓN DEL MODELO

Para estudiar la losa se ha realizado un modelo de elementos finitos tipo losa en el programa comercial CEDRUS-8 de la losa completa.



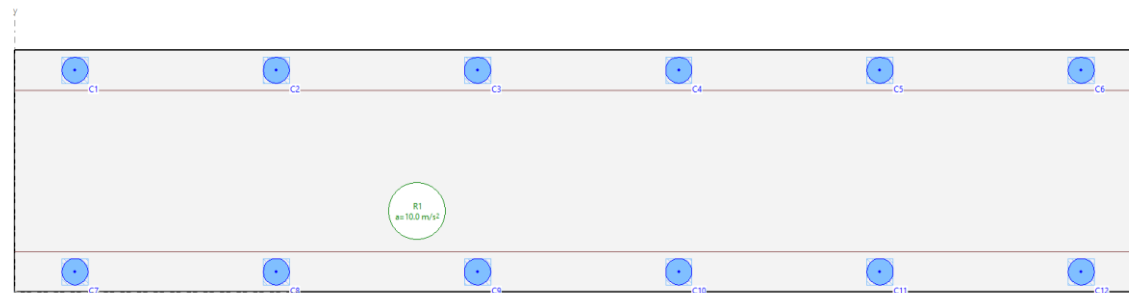
2.2.CARGAS APLICADAS

A este modelo se le aplican las cargas siguientes:

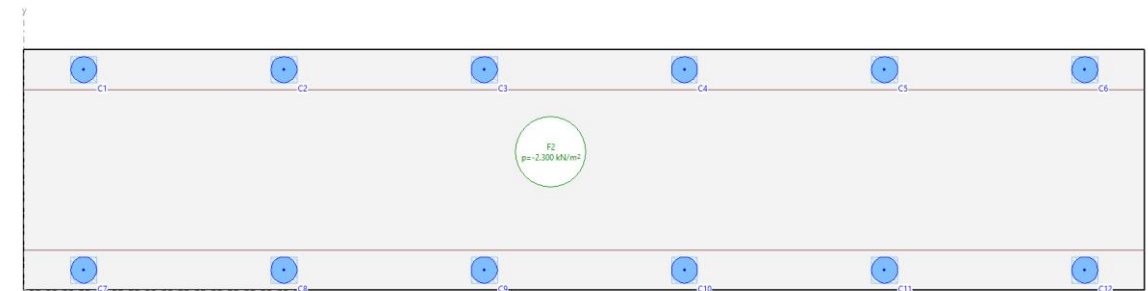
- Peso propio de la losa y encepados.
 - Pavimento: Se supone un espesor de pavimento medio de 10 cm, aplicado, del lado de la seguridad a toda la losa:
- $$q_{pav} = 0.1 \cdot 23 = 2.3 \text{ kN/m}^2$$
- Sobrecarga Uniforme: Se toma según los carriles definidos en la IAP-11. Del lado de la seguridad, se distribuyen los 9 kN/m² del carril 1 en toda la losa.
 - Sobrecarga de carros: Se emplean los carros de la IAP 11, colocados en las peores posiciones a efectos de la flexión de la losa y de la máxima carga transmitida a los pilotes.

A continuación, se presentan las cargas aplicadas:

