PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA AMPLIACIÓN DEL TRANVÍA DE GASTEIZ A ZABALGANA: RAMAL ALDAIA

ANEJO Nº6. SUPERESTRUCTURA DE VÍA

IDOM

NOVIEMBRE 2025

1. INTRODUCCIÓN 9
2. CONDICIONANTES DE DISEÑO 10
2.1. TRAZADO 10
2.2. ESFUERZOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS 10
2.3. TRANSMISIÓN DE LA ENERGÍA 11
2.4. CONFORT 11
2.5. MULTITUBULAR 11
2.6. INTEGRACIÓN URBANA 12
2.7. RUIDO Y VIBRACIONES 12
3. SOLUCIONES TÉCNICAS 13
3.1. TENDIDO DE VÍA 13
3.2. CARRIL 14
3.3. SISTEMAS DE VÍA 14
3.3.1. Vía anclada sobre tacos anti vibratorios (tipo edilon) para Carril 54E1 14
3.3.1.1. Anclaje de vía 14
3.3.2. Via embebida estuchada y apoyo contínuo (tipo SEDRA) para carriles 54E1 y 60R2 15
3.3.2.1. Anclaje de vía 15
3.3.2.2. Riostra sistema sedra via estuchada 15
3.3.2.3. Contracarril 15
3.3.2.4. Mortero de nivelación via estuchada 16
3.3.2.5. Junta de sellado superficial vía estuchada 16
3.4. LOSA 17
3.5. REVESTIMIENTO DE VÍA 17
3.6. TRATAMIENTO DE RUIDO Y VIBRACIONES 18
3.7. DRENAJE DE LA SUPERESTRUCTURA 19
4. SECCIONES TIPO 20
4.1. PLATAFORMA RESERVADA EN VÍA DOBLE 20
4.2. PLATAFORMA CON TRÁFICO REDUCIDO Y USO PEATONAL EN VÍA DOBLE 22
4.3. PLATAFORMA COMPARTIDA EN VÍA DOBLE 23
5. APARATOS DE VÍA 25
6. TOPERAS 26
ANEXO 1. CÁLCULOS ESTRUCTURALES 30
1. INTRODUCCIÓN 31
1.1. OBJETO 31
1.2. NORMATIVAS 31
1.2.1. Normas de acciones 31
1.2.2. Normas de construcción 31
1.3. MATERIALES 32

1.3.1. Características de los materiales ... 32
1.3.2. Niveles de control ... 33
1.3.2.1. Control de materiales ... 33
1.3.2.2. Control de la ejecución ... 33
1.3.2.3. Niveles de control establecidos ... 34
1.3.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia ... 34
1.4. CRITERIOS DE DISEÑO ... 35
1.4.1. Criterios de seguridad ... 35
1.4.1.1. Estados Límite de Servicio (ELS) ... 35
1.4.1.2. Estados Límites Últimos (ELU) ... 35
1.4.1.3. Tensiones límite de tracción de acero de refuerzo por fatiga ... 36
1.4.1.4. Tensiones límite de compresión en hormigón por fatiga ... 37
1.5. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS ... 38
1.6. DATOS GEOTÉCNICOS ... 38
1.7. REFUERZO MÍNIMO ... 39
1.8. CARGAS DE DISEÑO ... 40
1.8.1. Acciones permanentes ... 40
1.8.1.1. Peso propio ... 40
1.8.1.2. Carga muerta ... 40
1.8.2. Acciones variables ... 40
1.8.2.1. Tráfico de tranvía ... 40
1.8.2.2. Factor de amplificación dinámica ... 41
1.8.2.3. Tráfico de vehículos ... 41
1.8.2.4. Huella de carga ... 42
1.8.3. Acciones sísmicas ... 43
1.8.4. Combinaciones ... 44
2. VÍA EN PLACA ... 45
2.1. CRITERIOS DE VERIFICACIÓN ... 45
2.2. LOSA ESPESOR 0,35M ... 46
2.2.1. Modelo estructural ... 46
2.2.2. Cargas ... 47
2.2.3. Resultados del modelo ... 48
2.2.3.1. ELU ... 48
2.2.3.2. ELS ... 49
2.2.3.3. Cargas de fatiga ... 50
2.2.4. Análisis ... 51
2.2.4.1. Verificación ELU flexión ... 51
2.2.4.2. Verificación ELU cortante ... 53

2.2.4.3. Verificación ELU fatiga 54
2.2.4.4. Tensión admisible en el terreno 59
2.2.4.5. Verificación ELS fisuración 60
2.2.5. Diseño final 64
2.3. LOSA ESPESOR 0,5M 66
2.3.1. Modelo estructural 66
2.3.2. Cargas 66
2.3.3. Resultados del modelo 67
2.3.3.1. ELU 67
2.3.3.2. ELS 68
2.3.3.3. Cargas de fatiga 69
2.3.4. Análisis 70
2.3.4.1. Verificación ELU flexión 70
2.3.4.2. Verificación ELU cortante 72
2.3.4.3. Verificación ELU fatiga 73
2.3.4.4. Tensión admisible en el terreno 77
2.3.4.5. Verificación ELS fisuración 78
2.3.5. Diseño final 80
2.4. VÍA EN PLACA SOBRE PUENTE EXISTENTE EN AVENIDA ZABALGANA 81
2.4.1. Modelo estructural 81
2.4.2. Cargas 81
2.4.3. Resultados del modelo 83
2.4.3.1. ELU 83
2.4.3.2. ELS 84
2.4.3.3. Cargas de fatiga 85
2.4.4. Análisis 86
2.4.4.1. Verificación ELU flexión 86
2.4.4.2. Verificación ELU fatiga 87
2.4.4.3. Verificación ELS fisuración 91
2.4.5. Diseño final 92
2.5. RESUMEN DE ARMADOS 92
2.6. ARMADO DE LOSA EN TRAMOS CON CIRCUITOS DE VÍA 93

Figura 1. Solución de vía tipo EDILON. Fuente: edilonsedra.com. 13
Figura 2. Solución de vía tipo SEDRA. Fuente: edilonsedra.com. 13
Figura 3. Carril 54E1. Fuente: constructalia.arcelormittal.com. 14
Figura 4. Carril 60R2. Fuente: constructalia.arcelormittal.com. 14
Figura 5. Generación de vibraciones en la interfaz carril-rueda. Fuente: David Thompson. "Railway Noise and Vibration". ScienceDirect, 2009. 18
Figura 6. Sección tipo 1. 21
Figura 7. Sección tipo 1-CV y 1-CVM. 21
Figura 8. Sección tipo 2B y 2BM. 23
Figura 9. Sección tipo 3A. 24
Figura 10. Sección tipo 3B. 24
Figura 11. Topera fija hidráulica marca Rawe. 26
Figura 12. Relación entre energía de absorción y la velocidad de impacto. 28
Figura 13. Requisitos mínimos de recubrimiento. 32
Figura 14. Requisitos mínimos calidad del hormigón. 32
Figura 15. Máxima apertura de fisura. 33
Figura 16. Curvas de fatiga S-N. 36
Figura 17. Curvas de fatiga S-N. Parámetros. 36
Figura 18. Tensiones límite de compresión por fatiga. 37
Figura 19. Ejemplo modelo Winkler. 38
Figura 20. Armado mínimo losa vía en placa. 39
Figura 21. Esquema vehículo tipo. 40
Figura 22. Categorías de tráfico de carretera según EN 1991-2. 41
Figura 23. Modelos de carga de fatiga según EN 1991-2. 42
Figura 24. Dispersión de cargas en pavimento. EN 1991-2. 42
Figura 25. Huella de la pista en la placa embebida. 42
Figura 26. Huella vehículos de carretera norma EN 1991-2. 43
Figura 27. Huellas para diferentes tipos de vehículos. 43
Figura 28. Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente NCSE-02. 44
Figura 29. Datos de vía en placa. 45
Figura 30. Ubicaciones de estrés crítico. 46
Figura 31. Posición crítica. 46
Figura 32. Modelo CEDRUS. Losa 0,35 m. 46
Figura 33. Modelo de cargas axiales del tren. Losa 0,35 m. 47
Figura 34. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m. 48
Figura 35. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m. 48
Figura 36. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m. 48
Figura 37. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m. 48
Figura 38. Esfuerzos cortantes en placa. Losa 0,35 m. 49
Figura 39. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m. 49
Figura 40. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m. 49
Figura 41. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m. 49
Figura 42. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m. 50
Figura 43. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m. 50
Figura 44. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m. 50
Figura 45. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m. 50
Figura 46. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m. 50
Figura 47. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,35 m. 51
Figura 48. Análisis de flexión de sección longitudinal. Losa 0,35 m. 51
Figura 49. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,35 m. 52
Figura 50. Esfuerzos cortantes. Losa 0,35 m. 53
Figura 51. Curva S-N. Losa 0,35 m. 54

Figura 52. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,35 m. 56
Figura 53. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,35 m. 56
Figura 54. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,35 m. 57
Figura 55. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,35 m. 57
Figura 56. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,35 m. 58
Figura 57. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m^2. Losa 0,35 m. 59
Figura 58. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,35 m. 59
Figura 59. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,35 m. 60
Figura 60. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,35 m. 61
Figura 61. Ancho de la fisura. Cara superior longitudinal. Losa 0,35 m. 62
Figura 62. Ancho de la fisura. Cara inferior longitudinal. Losa 0,35 m. 63
Figura 63. Sección transversal típica losa 0,35 m. 64
Figura 64. Sección transversal típica losa 0,35 m, en 5 m extremos. 64
Figura 65. Sección longitudinal típica losa 0,35 m. 65
Figura 66. Modelo CEDRUS. Losa 0,50 m. 66
Figura 67. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m. 67
Figura 68. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m. 67
Figura 69. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m. 67
Figura 70. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m. 67
Figura 71. Esfuerzos cortantes en placa. Losa 0,50 m. 68
Figura 72. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m. 68
Figura 73. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m. 68
Figura 74. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m. 68
Figura 75. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m. 69
Figura 76. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m. 69
Figura 77. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m. 69
Figura 78. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m. 70
Figura 79. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m. 70
Figura 80. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,50 m. 70
Figura 81. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,50 m. 71
Figura 82. Esfuerzos cortantes. Losa 0,50 m. 72
Figura 83. Curva S-N. Losa 0,50 m. 73
Figura 84. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,50 m. 74
Figura 85. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,50 m. 74
Figura 86. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,50 m. 75
Figura 87. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,50 m. 75
Figura 88. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,50 m. 76
Figura 89. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m^2. Losa 0,50 m 77
Figura 90. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,50 m 77
Figura 91. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,50 m. 78
Figura 92. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,50 m. 79
Figura 93. Sección transversal típica losa 0,50 m. 80
Figura 94. Sección longitudinal típica losa 0,50 m. 80
Figura 95. Modelo SAP2000. Vía en placa en el puente. 81
Figura 96. Modelo de cargas axiales del tren. Vía en placa en el puente. 81
Figura 97. Módulo de balasto viaducto. 82
Figura 98. Momentos longitudinales armado cara superior. Vía en placa en el puente. 83
Figura 99. Momentos transversales armado cara superior. Vía en placa en el puente. 83
Figura 100. Momentos longitudinales armado cara inferior. Vía en placa en el puente. 83
Figura 101. Momentos transversales armado cara inferior. Vía en placa en el puente. 83
Figura 102. Momentos longitudinales armado cara superior. Vía en placa en el puente. 84
Figura 103. Momentos transversales armado cara superior. Vía en placa en el puente. 84

Figura 104. Momentos longitudinales armado cara inferior. Vía en placa en el puente. 84
Figura 105. Momentos transversales armado cara inferior. Vía en placa en el puente. 84
Figura 106. Momentos longitudinales armado cara superior. Vía en placa en el puente. 85
Figura 107. Momentos transversales armado cara superior. Vía en placa en el puente. 85
Figura 108. Momentos longitudinales armado cara inferior. Vía en placa en el puente. 85
Figura 109. Momentos transversales armado cara inferior. Vía en placa en el puente. 85
Figura 110. Análisis de flexión de la sección transversal. Vía en placa en el puente. 86
Figura 111. Curva S-N. Vía en placa en el puente. 87
Figura 112. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Vía en placa en el puente. .. 88
Figura 113. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Vía en placa en el puente. 88
Figura 114. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Vía en placa en el puente. 89
Figura 115. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Vía en placa en el puente. ... 89
Figura 116. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Vía en placa en el puente... 90
Figura 117. Ancho de la fisura. Cara Inferior transversal. Vía en placa en el puente. 91
Figura 118. Sección transversal típica vía en placa en el puente. 92

Tabla 1. Secciones de firmes mixtos para travesías. 18
Tabla 2 Zona con Manta antivibratoria 19
Tabla 3. Secciones tipo. 20
Tabla 4. Aparatos de vía proyectados. 25
Tabla 5. Masa de los tranvías previstos para el diseño. 26
Tabla 6. Energía máxima de impacto. 27
Tabla 7. Velocidad y deceleración máximas de impacto según la masa del tranvía. 28
Tabla 8. Toperas proyectadas. 29
Tabla 9. Carga anual tranviaria. 41
Tabla 10. Vehículos por año. Losa 0,35 m. 47
Tabla 11. Datos particulares Curva S-N. Losa 0,35 m. 54
Tabla 12. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. Losa 0,35 m. 55
Tabla 13. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. Losa 0,50 m. 73
Tabla 14. Parámetros y cálculo de k viaducto. 82
Tabla 15. Datos particulares Curva S-N. Vía en placa en el puente. 87
Tabla 16. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. 87
Tabla 17. Resumen de los armados. 92
Tabla 18. Comprobación armadura de poliéster reforzado. 94

1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo tiene como objeto describir los criterios de diseño y las soluciones técnicas seleccionadas para la instalación de la vía, los aparatos de vía y los revestimientos de la plataforma en los nuevos tramos hacia Zabalgana, correspondientes al Proyecto Constructivo de la Ampliación del Tranvía de Gasteiz a Zabalgana: Ramal Aldaia.

El tramo proyectado discurre a lo largo de la Avenida de las Naciones Unidas, con trama urbana consolidada, parte de la Rotonda de intersección de la Avenida de Zabalgana hasta la nueva estación de Aldaia al final de la Avenida de las Naciones Unidas.

Este tramo discurre por la mediana de la citada Avenida. Parte inmediatamente después de la rotonda situada en la Avenida de Zabalgana, tras el paso de cebra, que se ejecutará junto con las obras del Ramal Centro. Hacia el Pk 0+220 se situará la parada de “Naciones Unidas” continuando hasta la parada teminal de “Aldaia” situada en el pk 0+940. El tope de la vía y final de trazado se sitúa al final de la propia parada en el Pk 0+966,55 de la vía derecha.

Se proyectan dos aparatos de vía un escape R50 Tg 1/6 CR en el Pk 0+082, antes de la parada de Naciones Unidas y una Bretelle R50 Tg1/6 en el Pk 0+831.

La plataforma tendrá un uso exclusivo para el paso de tranvías, excepto en puntos específicos donde haya cruces con la vialidad, en este caso sobre la rotonda con Avenida Reina Sofía. El tranvía circulará sobre vía en placa en todas sus soluciones, que será la encargada de resistir y transmitir las cargas tranviarias al terreno. Dentro de las diferentes opciones sobre está vía en placa, se prioriza el diseño de vía verde con el fin de mejorar la integración urbanística del tranvía en la ciudad y resaltar la exclusividad del paso de los tranvías por dicha plataforma. En consecuencia, la plataforma compartirá espacio con vehículos y peatones únicamente en la citada rotonda, en pasos de peatones y bicicletas y accesos a paradas.

Además, se detallarán los elementos proyectados que constituyen la superestructura del tranvía, incluyendo las soluciones técnicas elegidas para la instalación de la vía, los aparatos de vía y los revestimientos. Estos elementos se proyectan de manera que se garantice un nivel óptimo de seguridad, durabilidad y confort durante todo el recorrido del trazado proyectado.

Se incluye como anexo el cálculo estructural de la vía en placa, para sus diferentes espesores y tráfico estimado. Además, se incluirá otro anexo del estudio de ruidos y vibraciones del trazado tranviario.

2. CONDICIONANTES DE DISEÑO

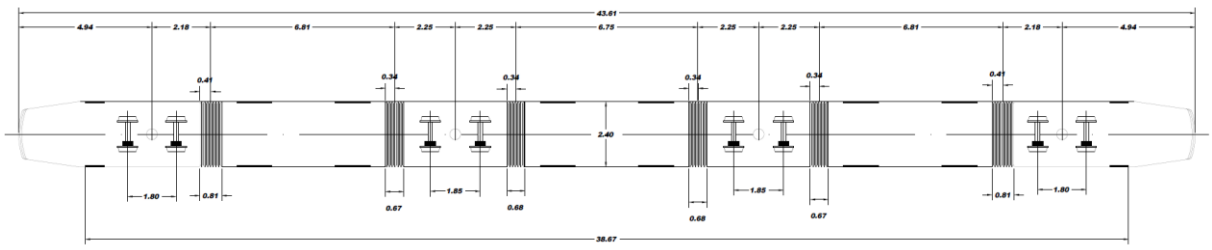
2.1. TRAZADO

Los principales condicionantes de trazado son los siguientes:

- Radios de curvas circulares en planta:
  - Radio mínimo estándar: 25 m. Mínimo excepcional 15 m.
- Parámetros de acuerdo vertical:
  - Acuerdos cóncavos: KV mínimo de 350.
  - Acuerdos convexos: KV mínimo de 450.
- Rampas y pendientes:
  - Vía general: máximo 80 milésimas.
  - Estaciones y aparatos de vía: máximo 20 milésimas.

2.2. ESFUERZOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS

El vehículo tipo considerado es el empleado hasta la fecha en el diseño de toda la red tranviaria de Vitoria:



Los elementos que conforman la plataforma y la propia vía deberán soportar los siguientes esfuerzos:

- Carga vertical por rueda: 55 kN (110 kN por eje).
- Carga Longitudinal de aceleración/frenado se establece en 33 kN.

Los carriles y elementos de vías se instalan sobre vía en placa ejecutada in situ, independientemente de la tipología del carril y sistema.

El factor de diseño que rige el dimensionamiento de la vía en placa es la fatiga. Se estima el número de ciclos que soportará la vía en placa a partir del número de ejes que circularán en el periodo de vida útil del proyecto. A ello se añaden las cargas que pudiera ocasionar la circulación de vehículos pesados en los lugares de coexistencia de tráfico (cruces y glorietas).

Se aplica un factor de ampliación dinámica de carga de fatiga de 1,2 para considerar el efecto del movimiento del tren.

Se considera una vida útil de proyecto de T = 100 años.

Se considera un tráfico por vía de 70.080 tranvías al año, del tipo antes señalado, correspondientes a una frecuencia de un tren cada de 7,5 minutos. La frecuencia prevista para este tramo es de 15 minutos. No

obstante por homogeneidad con el resto de ramales se mantiene el mismo criterio de cálculo para la vía en placa. Además, tras la bretelle es previsible que uno de los ramales se use con el doble de frecuencia, por lo que se estima dimensionar con la frecuencia de 7,5 minutos en todos los casos, del lado conservador.

La justificación del cálculo queda descrita el ANEXO 1 CÁLCULOS ESTRUCTURALES del presente anejo. Este Anexo es común con otros tramos del tranvía de Zabalgana.

2.3. TRANSMISIÓN DE LA ENERGÍA

La transmisión de la energía electromotriz al material rodante se realiza mediante hilo de contacto para la captación de la corriente positiva y carriles para la polaridad negativa.

Se tomarán las medidas oportunas para conseguir un correcto aislamiento de los carriles respecto a la tierra con el fin de limitar la propagación de las corrientes parásitas. Para reducir la resistencia eléctrica del circuito de retorno de la corriente de fuerza, se montarán conectores entre los carriles de una vía cada 125 m y conectores entre las dos vías cada 250 m (las distancias podrán variar según las necesidades).

En el ANEJO Nº11. SUMINISTRO ELÉCTRICO se describe el sistema de alimentación de los tranvías más detalladamente.

2.4. CONFORT

Los principales requisitos para garantizar un confort adecuado a los usuarios son:

- La unión en planta entre tramos rectos y curvos se realizará mediante clotoides, permitiendo una variación lineal de la curvatura y, por tanto, un incremento lineal de la fuerza centrífuga. Los criterios de diseño de trazado quedan descritos en el ANEJO Nº4. TRAZADO.
- En el tramo proyectado, las curvas se han definido sin peralte por tratarse de un trazado urbano con cruces a nivel en intersecciones y accesos para vehículos rodados.

2.5. MULTITUBULAR

La implementación de un sistema multitubular es crucial para la correcta integración de las diferentes infraestructuras necesarias en la plataforma del tranvía. Este sistema permite alojar diversos conductos y cables de forma organizada y accesible, garantizando así su protección y mantenimiento. A la hora de diseñar las diferentes secciones del trazado, se deberá considerar la instalación de los siguientes tubos y tritubos: El sistema multitubular deberá incluir:

- 5 tubos PVC Ø200: Para la conducción de cables de alta tensión (30 kV).
- 2 tubos PVC Ø160: Para la alimentación eléctrica principal mediante feeder, cuyo objetivo es el suministro eléctrico del material móvil (750 V).
- 2 tubos PVC Ø160: Para la alimentación eléctrica secundaria mediante feeder, su objetivo es proporcionar energía a las estaciones (600 V).
- 3 tubos PVC Ø110: Para los sistemas de señalización del tranvía.
- 1 tubo PVC Ø90: Para la conducción del cable de guarda.
- 1 tubo PVC Ø90: Para una conducción adicional del cable de guarda, garantizando redundancia.
- 3 tritubos PVC Ø50: Para los servicios de telemando y señalización.

- 3 tritubos PVC Ø50: Para servicios adicionales de telemando y señalización, proporcionando capacidad extra y redundancia.

Aunque no corresponde puramente al sistema multitubular, también se debe considerar la inclusión del colector central de PVC de 200 mm de diámetro para el drenaje de la plataforma, ya que es una conducción esencial a implantar en la sección.

Este sistema permitirá una integración ordenada y eficiente de los distintos servicios necesarios para la operación del tranvía, facilitando su mantenimiento y asegurando la protección contra elementos externos.

2.6. INTEGRACIÓN URBANA

Para lograr una integración funcional y segura del tranvía en el entorno urbano, se han establecido una serie de condicionantes que consideran las necesidades específicas de cada zona y la diversidad de usos que coexisten en el entorno urbano:

- Zonas totalmente segregadas: En estas áreas, donde solo circula el tranvía, se optará por una vía en verde libre de vehículos motorizados.

- Zonas accesibles a peatones y ciclistas: Se diseñarán secciones de vía que permitan el paso seguro y sin obstáculos de peatones, con aceras y pasos de peatones claramente demarcados y accesibles.

- Zonas compatibles con el paso de vehículos: En áreas como cruces o rotondas, se establecerán secciones de vía compatibles con el flujo de tráfico mixto, garantizando una circulación fluida y segura para todos los usuarios de la vía

En todas las zonas se optará por revestimiento compatible propuesto para cada área, que puede incluir una variedad de materiales como adoquines, hormigón bituminoso, asfalto, césped, entre otros. Esta compatibilidad garantiza una integración estética y funcional con el entorno urbano circundante.

2.7. RUIDO Y VIBRACIONES

Los requisitos necesarios para atenuar los ruidos y vibraciones, originados principalmente por el contacto entre ruedas y carril, así como por las diferentes piezas y maquinaria del material móvil, incluyen:

- Eliminación de juntas en los carriles mediante barra larga soldada.

- Empleo de elementos de apoyo y confinamiento elástico, dado que todo el trazado discurre por zonas urbanas.

- El uso de materiales resilientes que proporcionen propiedades antivibrantes es esencial para aislar las vibraciones y ruidos producidos por las estructuras sólidas en las zonas urbanas, donde los edificios cercanos podrían verse afectados por el paso de los tranvías.

- Se recomienda que el nivel de sensibilidad percibido no supere los 68 dB de velocidad vibratoria en el umbral de los edificios de viviendas, conforme a las normas ISO 2631/2.

3. SOLUCIONES TÉCNICAS

3.1. TENDIDO DE VÍA

Principalmente se han seleccionado sistemas de tendido de vía que se alinean con las prácticas ya establecidas en los tramos previamente construidos, y en operación, del tranvía de Vitoria-Gasteiz, aunque se han introducido sistemas específicos para solucionar problemas específicos identificados en la red existente.

Independientemente del sistema y carril empleado para cada solución particular, en todos los casos la vía descansa sobre vía en placa. Esta losa de hormigón será la encargada de transmitir los esfuerzos al terreno que servirá de cimiento.

Los tipos de acabado de superficie vienen condicionados por el uso requerido. Ello condiciona y define las soluciones de carriles y vía. En áreas donde el revestimiento final por encima de vía en placa se desea ejecutar con revestimiento permeable, como césped, se ha adoptado un sistema de tendido de vía anclado sobre tacos anti vibratorios, utilizando el sistema EDILON, sobre el cual se coloca el carril 54E1. En general, para los cruces de calzada y peatones en zonas de plataforma verde, se aplicará una solución que consiste en utilizar carril 54E1 con revestimiento elástico en los laterales y la base del carril y contracarril.

En los tramos con acabado que se considera necesariamente impermeable, se propone el uso del tendido de vía estuchada o tendido tipo SEDRA. Este método implica el uso de carril 60R2 con revestimiento elástico en los laterales y la base del carril. El revestimiento está compuesto por una serie de elementos plásticos y elásticos que se ajustan a la estructura del carril. Para garantizar el ancho de vía, se emplean riostras transversales que también están equipadas con un recubrimiento elástico.



Figura 1. Solución de vía tipo EDILON.
Fuente: edilonsedra.com.

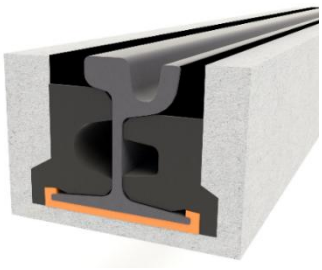


Figura 2. Solución de vía tipo SEDRA.
Fuente: edilonsedra.com.

Por tanto, se proponen dos tipos principales de tendido de vías: tipo EDILON y tipo SEDRA (como se muestra en las figuras. El sistema EDILON irá asociado a carril tipo 54E1. El sistema SEDRA podrá equipar carriles tipo 60R2 o 54E1, usando en este último caso contracarril. En el apartado 4. Secciones tipo y en planos se define la sección empleada en cada lugar.

A la hora de definir la tipología de tendido de vía en los aparatos de vía, se ha fijado criterio principal priorizar el uso del carril 54E1 ya que al tratarse de aparatos de vía ferroviarios con geometría tranviaria la timonería es muy accesible, facilitando el mantenimiento de las agujas. No obstante, en aquellas zonas en las que las condiciones de contorno así lo requieran, se prevé instalar aparatos con carriles 60R2. Por otro lado, se evitará la instalación de aparatos de vía con acabado en césped por motivos, en primer lugar, de seguridad de los viandantes del entorno y por otro lado por la complejidad de disponer de un acabado de calidad.

En conclusión, los aparatos de vía utilizarán un tendido embebido con carril 54E en el ramal de Aldaia.

3.2. CARRIL

En este proyecto, se ha establecido un enfoque específico para la selección de perfiles de vía que se adapten a diferentes tipos de revestimientos. Se ha designado el perfil 60R2 para áreas con alto tránsito rodado mientras que se ha optado por el carril 54E1 en lugares donde el revestimiento es césped, en cruces peatonales o entradas a garajes en zonas de plataforma verde, en estos últimos dos casos con contracarriles.

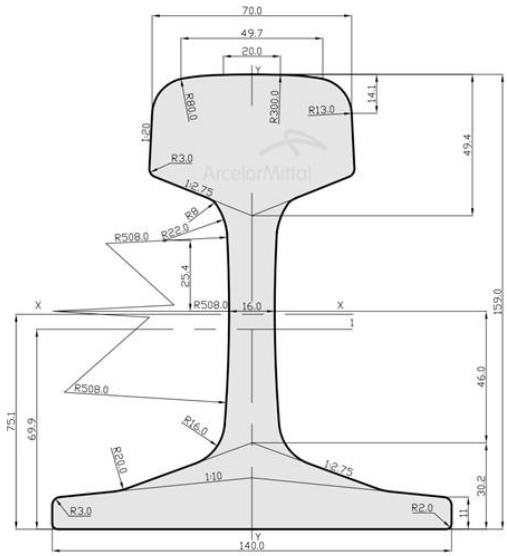


Figura 3. Carril 54E1.
Fuente: constructalia.arcelormittal.com.

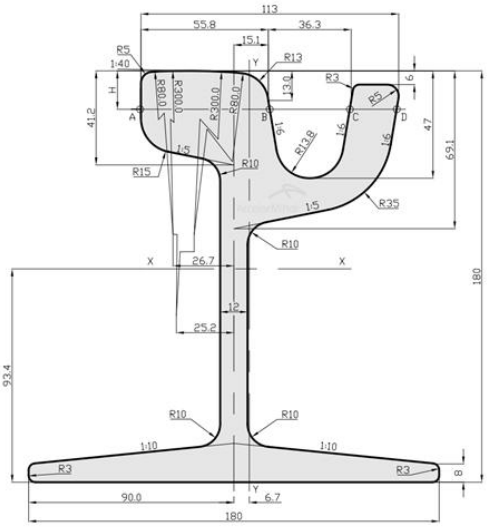


Figura 4. Carril 60R2.
Fuente: constructalia.arcelormittal.com.

Para asegurar una transición suave y segura entre estos dos tipos de carriles, se han incorporado cupones mixtos de transición en las zonas de transición.

Es importante destacar que todos los componentes que rodean el carril deben cumplir con los estándares de aislamiento eléctrico especificados en la norma EN 50122-2, especialmente cuando el terreno se encuentre mojado. Este requisito garantiza la seguridad eléctrica en todas las condiciones climáticas.

3.3. SISTEMAS DE VÍA

3.3.1. Vía anclada sobre tacos anti vibratorios (tipo edilon) para Carril 54E1

3.3.1.1. Anclaje de vía

El sistema de tendido TIPO EDILON de vía anclado sobre tacos anti vibratorios dispone de cinco elementos de fijación cuidadosamente diseñados para garantizar la estabilidad y seguridad de la vía.

En este sistema los carriles se montan sobre unos bloques prefabricados que van embebidos en la losa de la vía en placa.

- Perno o tornillo: Este elemento se ancla ala durmiente de hormigón monobloque, proporcionando un punto de sujeción sólido y confiable.
- Placa acodada de plástico: Diseñada para prevenir el movimiento lateral y el vuelco del carril, esta placa no metálica aísla eléctricamente el patín, asegurando un adecuado aislamiento eléctrico.

- Arandela con efecto muelle: Actuando como un resorte, esta arandela ayuda a absorber y amortiguar los impactos y las vibraciones, contribuyendo a la estabilidad general del sistema.
- Tuerca: La tuerca asegura la fijación del perno o tornillo, manteniendo todos los componentes del anclaje firmemente unidos.
- Capuchón de plástico: Este componente proporciona una protección adicional contra la penetración de hormigón, tierra u otros elementos, asegurando la integridad del sistema en diversas condiciones ambientales.

Estos anclajes se ejecutan en cada bloque de hormigón. Estos bloques se instalan sobre cada carril con una interdistancia longitudinal de entre 1 m en recta a 0,6 m en curvas cerradas.

3.3.2. Via embebida estuchada y apoyo contínuo (tipo SEDRA) para carriles 54E1 y 60R2

3.3.2.1. Anclaje de vía

En el caso de vías estuchadas (o tipo SEDRA) el carril no se fija a la losa mediante pernos. Se trata de un sistema de apoyo continuo semirrígido. El patín apoya sobre unos perfiles continuos de ajuste perfecto que junto con los elementos que recubren lateralmente el carril proporcionan la sujeción necesaria. Es crucial que los elementos laterales de naturaleza elástica estén diseñados para adaptarse perfectamente a la geometría del carril.

Con el fin de evitar cualquier separación entre el carril y el perfil lateral, garantizando así un aislamiento óptimo del ruido y las vibraciones, se aplica un adhesivo adecuado junto a los carriles.

Las uniones entre perfiles del mismo tipo se realizarán mediante adhesivo y se sellarán para prevenir la entrada de agua o polvo abrasivo.

En el perfil interior se realizarán perforaciones en los puntos exactos donde se coloque la riostra transversal que será la encarda de garantizar el ancho de vía en todo momento. Se asegurará que los elastómeros envolventes de la riostra sobresalgan de los laterales de caucho en 5 o 10 mm adicionales, garantizando así una cierta presión sobre estos laterales.

Las cámaras del carril se rellenarán con un material elástico, impermeable y con propiedades de aislamiento eléctrico. Por esta razón, se aplicará una junta bituminosa que permita sellar herméticamente la vía.