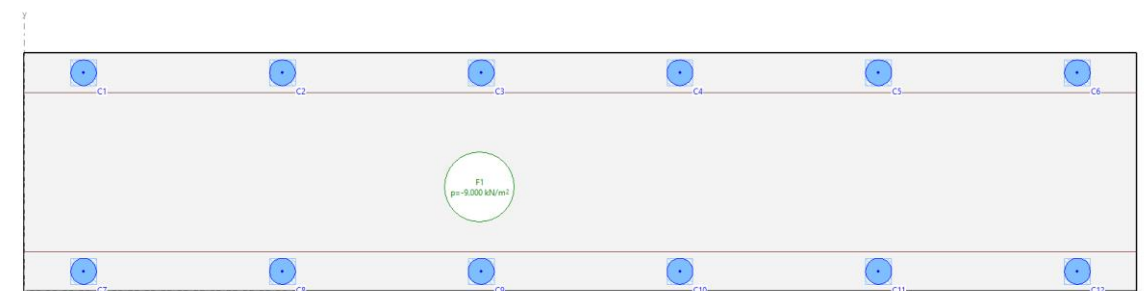
Hipótesis de carga PP: Peso propio



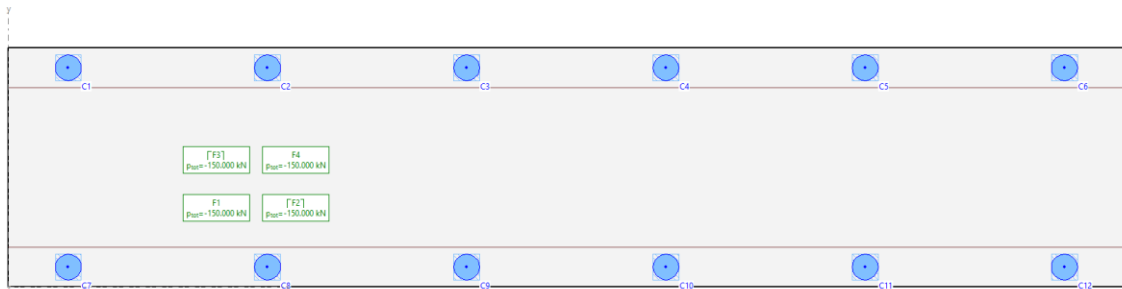
Hipótesis de carga PAU: Pavimento



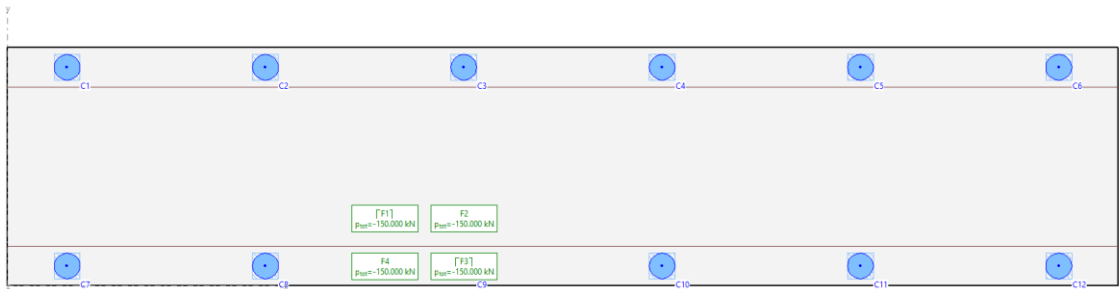
Hipótesis de carga SCUNI: Sobrecarga Uniforme