3.3.2.2. Riostra sistema sedra via estuchada

El sistema de vía estuchada incluye una riostra de perfil de acero de dimensiones 70 x 10 mm, diseñada específicamente para asegurar el ancho de la vía y convenientemente aislada eléctricamente. Esta riostra se fija con tornillos en el centro del alma de los carriles de garganta, en una disposición transversal a los mismos.

Además, la riostra lleva un perfil de revestimiento que se ajusta a las dimensiones interiores de la vía, con el propósito de aislarla de la capa de acabado del sistema de vía.

En tramos rectos, la riostra se posiciona cada 3 metros, mientras que en alineaciones curvas se instala cada 1,5 metros. En curvas con un radio menor a 50 metros, la frecuencia de colocación se incrementa a cada 0,75 metros.

3.3.2.3. Contracarril

En el caso de que se instale con carril 54E1, será necesario ejecutarlo con contracarril. Este contracarril será de acero galvanizado y estará compuesto por angulares de 80x80x8mm, y arriostrado con barra corrugada soldada y galvanizada de 10mm de diámetro cada 0,5m. El espacio entre carril y contracarril será rellenado de manera similar a la junta de sellado.

3.3.2.4. Mortero de nivelación via estuchada

El mortero nivelador desempeña un papel crucial en el aseguramiento del correcto funcionamiento del recubrimiento del carril, al proporcionar una superficie uniforme y resistente. Su función principal es garantizar la ausencia de huecos o burbujas de aire entre la estructura y el elemento elástico, lo que contribuye a mantener la integridad y durabilidad del sistema en su conjunto.

3.3.2.5. Junta de sellado superficial vía estuchada

La función primordial de esta junta es proporcionar un sellado continuo en la superficie del sistema, asegurando una adherencia efectiva tanto al carril como al acabado estructural, ya sea aglomerado, hormigón o adoquines. Su objetivo es evitar la infiltración de humedad y completar el aislamiento eléctrico del sistema en su totalidad.

Para cumplir con estas funciones de manera óptima, el material de sellado seleccionado será resina de poliuretano, que ofrece la elasticidad y plasticidad necesarias para adaptarse a las condiciones cambiantes y proporcionar un sellado duradero y efectivo.

3.4. LOSA

El sistema se construye sobre una losa de hormigón armado HA-25/B/20/XC2, cuyo espesor varía según la sección tipo implantada. El refuerzo de hormigón consistirá en barras corrugadas de acero B500S de manera general o armadura de Poliéster reforzado con fibra de vidrio (fy = 500 MPa) en las cercanías de los aparatos de vías (según planos). Ambas vías tendrán losas independientes de 2 metros de ancho. Se deberán de ejecutar juntas de hormigonado verticales encofradas transversales, así como juntas longitudinales como máximo cada 25 m. El hormigón no estructural que completará la sección será HM-25. Todas estas secciones descansan sobre una capa de 10 cm de hormigón de limpieza HL-15 (salvo la del puente)

En las secciones de vía verde o plataforma “dura”, el espesor de la losa resistente es en general de 35 cm. Sin embargo, en las secciones puntuales correspondientes a cruces peatonales y entradas de garajes situadas entre tramos de vía con césped, la losa se incrementa a 50 cm para garantizar la continuidad horizontal de los elementos embebidos.

En todos los casos en los que la via descansa sobre el terreno, se considera que la vía en placa lo hace sobre rellenos antropogénicos o los depósitos aluviales presentes en la mayoría de la traza. El módulo de balasto mínimo entre ambos materiales como cimiento K_{30} = 60.000 kN/m^3. Se deberá de garantizar que se alcanza dicho módulo de balasto mínimo en toda la traza mediante ensayos de placa de carga. El cimiento deberá de ser regular, evitando protuberancias o puntos duros y se sanearán los rellenos de compacidad floja o “blandones” tal y como se indica en el anejo de geotecnia. Además, en todo caso el Ev2 > 60 MPa antes de hormigón de limpieza. De manera general se regularizará con hormigón de limpieza. Si la superficie necesaria a regularizar es muy extensa y profunda a juicio de la dirección de obra, se puede regularizar con ZA0/32.

3.5. REVESTIMIENTO DE VÍA

Las capas de acabado superficial comienzan sobre la losa de hormigón y pueden consistir en tierra vegetal y revestimiento de césped, hormigón bituminoso AC 16-D o incluso pueden estar compuestas por una capa de hormigón HM-25 de consistencia blanda, con un acabado de asfalto fundido que puede ser pulido o sin pulir en función de la zona a aplicar.

Los tipos de recubrimiento que se emplearán son los siguientes:

- Revestimiento con césped: la instalación del césped sobre la vía del tranvía se realizará mediante la siembra de semillas, complementada por un sistema de drenaje que incluye un geotextil y un drenaje conectado a la red de alcantarillado municipal. Se utilizará un material tipo Edilon Editrack para aislar el carril, garantizando así el aislamiento eléctrico y evitando la derivación de corrientes vagabundas en los tramos que contengan aparatos de vía.

- Revestimiento con asfalto fundido: En las áreas donde se emplee asfalto fundido para el recubrimiento superficial de la vía, se tendrán las siguientes capas de firme:

    - En las zonas de plataforma con tráfico rodado de baja intensidad (garajes) , se utilizará 7 cm de hormigón bituminoso AC 16-D + 3 cm de asfalto fundido NO PULIDO como acabado superficial.
    - En las áreas de pasos peatonales se empleará hormigón en masa HM 25 + 3 cm de asfalto fundido PULIDO como acabado superficial.

    El drenaje de este revestimiento será superficial y se gestionará mediante desagües colocados en la plataforma.

- Revestimiento con Hormigón Bituminoso: En calzada con tráfico viario de cierta importancia, esto es en cruces de calzadas y rotondas, se estima una categoría de tráfico T1 (IMD_p = 1999-800) a efectos dimensionantes del firme. Según el catálogo de firmes del Gobierno Vasco, suponiendo firme sobre hormigón (en este caso losa):

MATERIALES	T00	T0	T1	T2	T3 y T4
MEZCLA BITUMINOSA	15	12	10	8	6
HORMIGÓN MAGRO	30	28	25	22	20

Tabla 1. Secciones de firmes mixtos para travesías.

Las mezclas bituminosas estarán compuestas de 4 cm AC 16-D en rodadura con árido ofítico y 6cms de AC 16-D con árido calizo en capa intermedia.

3.6. TRATAMIENTO DE RUIDO Y VIBRACIONES

Las vibraciones generadas en una vía férrea son consecuencia de las fuerzas dinámicas que se producen en la interfaz entre las ruedas y el carril. Estas fuerzas, cuya magnitud varía según la rugosidad tanto del carril como de las ruedas, abarcan un amplio espectro de frecuencias.

Existen dos mecanismos principales que contribuyen a la generación de vibraciones en la vía férrea:

- Distribución de cargas en los ejes del tren: El paso del tranvía por un punto fijo genera una fuerza de excitación debido a la distribución de las cargas en sus ejes. Esta fuerza produce vibraciones a frecuencias relacionadas con la velocidad del vehículo y sus armónicos.

- Rugosidad del carril y la rueda: Las irregularidades en la superficie del carril y las ruedas generan fuerzas vibratorias con una periodicidad determinada por la longitud de onda de la rugosidad y la velocidad del material rodante.

La figura adjunta ilustra gráficamente la generación de vibraciones en la interfaz carril-rueda.

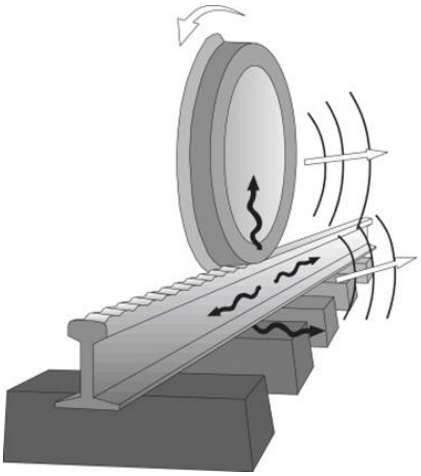


Figura 5. Generación de vibraciones en la interfaz carril-rueda.
Fuente: David Thompson. "Railway Noise and Vibration". ScienceDirect, 2009.

El principal método para controlar mediante la estructura de vía las vibraciones transmitidas a través del suelo es la incorporación de elementos elásticos o resilientes en el apoyo vertical de la vía. Estas medidas

antivibratorias son cada vez más comunes en el diseño de vías férreas, ya que permiten aislar las vibraciones a altas frecuencias que son las que más afectan al confort acústico, al desgaste de componentes y a la transmisión estructural hacia edificios cercanos.

La elección del tipo de apoyo elástico depende de varios factores, entre ellos:

- Rigidez del apoyo: Cuanto menor sea la rigidez del apoyo, más baja será la frecuencia natural del sistema y mayor el aislamiento vibratorio a altas frecuencias.
- Movimientos verticales y horizontales admisibles: La selección del apoyo elástico debe considerar los movimientos verticales y horizontales máximos que la vía puede soportar sin comprometer su estabilidad.

En el ANEJO Nº18 Integración ambiental se anexa el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** desarrollado por IDOM para el análisis del ruido y vibraciones asociadas a la nueva línea de tranvía a Zabalgana. En dicho documento se delimitan las zonas en las que se requiere la implantación de medidas correctoras y la magnitud de las necesidades de atenuación, y se proponen soluciones de atenuación.

ETIQUETA	PK (VIA A1)	LONGITUD	MÍNIMA ATENUACIÓN A PARTIR DE 50Hz(1)
Zona 08	A0+805.475 / A0+857.475	52 m	5 dB
(1)El sistema de atenuación deberá acreditar una frecuencia propia en carga menor o igual a 30Hz			

Tabla 2 Zona con Manta antivibratoria

La eficacia en la atenuación deberá ser garantizada por el contratista mediante el diseño y ejecución de las disposiciones constructivas que finalmente adopte. El contratista deberá aportar toda la documentación y justificación técnica necesaria que garantice las necesidades de atenuación del proyecto y además deberá de comprobar y justificar que la solución estructural también está dentro de parámetros adecuados.

3.7. DRENAJE DE LA SUPERESTRUCTURA

El drenaje de la superestructura se realiza aprovechando las pendientes longitudinales del trazado proyectado, como se detalla en el ANEJO Nº8. CLIMATOLOGÍA Y DRENAJE.

En las secciones tipo con revestimiento en césped, se instalan dos tubos dren de 63 mm de diámetro en los lados exteriores de cada vía para recoger el caudal acumulado de la plataforma. Este caudal se drena transversalmente cada 25 metros a través de tubos dren porosos de 63 mm, con una pendiente del 2% hacia el interior de la plataforma, vertiendo el agua a arquetas centrales. Estas arquetas descargan el agua al colector central de PVC de 200 mm de diámetro que recorre todo el trazado. Aproximadamente cada 100 metros, el caudal se acumula mediante injertos a los pozos de registro más cercanos de la red de saneamiento.

En las secciones tipo con otros tipos de acabados, se colocan sumideros de hormigón polímero con tapas de fundición cada 25 metros o en los puntos bajos, situados junto a la parte interior de los carriles, para asegurar la evacuación del agua de la garganta de los mismos. El agua se recoge a través de agujeros ubicados en el fondo de la garganta y es vertida en arquetas laterales de 40x40 cm, situadas sobre cada vía mediante dos tubos de PVC de 90 mm de diámetro. Estas arquetas conducen el agua a las arquetas centrales, mediante tubos de PVC de 90 mm de diámetro. Desde las arquetas centrales, el agua es descargada al colector central de PVC de 200 mm de diámetro que recorre todo el trazado.

En todos los casos, se evita que las secciones donde se realiza el drenaje coincidan con aquellas donde se disponen postes de catenaria, para evitar que el cubo de hormigón de cimentación de los postes impida la conexión de la acometida a la red de saneamiento.

4. SECCIONES TIPO

A lo largo del trazado, se implementarán diversos tipos de plataforma según las particularidades del terreno, las necesidades de uso y los requisitos estéticos.

En resumen, las secciones tipo definidas son las siguientes:

CARRIL	TECNOL.	ACABADO	VÍA DOBLE		VÍA ÚNICA	
			Sin CV	Con CV	Sin CV	Con CV
54E1	Bloques	Césped	Tipo 1	Tipo 1-CV/CVM	-	-
	SEDRA	Asfalto fundido no pulido	-	-	-	-
		Asfalto fundido pulido	Tipo 2B/2BM		-	-
60R2	SEDRA	Hormigón bituminoso	Tipo 3A	-	-	-
		Asfalto fundido pulido	Tipo 3B	-	-	-
		Sobre puente (AFP)	-	-	-	-
	TRA 3	Hormigón bituminoso	-	-	-	-
		Asfalto fundido pulido	-	-	-	-

Tabla 3. Secciones tipo.

Los planos detallados de estas secciones específicas se encuentran disponibles en el DOCUMENTO Nº2 PLANOS.

La M en cada sección tipo indica que es necesario instalar manta anti-vibratoria, de acuerdo con los planos.

Debido a la dificultad en el mantenimiento y la seguridad de los peatones y ciclistas, los aparatos de vía no se colocarán con revestimiento de césped.

4.1. PLATAFORMA RESERVADA EN VÍA DOBLE

Denominada sección **TIPO 1**, la vía sobre tacos carril 54E1 se coloca en una plataforma segregada con revestimiento de césped.

Este diseño se implementará en áreas donde el revestimiento sea de césped y el carril estará aislado contra corrientes vagabundas mediante la proyección de material tipo Edilon Editrack o equivalente. El acabado en vía verde se utiliza en los tramos donde no se espera que vehículos o peatones crucen la vía, resultando más estético y armonioso con el entorno urbano. El relleno permeable sobre la losa será de alrededor a 20 cm, llegando aproximadamente a la cabeza de carril.

Se ha diseñado una losa-placa independiente para cada vía de 2 metros de ancho cada una. Esta losa será la encargada de transferir y soportar las cargas de tráfico al terreno, tratándose de una losa de HA-25/B/20/XC2. Entre las losas, completando la sección y alojando los tubos necesarios para los diferentes servicios de plataforma se verterá hormigón en masa. La losa de vía en placa va armada debajo de los apoyos de los monobloques. En su cara superior e inferior con 15 barras de Ø16 mm colocadas longitudinalmente (según avance de PKs) y 16 Ø16 a 0,15 m transversalmente en amabas caras. El espesor total de la sección hormigonada es 35 cm, incluyendo la parte embebida en el de los monobloques.

Transversalmente, las juntas de hormigonado de cada losa se deberán ejecutar mediante encofrado. También cada 25 m, longitudinalmente. Los últimos 5 metros de cada losa antes de cada junta entre losas irá reforzado, tal y como se indica en los planos.

Por debajo de esta vía se verterá el hormigón de limpieza HL-15 de 10 cm de espesor. La superficie de cimentación deberá ser regular y homogénea retirando protuberancias y saneando el material inadecuado

la superficie final sobre el que se vierta el hormigón de limpieza deberá cumplir las condiciones estructurales antes descritas.

La sección completa de la plataforma es de 70 cm desde la cabeza del carril hasta la base de hormigón de limpieza.

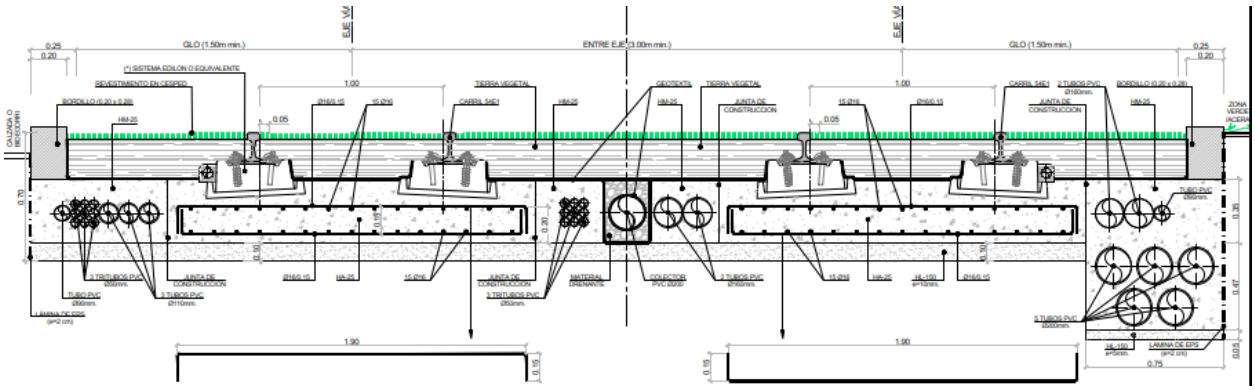


Figura 6. Sección tipo 1.

Por motivos técnicos, para las zonas donde se prevean circuitos de vía, las armaduras metálicas de la superestructura se sustituirán con armaduras de fibras, dando lugar a la sección **TIPO 1-CV**.

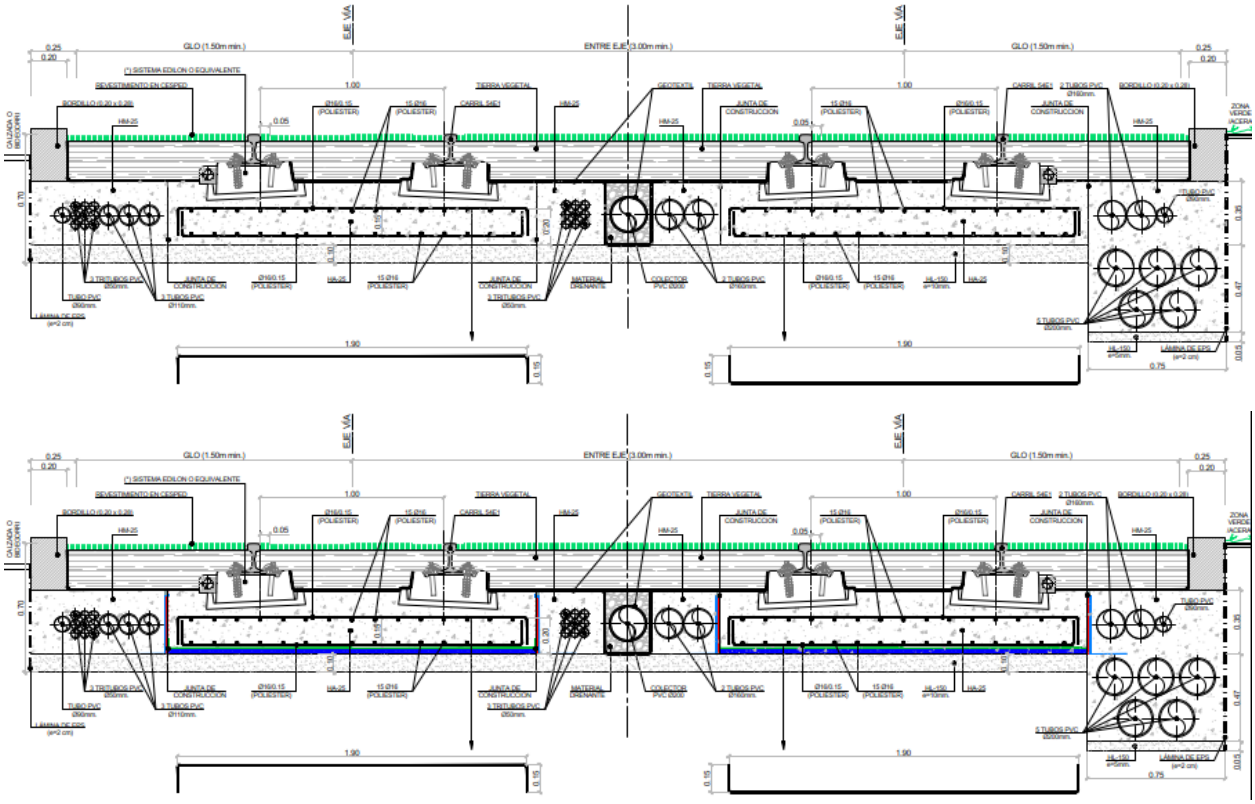


Figura 7. Sección tipo 1-CV y 1-CVM.

4.2. PLATAFORMA CON TRÁFICO REDUCIDO Y USO PEATONAL EN VÍA DOBLE

La sección **TIPO 2** consiste en un enchaquetado (TIPO SEDRA) del carril 54E1 con un acabado en superficie variable dependiendo del tipo de cruce que se atraviese. El caucho del enchaquetado se protege mediante contracarriles (perfiles metálicos) que mejoran la durabilidad de la capa de rodadura instalada al paso de los vehículos y garantizan la garganta necesaria para el paso del tranvía.

En este caso también se ha diseñado una losa-placa independiente para cada vía de 2 metros de ancho cada una. Esta losa será la encargada de transferir y soportar las cargas de tráfico al terreno, esta losa será de HA-25/B/20/XC2. Entre las losas, completando la sección y alojando los tubos necesarios para los diferentes servicios de plataforma se verterá hormigón en masa. La losa de vía en placa va armada debajo de los apoyos de los monobloques. En su cara superior e inferior con 15 barras de Ø16 mm colocadas longitudinalmente (según avance de PKs) y 16 Ø16 a 0,15 m transversalmente en ambas caras. En este caso, el espesor total de la sección hormigonada es 50 cm, incluyendo la parte embebida de los carriles. El espesor mayor está justificado por la necesidad de continuidad longitudinal de los tubos de servicios.

Transversalmente, las juntas de hormigonado de cada losa se deberán ejecutar mediante encofrado. También cada 25 m, longitudinalmente. Los últimos 5 metros de cada losa antes de cada junta entre losas ira reforzado, tal y como se indica en los planos.

Por debajo de esta vía se verterá el hormigón de limpieza de 10 cm de espesor HL-15. La superficie de cimentación deberá ser regular y homogénea retirando protuberancias y saneando el material inadecuado la superficie final sobre el que se vierta el hormigón de limpieza deberá cumplir las condiciones estructurales antes descritas.

La superficie final de acabado será en asfalto fundido en ambos casos para estas zonas puntuales:

El revestimiento será de asfalto fundido pulido (sección **TIPO 2B**) en zonas de césped que sea necesario generar un paso transversal para cruce de peatones. El asfalto fundido se ejecutará sobre una capa se ejecutará sobre HM-25. La unión entre hormigones deberá de garantizarse mediante el acabado rugoso de la capa subyacente, la limpieza de la superficie y la aplicación de un puente de unión entre hormigón fresco y endurecido.

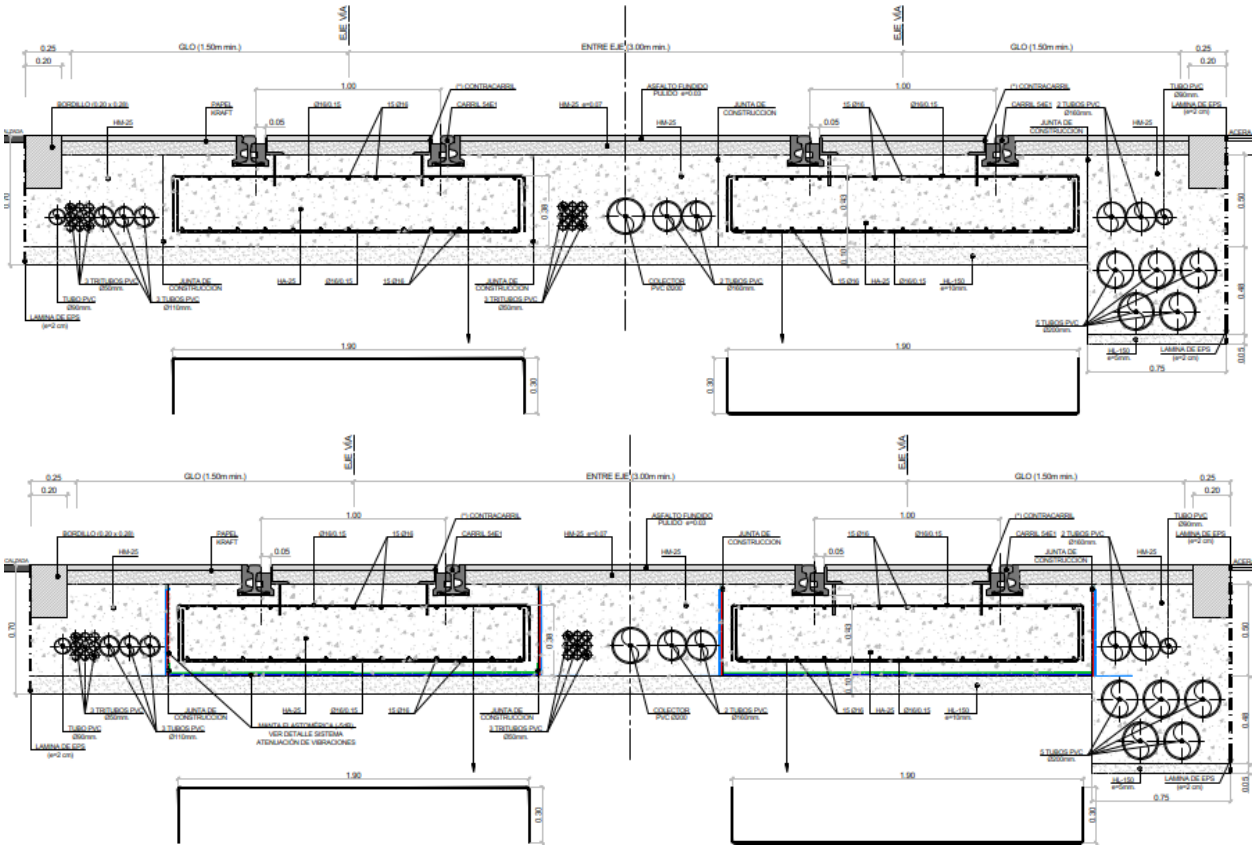


Figura 8. Sección tipo 2B y 2BM.

4.3. PLATAFORMA COMPARTIDA EN VÍA DOBLE

La sección **TIPO 3** implica el enchaquetado tipo SEDRA del carril 60R2, con una superficie que varía según el tipo de cruce. Para mantener constante el ancho de la vía en todo el tramo, se utiliza un arriostramiento de los carriles mediante perfiles metálicos que brindan una resistencia adicional.

Esta solución está pensada para zonas de cierta longitud (no puntuales) que necesariamente tienen que ser en acabado superficial duro y que van a soportar tráfico más intenso.

En este caso también se ha diseñado una losa-placa independiente para cada vía de 2 metros de ancho cada una. Esta losa será la encargada de transferir y soportar las cargas de tráfico al terreno, constituida por un HA-25/B/20/XC2. Entre las losas, completando la sección y alojando los tubos necesarios para los diferentes servicios de plataforma se verterá hormigón en masa. La losa de vía en placa va armada debajo de los carriles embebidos. En su cara superior e inferior con 15 barras de Ø16 mm colocadas longitudinalmente (según avance de PKs) y 16 Ø16 a 0,15 m transversalmente en amabas caras. En este caso, el espesor total de la sección hormigonada es 35 cm, incluyendo la parte embebida de los carriles.

Transversalmente, las juntas de hormigonado de cada losa se deberán ejecutar mediante encofrado. También cada 25 m, longitudinalmente. Los últimos 5 metros de cada losa antes de cada junta entre losas ira reforzado, tal y como se indica en los planos.

Por debajo de esta vía se verterá el hormigón de limpieza de 10 cm de espesor HL-15. La superficie de cimentación deberá ser regular y homogénea retirando protuberancias y saneando el material inadecuado la superficie final sobre el que se vierta el hormigón de limpieza deberá cumplir las condiciones estructurales antes descritas.

El espesor de la solera de hormigón HA-25 es de 35 cm, y el espesor total de la plataforma varía entre 53 y 57 cm, desde la cabeza del carril hasta la base de hormigón de limpieza, variación motivada por inclinación transversal necesaria para la correcta evacuación del agua en superficie.

En este caso también se distinguen dos subtipos en función del uso pretendido de su superficie.

La sección **TIPO 3A** aplicará en aquellas zonas donde se prevé tráfico transversal, como son cruces con calles o rotondas que tienen mayor intensidad de tráfico que las entradas a garajes. Esta sección tendrá un acabado superficial en aglomerado bituminoso con árido ofítico AC 16-D ofítico (4 cm). La sección desde la cara superior de hormigón hasta la citada capa, así como la inclinación transversal se logrará mediante un aglomerado bituminoso AC 16-D calizo de no menos de 6 cm.

Sin embargo, en las zonas reservadas para peatones, se utilizará asfalto fundido pulido (sección **TIPO 3B**). En este caso la regularización y pendiente transversal se logra con HM-25. La unión entre hormigones deberá de garantizarse mediante el acabado rugoso de la capa subyacente, la limpieza de la superficie y la aplicación de un puente de unión entre hormigón fresco y endurecido.

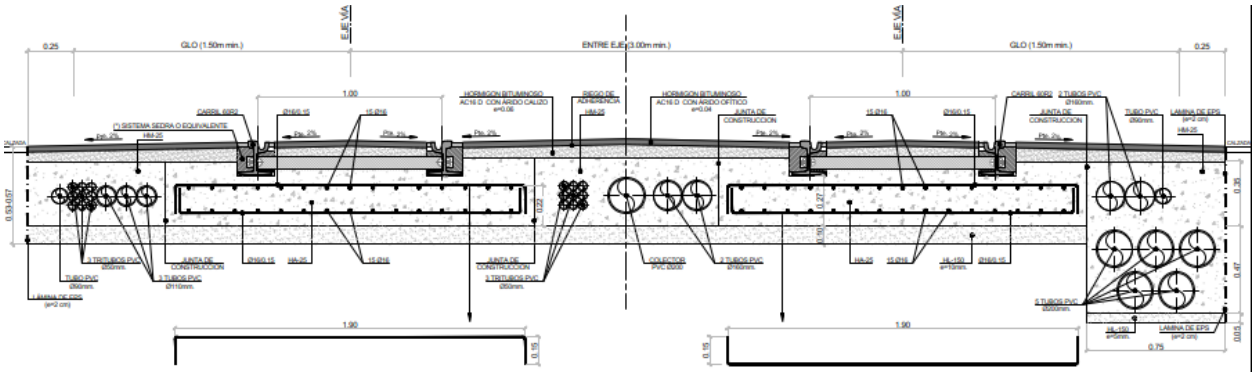


Figura 9. Sección tipo 3A.

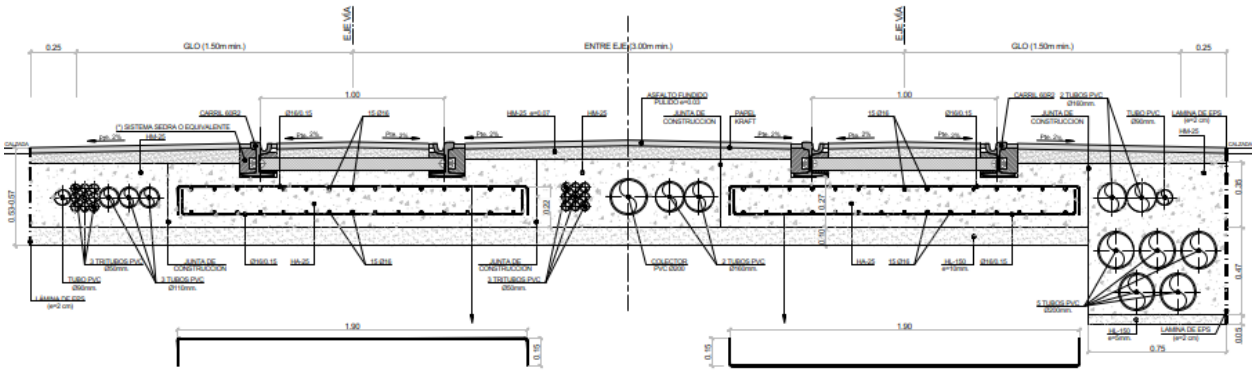


Figura 10. Sección tipo 3B.

5. APARATOS DE VÍA

La geometría del trazado de los aparatos de vía es conforme a la terminología siguiente:

- Radio de curvatura.
- Ángulo de desviación definido por la tangente.
- Sección de la vía desviada acoplada antes del corazón de agujas para formar un corazón rectilíneo o acoplada detrás del corazón para formar un corazón curvilíneo.

En el proyecto se han definido los siguientes aparatos tranviarios:

TIPOLOGÍA	PARÁMETROS (Radio - Tangente – Corazón)	CARRIL	SITUACIÓN	
			INICIO	FIN
Escape	R50-Tg 1/6 -CR	54E1	Eje A1 PK 0+067,476 Eje A2 PK 0+067,476	Eje A1 PK 0+096,251 Eje A2 PK 0+096,251
Bretelle	R50-Tg 1/6 -CR	54E1	Eje A1 PK 0+817,087 Eje A2 PK 0+817,008	Eje A1 PK 0+845,863 Eje A2 PK X+845,784

Nota: la identificación de cada uno de los ejes se encuentra en el ANEJO Nº4. TRAZADO.