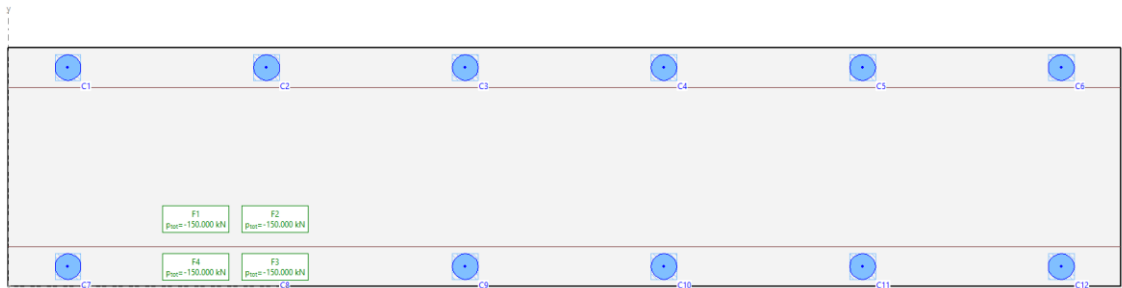
Hipótesis de carga CAR: Carro



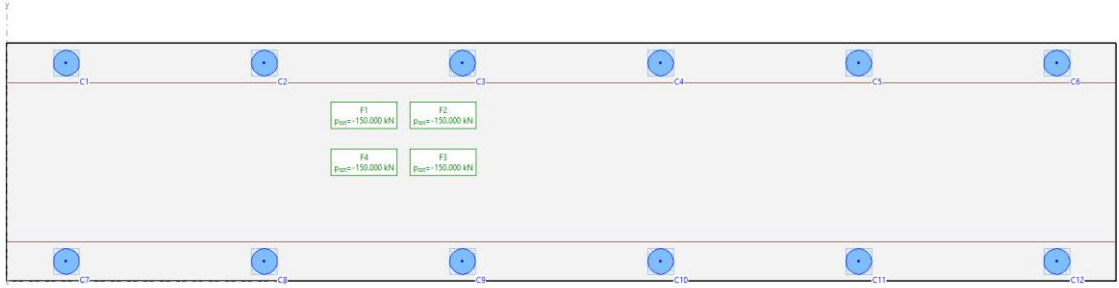
Hipótesis de carga CAR3: Carro 3



Hipótesis de carga CAR2: Carro2



Hipótesis de carga CAR4: Carro 4



2.3.COMBINACIONES DE CARGA

Se emplean las siguientes combinaciones en Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último.

Especificación de envoltentes: ELS

Descripción
Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envoltentes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1	
2	Cargas Muertas	1	1	
3	Conjunto Tráfico			
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones
para la especificación de envoltentes ELS

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PAV Pavimento	1.000	
Modelo de carga 1 Q (		si es crítico	ya sea	CAR Carro	1.000	
			o	CAR2 Carro2	1.000	
			o	CAR3 Carro 3	1.000	
			o	CAR4 Carro 4	1.000	
Modelo de carga 1 q (		si es crítico		SCUNI Sobrecarga Uniforme	1.000	

Alt : Superposición alternativa

Especificación de envoltentes: ELU

Descripción
Situación de diseño estándar: ELS Estado límite servicio, combinación característica

Especificación de envoltentes

No	Acción Nombre	Fac	1	Combinaciones de acciones
1	Peso propio	1	1.35	
2	Cargas Muertas	1	1.35	
3	Conjunto Tráfico			
3	Modelo de carga 1 Q (TS)	1	1.35	
4	Modelo de carga 1 q (UDL)	1	1.35	

Fac : todos los factores de combinación son multiplicados por este factor

Superposiciones de hipótesis de carga para las acciones
para la especificación de envoltentes ELU

Acción	Alt	aditivo	excluyente	Hipótesis de carga	Factor	Comb.
Peso propio		Permanente		PP Peso propio	1.000	
Cargas Muertas		Permanente		PAV Pavimento	1.000	
Modelo de carga 1 Q (		si es crítico		CAR Carro	1.000	
		p&lus si es crí		CAR2 Carro2	1.000	
		p&lus si es crí		CAR3 Carro 3	1.000	
		p&lus si es crí		CAR4 Carro 4	1.000	
Modelo de carga 1 q (		si es crítico		SCUNI Sobrecarga Uniforme	1.000	

Alt : Superposición alternativa

3. COMPROBACIÓN DE LA LOSA

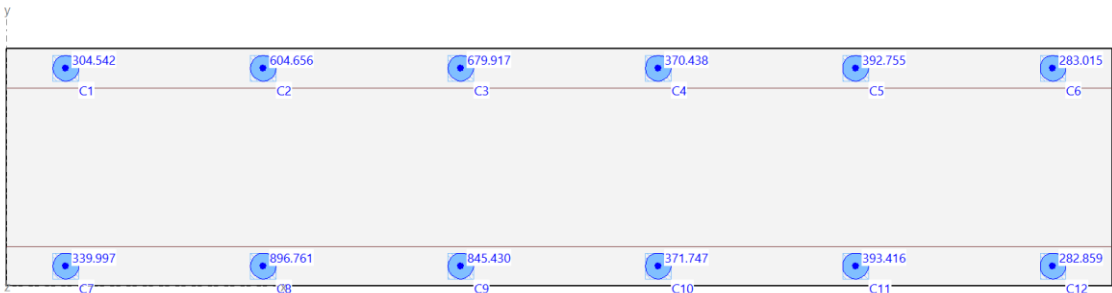
3.1.PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PILOTES

Para comprobar de forma aproximada que el número de pilotes es adecuado, se toma el tope estructural. Según la Tabla 5.5 de la Guía de Cimentaciones, para pilotes en suelo firme, se puede considerar este tope igual a 5 MPa. Del lado de la seguridad, si el pilote se considerase ejecutado en seco, el tope bajaría a 4 MPa. Por lo tanto, la máxima carga admisible es igual a:

$$Q_{\text{tope estructural}} = 4 \cdot \pi \cdot 325^2 / 1000 = 1327 \text{ kN}$$

Las reacciones en los pilotes son las siguientes:

Envolvente de reacciones Pilares: Especificación de env.: ELS Identificaciones: Pilares: [kN]



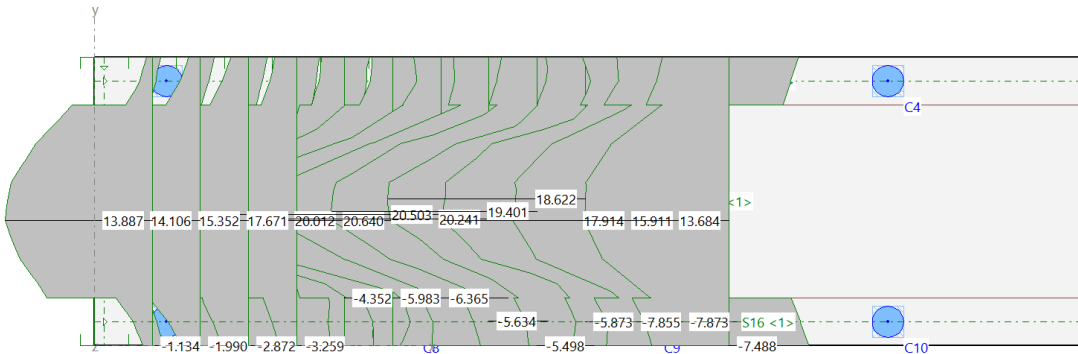
Puesto que la máxima carga por pilote es de 897 kN, que es menor que el tope estructural, se considera adecuada la disposición de los pilotes.

3.2.COMPROBACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA

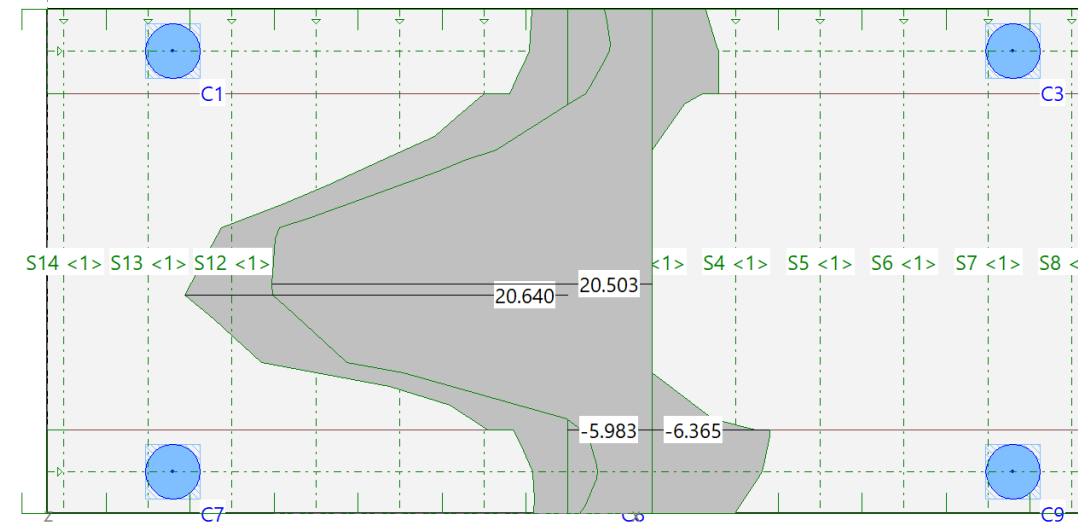
En este caso, se comprobará que la cuantía de armadura requerida por la losa por flexión simple en ELU no sea demasiado elevada, lo que validaría su espesor en una primera aproximación. El espesor de la losa condiciona el trazado del vial, por lo que se debe intentar no aumentar el mismo.

En las siguientes capturas, se obtiene la armadura para secciones de 1 m de ancho:

Sección(es) de viga: As [cm²], Especificación Armado



Sección(es) de viga: As [cm²], Especificación Armado



La cuantía máxima pedida es de 20.64 cm²/m, con lo que valdría con disponer barras Ø20/12.5 para cubrirlo. Se considera, por tanto, admisible el espesor de 30 cm.