Tabla 4. Aparatos de vía proyectados.

A continuación, se detallan las características técnicas generales de los desvíos:

- Aparatos de cambio de aguja flexible: Están compuestos por un bloque mecanizado que actúa como resbaladera y un talón soldado.
- Dispositivo de enclavamiento de la aguja: Garantiza la correcta operación del cambio de aguja.
- Fijación de la aguja: Utiliza las mismas sujeciones que el resto de la vía para asegurar su estabilidad.
- Corazón de cruzamiento: Fabricado en acero al carbono, se suelda por centelleo sin ensamble mecánico en acero al manganeso.
- Franqueo: Puede realizarse por garganta profunda o por garganta portadora.
- Aparato de maniobra: Puede ser manual tipo tranvía, con o sin inversión, o eléctrico con motor electrohidráulico calzado entre los raíles.

En este proyecto, se incluye la caja del motor o accionamiento manual. El contratista responsable de la señalización tranviaria será el encargado de instalar el motor, el comprobador de agujas, así como la acometida eléctrica y el mando, o en su defecto, el accionamiento manual.

Los desvíos estarán preparados para la disposición de calentadores de agujas, con los taladros y piezas necesarias para su anclaje. Sin embargo, nuevamente, será el contratista de señalización tranviaria quien se encargará de su instalación.

Las geometrías detalladas de los aparatos de vía específicos se encuentran disponibles en el DOCUMENTO Nº2 PLANOS.

6. TOPERAS

Es esencial contar con un sistema de detención al final de la línea para prevenir su descarrilamiento. Sin embargo, para armonizar con el entorno urbano, no se utilizan los topes ferroviarios tradicionales. Por ello, se requiere de un elemento específico en la vía que asegure la detención a baja velocidad de los tranvías, sin emplear las toperas convencionales.

Siguiendo las directrices de la Dirección del Proyecto, se van a implantar similares y equivalentes a las toperas implantadas en el tranvía actual de Vitoria-Gasteiz, como pueden ser las toperas de Salburua. Por ello, el elemento propuesto se trata de una topera fija hidráulica que se coloca al final de la línea. Por ello, se ha considerado la elección de una TOPERA DE VIA FRENANTE MARCA RAWIE O EQUIVALENTE DE LONGITUD TOTAL DE 2.400 MM Y RETORNO DE 300 MM.

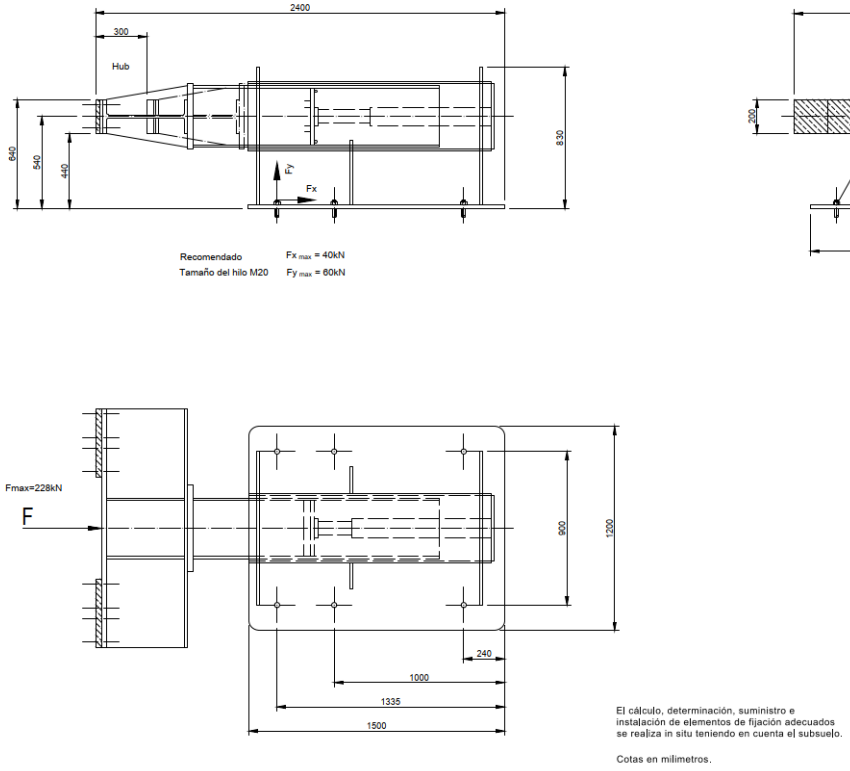


Figura 11. Topera fija hidráulica marca Rawe.

Para las toperas, se han considerado 2,4 metros de longitud, evitando que se embeban en el andén. Además, por razones de seguridad, en condiciones normales de operación, el vehículo se detendrá con suficiente distancia antes de la topera en el sentido de la marcha.

Estos cálculos se han realizado de acuerdo con la ocupación de los trenes y del número de módulos que dispondrá, obteniendo los siguientes valores:

OCUPACIÓN	MASA	
	5 módulos	7 módulos
0 pax/m²	41.437 kg	55.648 kg
6 pax/m²	58.874 kg	83.636 kg
8 pax/m²	64.688 kg	91.658 kg

Tabla 5. Masa de los tranvías previstos para el diseño.

Para el dimensionamiento de la topera se han empleado los valores límites de fuerzas longitudinales en la zona de topes y/o enganches de acuerdo con la norma UNE-EN 12663-1, dando lugar a un límite de 200 kN para vehículos tranviarios (Categoría P-V). Además, según la ETI 1302/2014, de locomotoras y material rodante de pasajeros, fija que la deceleración media máxima desarrollada utilizando todos los frenos, incluido el freno independiente de la adherencia rueda-carril, será inferior a 2,5 m/s².

A continuación, se muestra la ecuación de la deceleración media máxima:

$$a = \frac{v^2}{2 \cdot S}$$

En donde:

- S: distancia necesaria para parar el impacto (m).
- V: velocidad a la que circula el tranvía (m/s).

A raíz de la fórmula de la deceleración admitida se ha obtenido la velocidad máxima a partir de 0,30 m del desplazamiento de la topera y de una deceleración media de 2,5 m/s², obteniendo una velocidad de impacto máxima de **4,41 km/h**.

A partir de la velocidad obtenida, se puede obtener la energía máxima de absorción que la topera debería resistir. A continuación, se muestra la formulación con la que realizar dicho cálculo:

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2$$

En donde:

- m: masa del vehículo (kg).
- V: velocidad a la que circula el tranvía (m/s).

Por ello, empleando la masa más estricta, siendo la del tranvía de 5 módulos con 0 pasajeros/m² que es 41.437 kg, y la velocidad calculada en el párrafo anterior, 4,41 km/h, se ha obtenido una energía de impacto máxima de **31,08 kJ**.

A efecto de comprobación, se ha empleado la segunda ley de Newton, como se muestra a continuación:

$$F = m \cdot a$$

En donde:

- m: masa del vehículo (kg).
- a: aceleración (m/s²).

De ese modo se obtiene una fuerza de impacto de **103,6 kN** la cual es inferior a los 200 kN de límite establecidos por la UNE-EN 12663-1.

m (kg)	V (km/h)	E (J)	F_{imp} (N)
41.437	4,41	31.077,75	103.592,50

Tabla 6. Energía máxima de impacto.

A partir de esta energía, se han obtenido las velocidades máximas de impacto y las deceleraciones medias frenando en 0,30 m para cada tranvía:

VEHÍCULO		m (kg)	V (km/h)	a (m/s²)	F_{imp} (kN)
5 módulos	0 pas/m²	41.437	4,41	2,50	103,6
	6 pas/m²	58.874	3,70	1,76	103,6
	8 pas/m²	64.688	3,53	1,60	103,6
7 módulos	0 pas/m²	55.648	3,80	1,86	103,6
	6 pas/m²	83.636	3,10	1,24	103,6
	8 pas/m²	91.658	2,96	1,13	103,6

Tabla 7. Velocidad y deceleración máximas de impacto según la masa del tranvía.

De esta forma, si la energía de absorción de la topera es superior a la calculada, Tabla 6, la topera frenaría con mayor fuerza una menor distancia, por lo que no cumpliría con la topera seleccionada. En ese caso, sería necesaria una topera con una carrera hidráulica superior a los 0,30 m para asegurar que la aceleración de impacto no fuera mayor a 2,5 m/s².

En caso de que la energía de absorción de la topera fuera menor, los trenes frenarían sin ningún problema siempre y cuando las velocidades de impacto se adecuasen a dicha energía. A continuación, se muestra una gráfica que relaciona la velocidad de impacto de los diferentes tranvías y sus masas y la energía de absorción de cada uno de ellos:

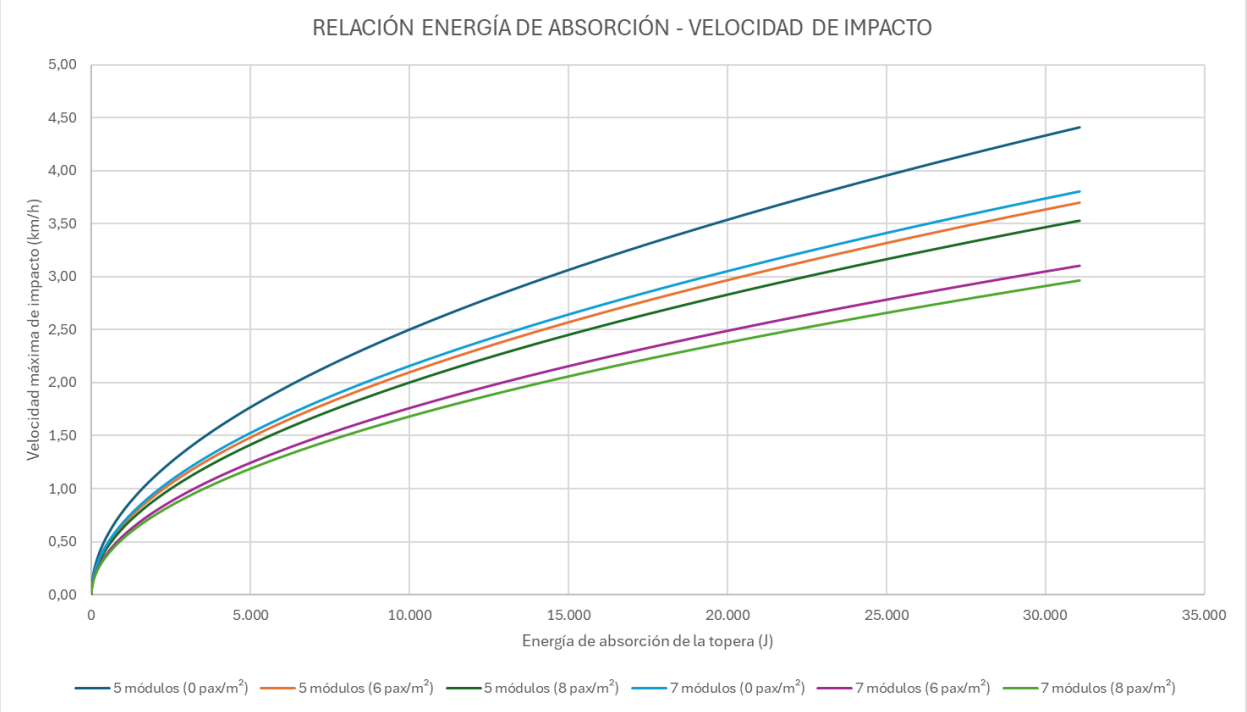


Figura 12. Relación entre energía de absorción y la velocidad de impacto.

Las toperas dispuestas se ubicarán en los siguientes PKs:

EJE	SITUACIÓN
Eje A1	PK 0+966,549
Eje A2	PK 0+966,470

Nota: la identificación de cada uno de los ejes se encuentra en el ANEJO Nº4. TRAZADO.

Tabla 8. Toperas proyectadas.

La geometría detallada de las toperas se encuentra disponibles en el DOCUMENTO Nº2 PLANOS.

ANEXO 1. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETO

El objeto de este documento es el diseño estructural de la vía en placa, dentro de la casuística que exige el proyecto:

- Vía con carril convencional y acabado en césped.
- Pasos a nivel con carril convencional en entradas de garajes o pasos de peatones puntuales.
- Carril de garganta en cruces con tráfico rodado y/o pavimento.
- Vía en placa sobre el puente en Avenida de Zabalgana.
- Substitución de armados de acero por armados de PRFV en Zona de circuitos de vías, en cualquier tipo de sección.

1.2. NORMATIVAS

En el anexo, para la justificación de la vía en placa y los cálculos estructurales se emplean se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación.

1.2.1. Normas de acciones

- Ministerio de Fomento. “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril” (IAPF-07).
- Ministerio de Fomento. “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” (IAP-11).
- UNE-EN 1990. “Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras”.
- UNE-EN 1991-2. “Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes”.
- Ministerio de Fomento. “Norma de construcción sismorresistente: puentes” (NCSP-07).

1.2.2. Normas de construcción

- Ministerio de Fomento. “Código Estructural”.

1.3. MATERIALES

1.3.1. Características de los materiales

Para todas las vías en placa consideradas, el hormigón y el acero de refuerzo serán:

- Hormigón: HA-25/B/20/XC2.
- Acero de refuerzo: B500S.
- Poliéster reforzado con fibra de vidrio (fy = 500 MPa).

Las vías en placa consideran una exposición de XC2 para los casos típicos.

El recubrimiento mínimo nominal para Clase Estructural S6 y ambiente XC2 es de 35 mm.

Tabla 4.4N – Valores de recubrimiento mínimo, $c_{mín,dur}$, requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080

Clase estructural	Requisito ambiental para $c_{mín,dur}$ (mm)						
	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 13. Requisitos mínimos de recubrimiento.

La resistencia mínima del hormigón es de 25 MPa, disponiéndose un hormigón HA-25/B/20/XC2.

Tabla E.1N – Clases resistentes mínimas indicativas

	Clases de exposición conforme a la tabla 4.1									
Corrosión										
	Corrosión provocada por carbonatación				Corrosión provocada por cloruros			Corrosión provocada por cloruros de origen marino		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Clase resistente mínima indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Daños al hormigón										
	Sin riesgo	Ataque por hielo/deshielo			Ataque químico					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Clase resistente mínima indicativa	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45			

Figura 14. Requisitos mínimos calidad del hormigón.

Para el estudio del Estado Límite de Servicio de Fisuración se considera una abertura máxima de fisura de 0,3 mm de acuerdo con las tablas del Código Estructural y Eurocódigo para un ambiente XC2.

Tabla 7.1N – Valores recomendados de $w_{máx}$ (mm)

Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,4[1]	0,2
XC2, XC3,XC4	0,3	0,2[2]
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Descompresión
NOTA 1 Para las clases de exposición X0, XC1, la abertura de la fisura no influye en la durabilidad y este límite se establece para garantizar, en general, una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.		
NOTA 2 Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación cuasipermanente de cargas.		

Figura 15. Máxima apertura de fisura.

Para la determinación de los recubrimientos se han hecho las siguientes consideraciones:

- Elementos in situ con nivel intenso de control de ejecución Δr = 5 mm
- Vida útil de proyecto de 100 años.

1.3.2. Niveles de control

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

1.3.2.1. 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 el “Código Estructural”. El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales del Código Estructural La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

1.3.2.2. Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en el “Código Estructural”. Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

1.3.2.3. Niveles de control establecidos

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de Código Estructural:

- Acero para armadura pasivas y acero para armaduras activas:

  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.

El acero para armaduras pasivas y el acero para armaduras activas deberán estar en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido.

1.3.3. 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:

- Hormigón:

  Situación persistente o transitoria $\gamma_c = 1{,}50$

  Situación accidental $\gamma_c = 1{,}30$

- Acero para armaduras pasivas y acero para armaduras activas:

  Situación persistente o transitoria $\gamma_s = 1{,}15$

  Situación accidental $\gamma_s = 1{,}00$

1.4. CRITERIOS DE DISEÑO

1.4.1. Criterios de seguridad

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este anexo 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.

1.4.1.1. Estados Límite de Servicio (ELS)

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

Se consideran los siguientes:

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

1.4.1.2. Estados Límites Últimos (ELU)

La denominación de estados límite últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella, poniendo en peligro la seguridad de las personas.

Los estados límite últimos que se deben considerar son los siguientes:

- ELU de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de parte o de la totalidad de la estructura.
- ELU de rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- ELU de fatiga.

El desarrollo de los cálculos se efectuará mediante la ayuda de programas de cálculo por ordenador, complementados con comprobaciones manuales de tipo aproximado, que garantizan la correspondencia entre el cálculo y la realidad.

El factor de diseño que rige el diseño del pavimento de vía en placa es la fatiga, es decir, el debilitamiento del hormigón armado es causado por cargas aplicadas repetidamente. El número de ciclos de tensión que soporta la pista de la placa antes de fallar se considera la vida útil del diseño.

Las comprobaciones de fatiga utilizadas en el cálculo de estas trayectorias de placa siguen la sección "Fatiga" de la norma IAPF-07 y EN-1992-1.

1.4.1.3. Tensiones límite de tracción de acero de refuerzo por fatiga

El requisito de fatiga se cumplirá si el rango de esfuerzo de accionamiento máximo calculado, $\Delta\sigma_{máx}$, cumple la condición:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Dónde:

- Δ_{Ss}: es el rango de tracción del acero bajo las cargas actuantes.
- $\Delta\sigma_{Rsk}$ (n) es el rango de tensión relevante a n ciclos obtenido a partir de una función característica de resistencia a la fatiga.

Curvas de fatiga S-N (EN-1992-1)

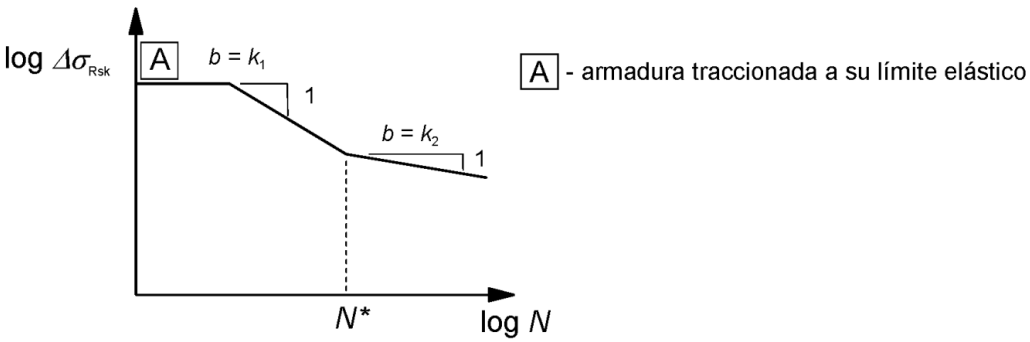


Figura 6.30 – Forma de la curva de resistencia a fatiga característica (curvas S-N para armaduras activas y pasivas)

Figura 16. Curvas de fatiga S-N.

Parámetros para acero de refuerzo (embebido en hormigón)

Tabla 6.3N – Parámetros para curvas S-N de armaduras pasivas

Tipo de armadura pasiva	N^*	Exponente del la tensión k_1	Exponente del la tensión k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N^* ciclos
Barras rectas y dobladas[1]	10^6	5	9	162,5
Barras soldadas y mallas electrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de empalme	10^7	3	5	35

NOTA 1 Los valores para $\Delta\sigma_{Rsk}$ son para barras rectas. Los valores para barras dobladas se deberían obtener usando un factor de reducción $\zeta = 0{,}35 + 0{,}026\, D/\phi$.
donde
D diámetro del mandril
ϕ diámetro de la barra

Figura 17. Curvas de fatiga S-N. Parámetros.

Cuando existe un espectro de niveles de carga, como las áreas donde las losas de la vía se comparten con el tráfico rodado, se ha utilizado el método Palmgren-Miner.

La sección 6.8.4 de EN-1992-1 explica este método.

Método Palmgren-Miner

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1$$

- $n(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos aplicados para un rango de cargas Δs_i.
- $N(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos resistidos para un rango de cargas Δs_i.

1.4.1.4. Tensiones límite de compresión en hormigón por fatiga

El control de la fatiga por esfuerzos de compresión sigue el punto 2 del apartado 6.8.7 "Verificación de hormigones bajo compresión o cortante" de la EN-1992-1, y en este punto se establece el siguiente requerimiento de tensión máxima del hormigón frente a la combinación frecuente de carga:

(2) Se puede suponer satisfecha la comprobación de fatiga para hormigón en compresión, si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\sigma_{c,máx.}}{f_{cd,fat}} \le 0,5 + 0,45\frac{\sigma_{c,mín.}}{f_{cd,fat}} \qquad (6.77)$$

$$\le 0,9 \text{ para } f_{ck} \le 50 \text{ MPa}$$

$$\le 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

donde

$\sigma_{c,máx.}$ es la tensión en la fibra más comprimida bajo la combinación de cargas frecuentes (las compresiones se toman como positivas);

$\sigma_{c,mín.}$ es la tensión de compresión mínima en misma fibra donde se produce $\sigma_{c,máx}$.

Si $\sigma_{c,mín}$ es una tensión de tracción, entonces se debería tomar $\sigma_{c,mín}$ como 0.

Figura 18. Tensiones límite de compresión por fatiga.

1.5. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Para obtener los esfuerzos de la vía en placa al paso del tren y del tráfico rodado, se ha desarrollado un modelo de elementos finitos. Este modelo sigue el criterio del método Winkler, que reproduce la interacción suelo-estructura como si de una viga se tratara soportada por varios muelles elásticos (tierra). Por lo tanto, las tensiones de la vía en placa están en función de la rigidez del terreno. Cuanto más rígido sea el suelo, menor será la deformación de la losa, por lo que las tensiones de la pista de la placa serán menores ya que la losa trabajará menos.

Ejemplo de modelo Winkler

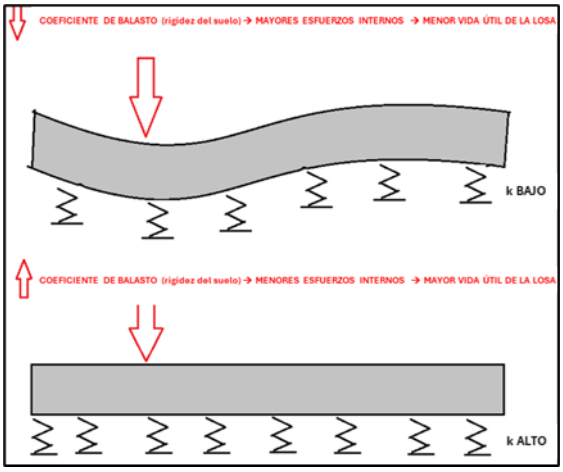


Figura 19. Ejemplo modelo Winkler.

A partir de este modelo de cálculo se obtienen los esfuerzos y tensiones en el hormigón, así como las tensiones máximas transmitidas al terreno.

1.6. DATOS GEOTÉCNICOS

Teniendo en cuenta los requisitos en términos de rigidez, la vía en placa se modeló utilizando software de elementos finitos. Para ello, y para simular el comportamiento del terreno bajo una vía en placa, se utilizó un modelo de muelles.

El desarrollo histórico de los métodos de coeficiente de balasto comienza con Winkler (1967) modelando una viga en suelo elástico.

Caracteriza el suelo como una serie de muelles elásticos lineales que no están conectados en respuesta a la carga. En el modelo, la presión (p) y el desplazamiento correspondiente (y) están relacionados por un módulo de balasto vertical (k):

$$k = \frac{p}{y}$$

Con:

- p= presión.
- y= desplazamiento.
- k= Módulo de balasto vertical (en unidades de fuerza/longitud).

El modelo considera la capa de balasto, la capa de subbalasto y el suelo natural con valores del coeficiente de balasto vertical del lado de seguridad según lo estipulado por el anejo geotécnico (K_{30} = 60.000 kN/m^3).

1.7. REFUERZO MÍNIMO

La armadura mínima se obtiene según el Código estructural y el apartado 9, "DETALLE DE ELEMENTOS Y NORMAS PARTICULARES", de la EN-1992-1-1, concretamente según el apartado 9.3, "Losas".

Capítulos relevantes de la sección 9 de la EN-1992-1-1

9.2.1.1 Áreas mínimas y máximas de armadura

(1) No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que $A_{s,mín.}$

NOTA 1 Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción para el control de la fisuración.

NOTA 2 El valor de $A_{smín}$ para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se deduce de:

$$A_{s,mín} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{pero no menor que } 0,0013 b_t d \qquad (9.1N)$$

donde

b_t indica la anchura media de la zona de tensión; para una viga en T con el ala comprimida, sólo se considera la anchura del alma para el cálculo del valor de b_t;

f_{ctm} se debería determinar con respecto a la clase resistente apropiada según la tabla 3.1.

Alternativamente, para elementos secundarios donde se pueda aceptar algún riesgo de rotura frágil, se puede tomar $A_{s,mín.}$ como 1,2 veces el área requerida en la comprobación de ELU.

9.3 Losas macizas

(1) Esta sección se aplica a losas macizas de una sola dirección o de dos direcciones para la que b y l_{eff} no son menores que $5h$ (véase 5.3.1).

9.3.1 Armadura de flexión

9.3.1.1 Generalidades

(1) Se aplican los puntos (1) y (3) del apartado 9.2.1.1 para los porcentajes de acero mínimos y máximos en la dirección principal.

NOTA Además de la Nota 2 del punto (1) del apartado 9.2.1.1, para losas con poco riesgo de rotura frágil, se puede tomar $A_{s,mín.}$ como 1,2 veces el área necesaria en la comprobación de ELU.

(2) Se debería disponer una armadura transversal secundaria inferior no menor que el 20% de la armadura principal en losas de un solo sentido. En zonas cerca de apoyos, no es necesario disponer armadura transversal en la cara superior si no existe momento flector transversal.

(3) La separación entre barras no debería superar $s_{máx,slabs}$

NOTA El valor de $s_{máx,slabs}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es:

- para la armadura principal, $3h \leq 400$ mm, donde h es el canto total de la losa;
- para la armadura secundaria, $3,5h \leq 450$ mm.

En regiones con cargas concentradas o regiones de momento máximo estas disposiciones pasan a ser, respectivamente:

- para la armadura principal, $2h \leq 250$ mm;
- para la armadura secundaria, $3h \leq 400$ mm.

(4) Las reglas indicadas en los puntos (1) a (3) del apartado 9.2.1.3, (1) a (3) del apartado 9.2.1.4 y (1) a (2) del apartado 9.2.1.5 también se aplican pero con $a_l = d$.

Figura 20. Armado mínimo losa vía en placa.

En este caso, se obtiene un importe del 1,8 por mil, que establece un refuerzo mínimo de:

- Losa e = 0,35 m: Armadura mínima de 6,3 cm^2/m.

  Se dispone Φ12 mm cada 150 mm en todas las caras y en todas las direcciones (7,4 cm^2/m).

- Losa e = 0,5 m: Armadura mínima de 9,0 cm^2/m.

  Se dispone Φ16 mm cada 150 mm en todas las caras y en todas las direcciones (13,4 cm^2/m).

- Losa e = 0,6 m: Armadura mínima de 10,8 cm^2/m.

  Se dispone Φ16 mm cada 150 mm en todas las caras y en todas las direcciones (13,4 cm^2/m).

1.8. CARGAS DE DISEÑO

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la "Instrucción relativa a acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril" (IAPF-07). Para alguna acción particular se han considerado los criterios definidos en otras instrucciones o recomendaciones, enumeradas en el aparatado de Normativa.

1.8.1. Acciones permanentes

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

1.8.1.1. Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad del hormigón el siguiente valor:

- Hormigón 25 kN/m^3

1.8.1.2. Carga muerta

Son las debidas a los elementos no resistentes. Se considera un valor de 2,50 kN/m^2.

1.8.2. Acciones variables

1.8.2.1. Tráfico de tranvía

Se considera el vehículo definido en la imagen que se muestra, de ocho ejes de 110 kN (cargas de rueda equivalente a 55 kN) con la siguiente distribución:

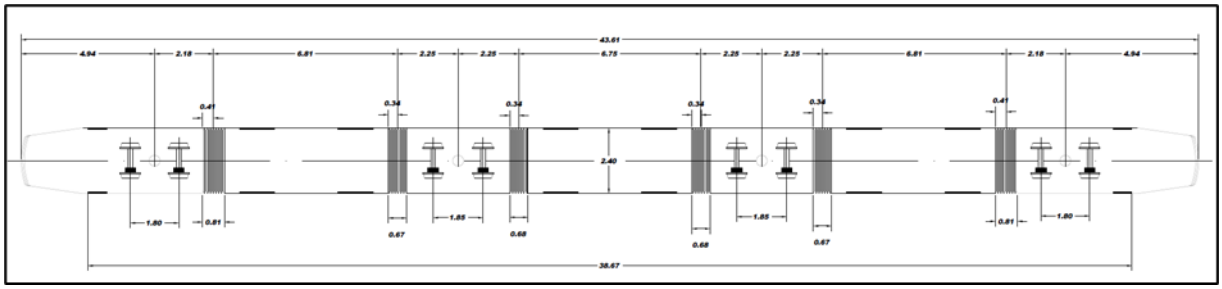


Figura 21. Esquema vehículo tipo.

Y se considera un paso de 8 trenes por hora, 4 trenes cada hora y sentido:

TRÁFICO	MASA DEL TREN	CARGA ANUAL
192 trenes/día	880 kN	6,17 x 10^7 kN/año

Tabla 9. Carga anual tranviaria.

Dada la velocidad de diseño (V < 120 km/h), no es necesario considerar las fuerzas centrífugas ni las cargas del viento para el diseño frente a fatiga.

Lo que sí se considera es la fuerza de aceleración/frenado, que se puede estimar como 33 kN/m según la metodología del modelo de carga UIC-71.

1.8.2.2. Factor de amplificación dinámica

Para considerar la amplificación dinámica en el cálculo a fatiga resultantes del movimiento del tren, se calculará el factor de amplificación como se indica en el anexo D de la norma EN 1991-2. Se ha obtenido con la velocidad máxima permitida del vehículo:

$$\emptyset d = 1 + 1/2(\varphi' + \frac{1}{2\varphi''}) = 1{,}20$$

En donde:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \qquad \varphi'' = 0{,}56 \cdot e^{-\frac{L^2}{100}}$$

$$K = \frac{v}{160} \qquad \text{Para L} \leq 20 \text{ m}$$

$$K = \frac{v}{47.16 \cdot L^{0{,}408}} \qquad \text{Para L} \geq 20 \text{ m}$$

- v: velocidad máxima permitida del vehículo (m/s).
- L: longitud determinante (m).

1.8.2.3. Tráfico de vehículos

Como se explicó anteriormente, habitualmente es determinante la fatiga para el diseño de la vía en placa.

El estudio de fatiga debida al tráfico rodado, descrito en este apartado, se estudia considerando los modelos de carga indicados en la norma EN-1991-2.

Se adopta la categoría de tráfico con menor volumen, conforme a la siguiente tabla:

Tabla 4.5(n)
Número aproximado de vehículos pesados esperado por año y carril de tráfico lento

Categorías de tráfico		N_{obs} por año y carril de tráfico lento
1	Carreteras y autovías con dos o más carriles por sentido con alto flujo de camiones	$2{,}0 \times 10^6$
2	Carreteras y autovías con flujo intermedio de camiones	$0{,}5 \times 10^6$
3	Carreteras principales con bajo flujo de camiones	$0{,}125 \times 10^6$
4	Carreteras locales con bajo flujo de camiones	$0{,}05 \times 10^6$

Figura 22. Categorías de tráfico de carretera según EN 1991-2.

En consecuencia, se considerarán para el cálculo **50.000 camiones/año**, equivalente a **137 al día**. Las comprobaciones de fatiga se realizarán utilizando el modelo de fatiga 4 “carreteras locales con bajo flujo de camiones”, en tanto que es más preciso para la obtención del rango de tensiones resultantes del paso de los vehículos sobre la estructura.

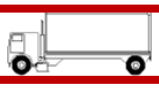
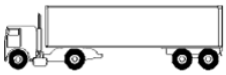
TIPO DE VEHÍCULO			TIPO DE TRÁFICO			
1	2	3	4	5	6	7
			Larga distancia	Media distancia	Tráfico local	
Camión	Espacio entre ejes (m)	Cargas equivalentes por eje (kN)	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Tipo de rueda
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Figura 23. Modelos de carga de fatiga según EN 1991-2.

1.8.2.4. Huella de carga

Dispersión de carga

La sección 4.3.6 "Dispersión de cargas concentradas" de la norma EN-1991-2 establece que "la dispersión a través del pavimento y las losas de hormigón debe tomarse en una relación de extensión a profundidad de 1 horizontalmente a 1 verticalmente hasta el nivel del centroide de la losa (Figura 4.4)".

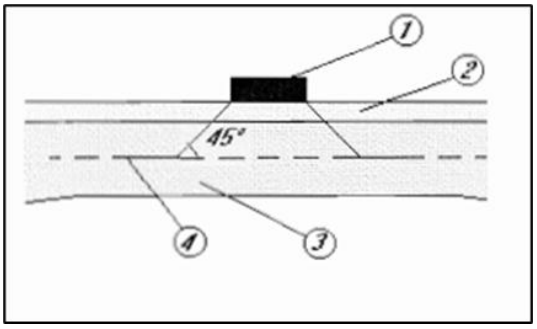


Figura 24. Dispersión de cargas en pavimento. EN 1991-2.

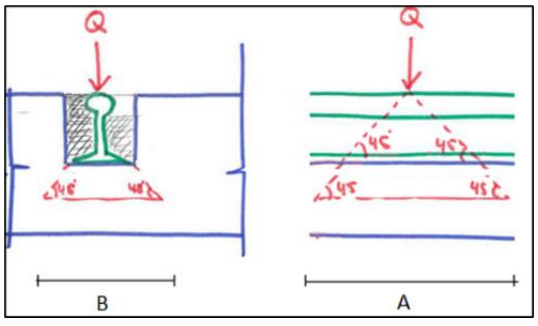


Figura 25. Huella de la pista en la placa embebida.

En el caso de vías para el tráfico rodado, según la norma EN-1991-2, para la carga por fatiga se toman los siguientes parámetros:

Tabla 4.8 – Definición por ruedas y ejes

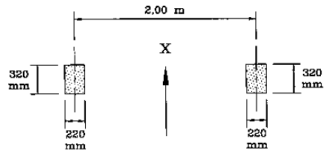
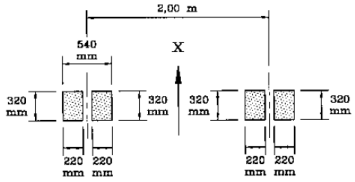
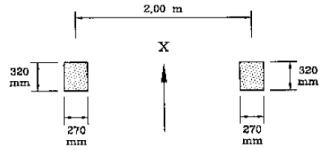
TIPO POR RUEDA/EJE	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
A	
B	
C	

Figura 26. Huella vehículos de carretera norma EN 1991-2.

Huellas de centroide resultantes

Axle type	Wheel geometry			Footprint at slab centroid		
	L(m)	B(m)	A (m2)	L(m)	B(m)	A (m2)
A	0.32	0.22	0.07	0.72	0.62	0.45
B	0.32	0.44	0.14	0.72	0.84	0.60
C	0.32	0.27	0.09	0.72	0.67	0.48

Figura 27. Huellas para diferentes tipos de vehículos.

Para simplificar el modelo, la superficie de proceso será la más pequeña, ya que es la suposición más restrictiva.

1.8.3. Acciones sísmicas

Se aplica la “Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes, NCSP-07”. 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 del emplazamiento ab sea inferior a 0,04·g; siendo g la aceleración de la gravedad.
- Cuando la aceleración sísmica horizontal de cálculo ac sea inferior a 0,04·g.

La Norma 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.

Tanto en el apartado 3.4. de la norma NCSP-07 por medio del Mapa de Peligrosidad Sísmica, como en el anejo 1 por medio de un listado de municipios, se recoge para cada zona del territorio español el valor de la aceleración sísmica básica ab, que es el valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un período de retorno de 500 años.

En este caso resulta ab/g < 0,04, por lo que, de acuerdo a los criterios de aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente, no es preceptiva la consideración de la acción sísmica.

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

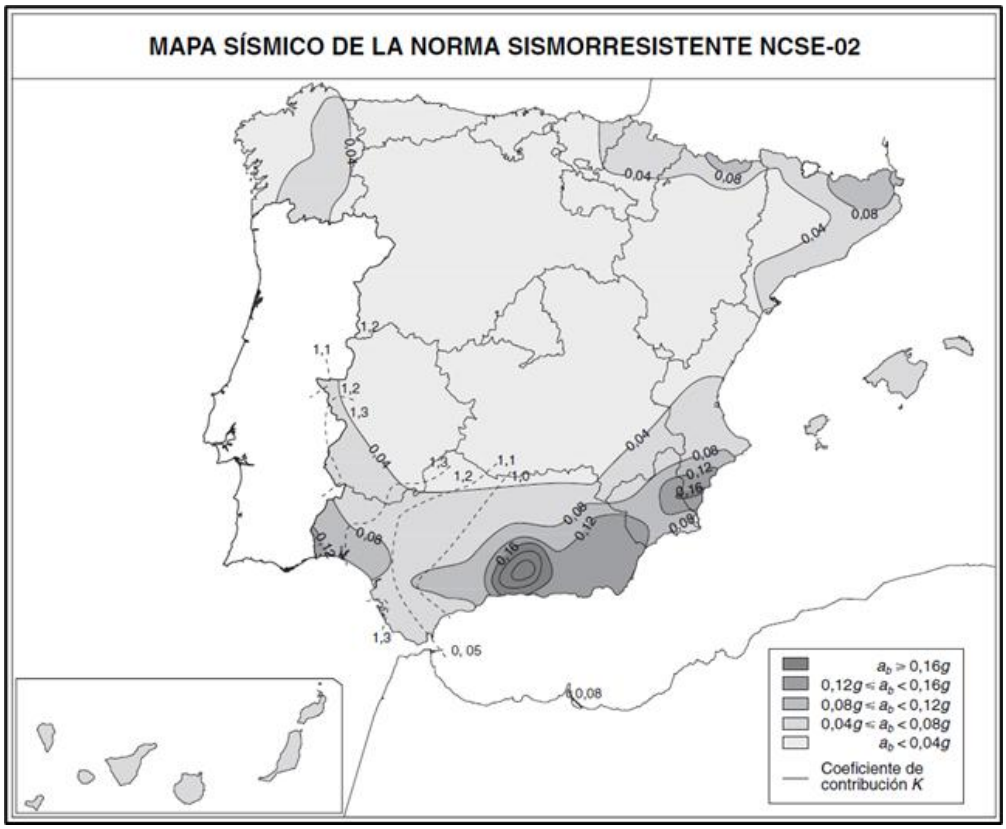


Figura 28. Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente NCSE-02.

1.8.4. Combinaciones

Con carácter general se consideran los criterios especificados en el Eurocódigo "UNE-EN 1990. Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras", complementados para algunos casos por los recogidos en la IAPF-07.

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

- Estados límites últimos. Situaciones persistentes o transitorias.

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

- Estados límites últimos. Combinación de fatiga:

  En la combinación a fatiga se consideran las cargas de peso propio, cargas muertas y sobrecargas de uso con coeficientes de mayoración de cargas y de combinación iguales a 1.

2. VÍA EN PLACA

El proyecto presenta la siguiente casuística de vía en placa:

- Carril de garganta en cruces con tráfico rodado y/o pavimento.
- Vía con carril convencional y acabado en césped.
- Pasos a nivel con carril convencional en entradas de garajes o pasos de peatones puntuales
- Vía en placa sobre el puente en Avenida de Zabalgana
- Substitución de armados de acero por armados de PRFV en Zona de Circuitos de vías, en cualquier tipo de sección.

Para el diseño de las distintas secciones, se considera un estudio por envolvente considerando el caso pésimo que incluye tráfico tranviario y carretero, traspasando los resultados para el armado global de las estructuras. Por lo mismo, se estudia la vía en placa de las siguientes características:

Datos vía en placa					
Tipo	Embebida		Datos del Riel		
H	[m]	0.35	*h*	[m]	0.18
B	[m]	2.00	*b*	[m]	0.18
L	[m]	10			
I	[m4/m]	7.86.E-03	*F.huella.A*	[m]	0.56
fck	[MPa]	25	*F.huella.B*	[m]	0.38
E	[MPa]	32011	*A*	[m2]	0.19
ymax	[m]	0.175			
fctm	[MPa]	2.6	*Kb*	[kN/m3]	5200
fctm,fl	[MPa]	3.3			

Figura 29. Datos de vía en placa.

A modo de facilitar el estudio, se generan 2 secciones tipo, una de espesor 35 cm y otra de 50 cm, para todos los casos se consideró un ancho de 2,0 m.

2.1. CRITERIOS DE VERIFICACIÓN

Algunas vías en placa se compartirán con el tráfico rodado con diferentes cargas por eje. Por lo tanto, tal y como se indica en la norma EN-1992-1, apartado 6.8.4 "Procedimiento de verificación de aceros de refuerzo y pretensado" en el punto 2:

(2) *Para múltiples ciclos con diferentes amplitudes, el daño se puede agregar usando la regla Palmgren-Miner. Por lo tanto, el factor de daño por fatiga D_{Ed} del acero causado por las cargas de fatiga relevantes debe cumplir la condición:*

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1$$

Donde:

- $n(\Delta\sigma_i)$: es el número aplicado de ciclos para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$.
- $N(\Delta\sigma_i)$: es el número resistente de ciclos para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$.

Dado que la losa de pavimento tiene una longitud y anchura finitas, el carácter o la intensidad de la tensión máxima inducida por la aplicación de una carga de tráfico determinada depende de la ubicación de la carga

en la superficie del pavimento. Hay tres ubicaciones típicas, a saber, el interior, el borde y la esquina, donde existen diferentes condiciones de continuidad de la losa. Estas ubicaciones se denominan posiciones de carga crítica.

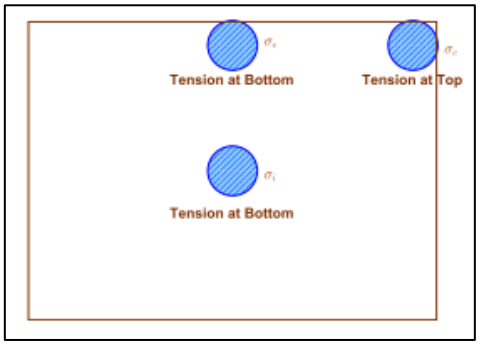


Figura 30. Ubicaciones de estrés crítico.

Esta vía en placa es compartida con los vehículos que circulan por la vía férrea; Por lo tanto, estas tres localizaciones del tráfico rodado críticas para la tensión se pueden resumir en una, la que coincide con el tráfico de la línea ferroviaria. Esta posición se explica en la siguiente imagen:

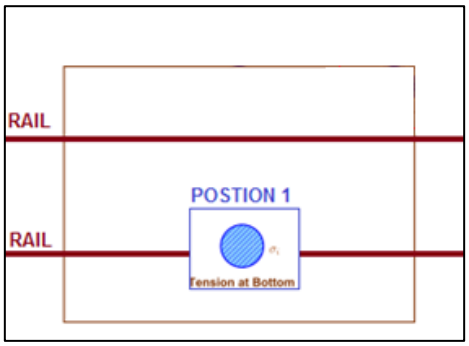


Figura 31. Posición crítica.

Dónde la Posición 1 corresponde al tráfico rodado coincidente con el tráfico de la línea férrea, situado en el centro de la losa. Para este caso de carga, la tracción será en la parte inferior.

2.2. LOSA ESPESOR 0,35M

2.2.1. Modelo estructural

Una vez evaluado el modelo estructural, se deben considerar los siguientes valores para las verificaciones de diseño y fatiga.

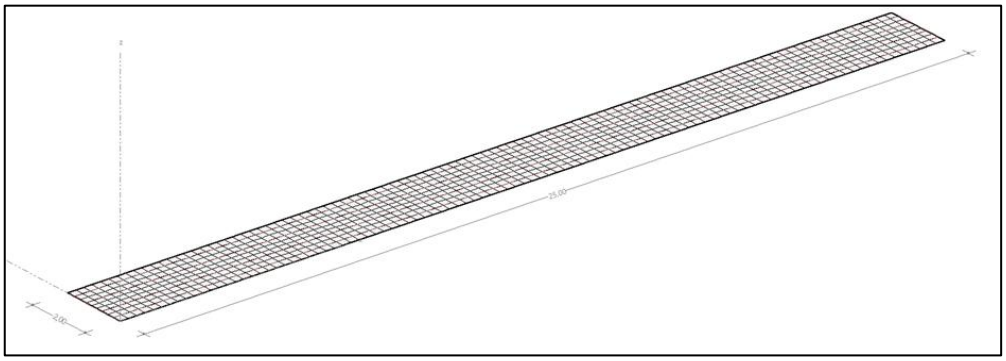


Figura 32. Modelo CEDRUS. Losa 0,35 m.

2.2.2. Cargas

Para este modelo, se consideran las siguientes cargas:

Cargas de tren

Como se definió anteriormente, se considera un tren de 8 ejes de 110 kN cada uno, 55 kN por rueda.

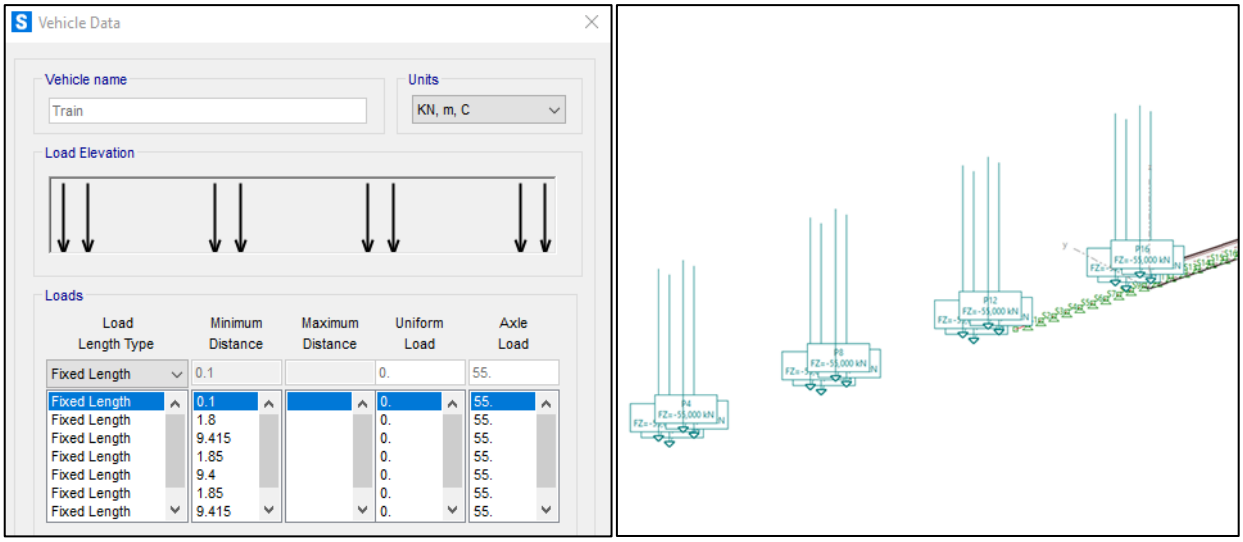


Figura 33. Modelo de cargas axiales del tren. Losa 0,35 m.

Cargas de camiones

El valor de la carga por eje es muy similar para el caso del tráfico vehicular (130 kN) y el tráfico ferroviario (1,2 x 110 = 132 kN), considerando el coeficiente de amplificación dinámica. Por este motivo se simplifica el cálculo a fatiga de los elementos, realizando el modelado de las cargas ferroviarias. Sin embargo, el número de ciclos que se considera para la curva de fatiga del material será el correspondiente a la suma de los dos tipos de vehículos.

A continuación, se indican las cargas por año que se cargan en la vía en placa:

Nº TRENES	192	Trenes/día
	70.080	Trenes/año
Nº CAMIONES	137	Camiones/día
	50.505	Camiones/año

Tabla 10. Vehículos por año. Losa 0,35 m.

Para los tranvías se consideran 8 ejes por vehículo, en tanto que para los camiones se adoptan 2 ejes. La vida de diseño de la vía en placa se adopta para 100 años.

Como se ha indicado, el modelo de cargas de los camiones no se considera en el modelo estructural, y se adopta en número de ejes de carga ferroviaria de 192 x 365 x 100 x 8+137 x 365 x 100 x 2 = **$6{,}61 \times 10^7$**, conjunto de tranvías y camiones.

2.2.3. Resultados del modelo

2.2.3.1. ELU

Para los casos de ELU se obtienen los siguientes resultados:

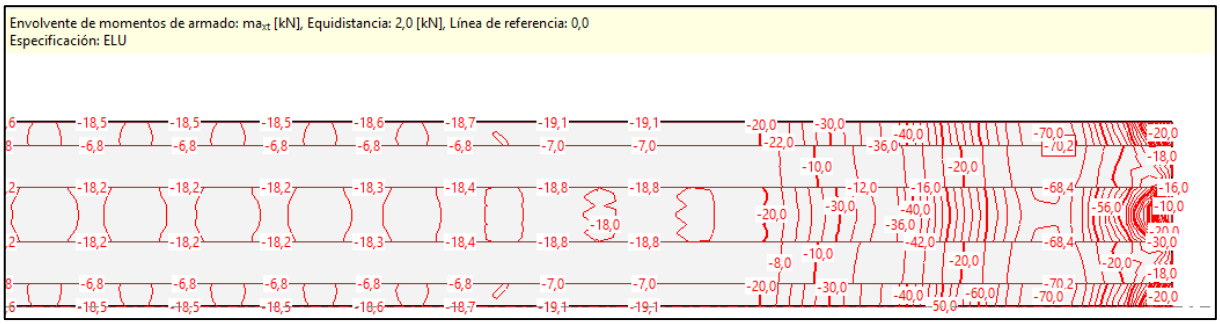


Figura 34. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m.

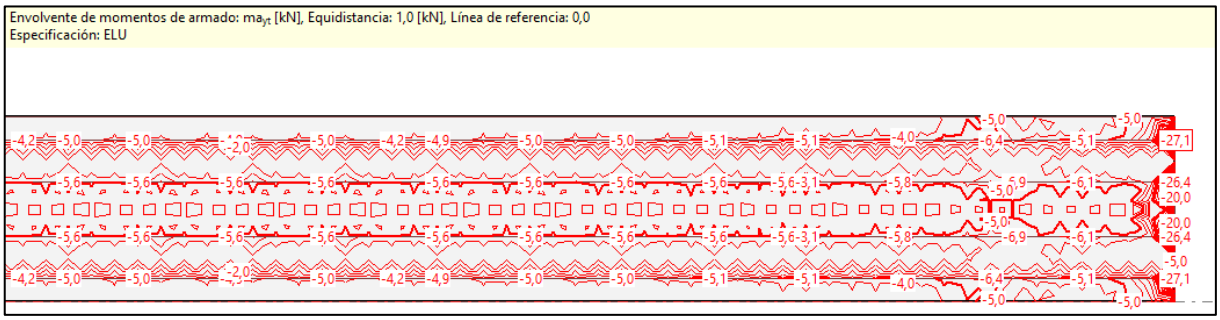


Figura 35. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m.

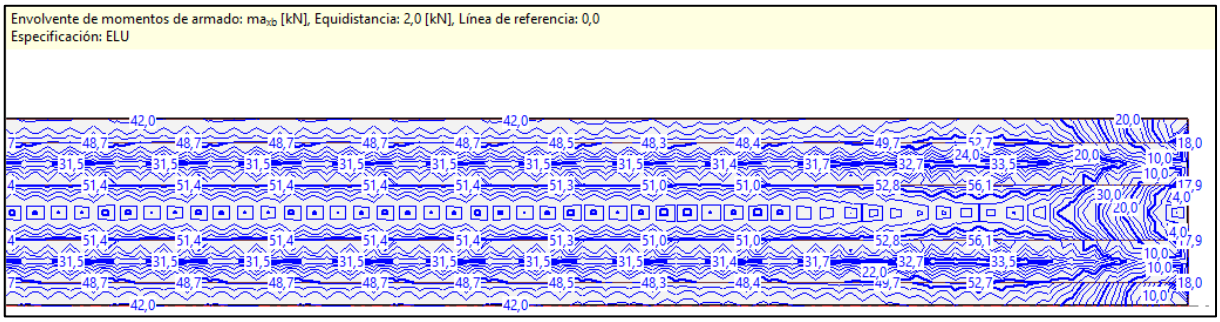


Figura 36. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

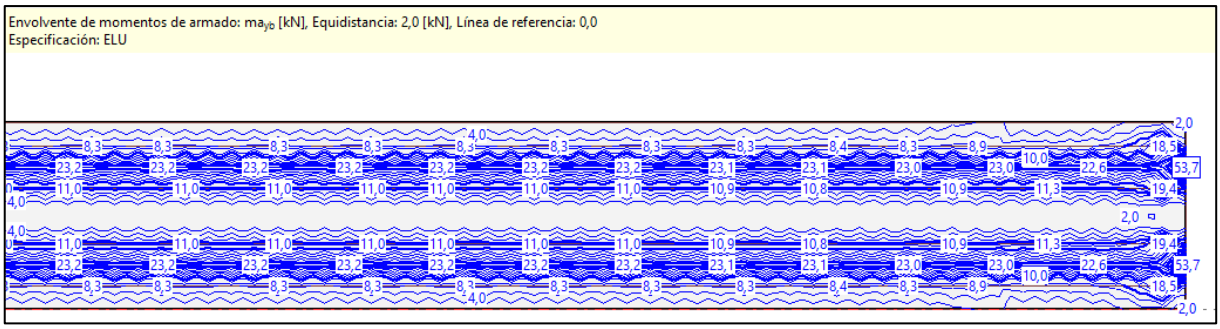


Figura 37. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

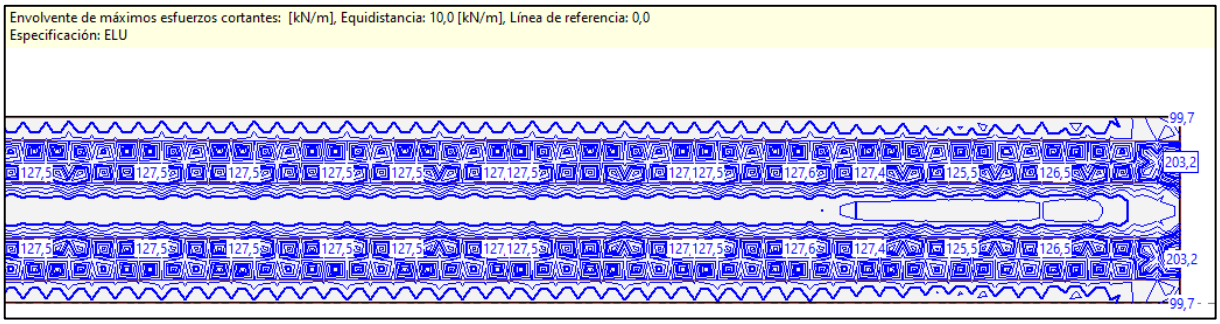


Figura 38. Esfuerzos cortantes en placa. Losa 0,35 m.

2.2.3.2. ELS

Para los casos ELS se obtienen los siguientes resultados:

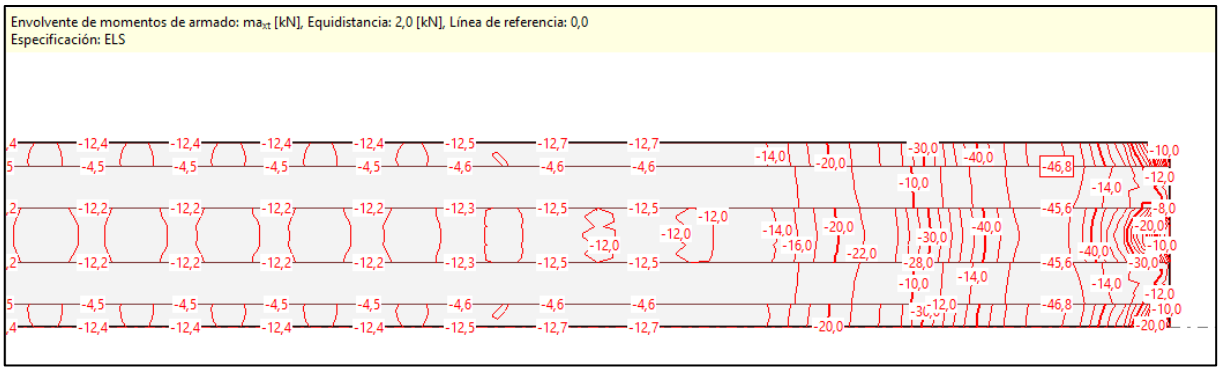


Figura 39. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m.

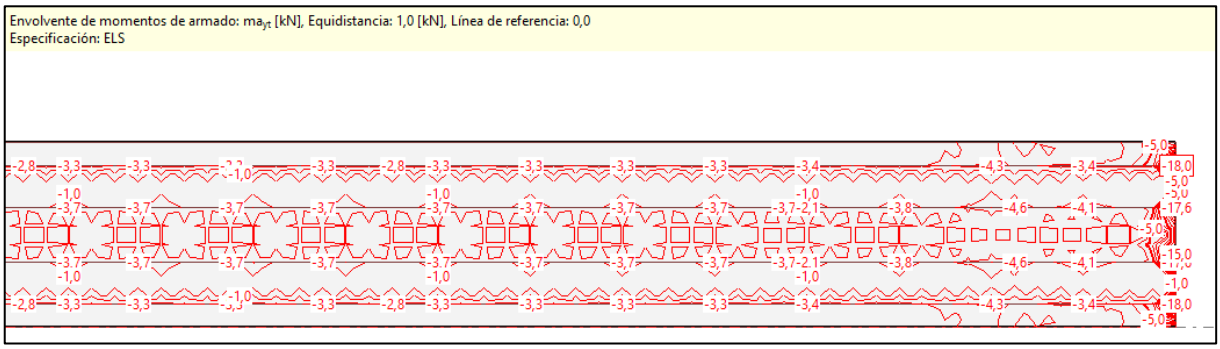


Figura 40. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m.

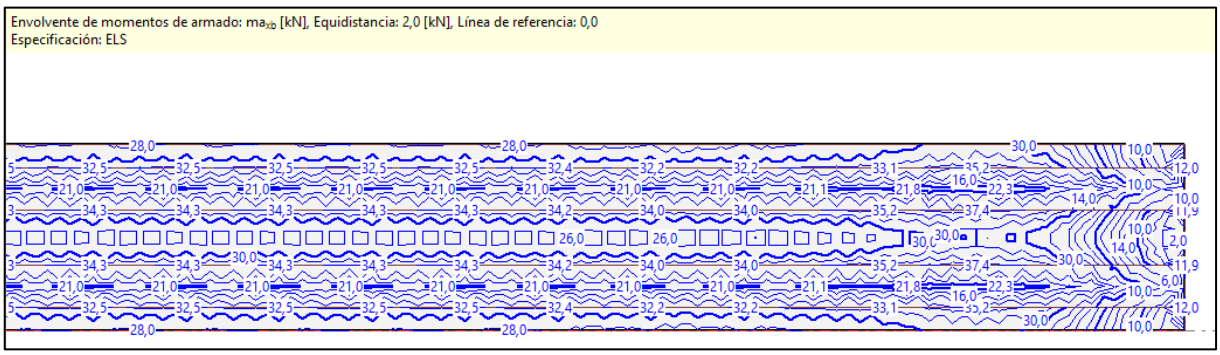


Figura 41. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

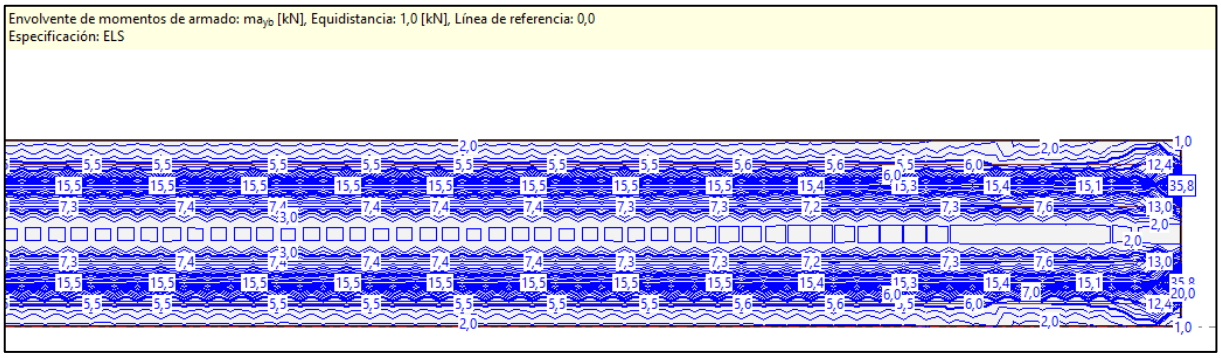


Figura 42. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

2.2.3.3. Cargas de fatiga

Para el análisis de cargas de fatiga solo se considera la acción de las cargas variables; A continuación, se muestran los resultados de las flexiones en la losa.

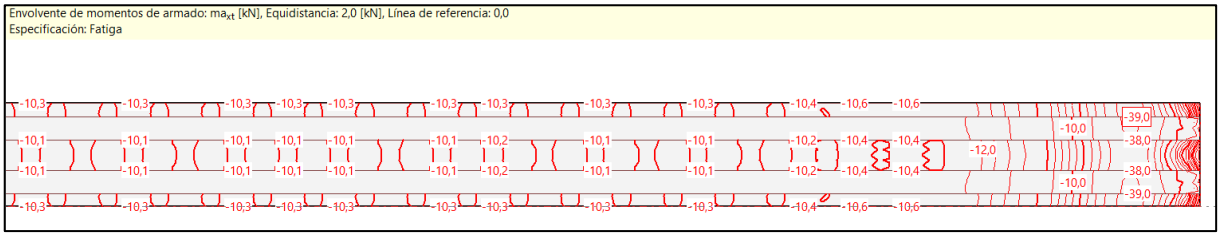


Figura 43. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m.

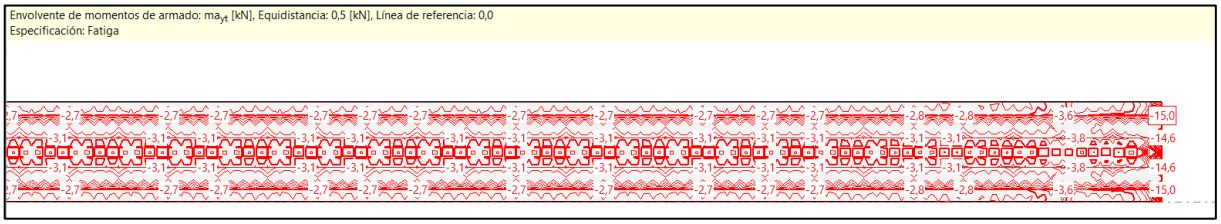


Figura 44. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m.

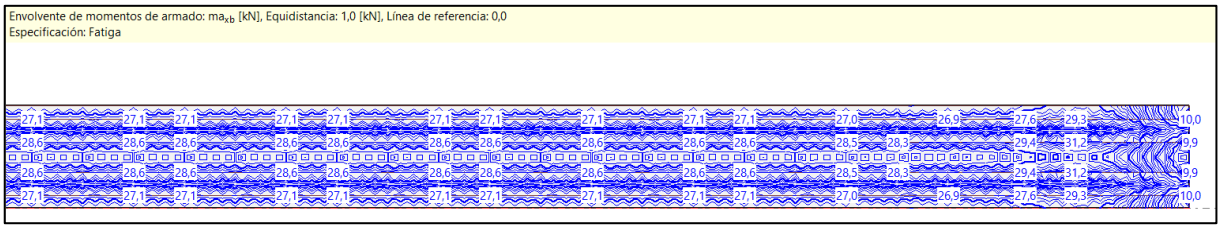


Figura 45. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

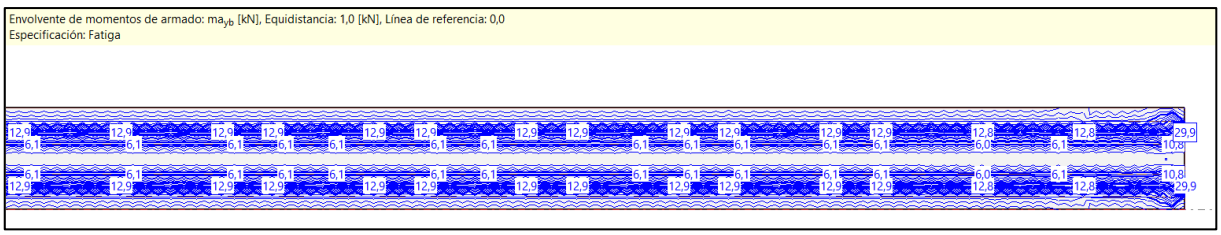


Figura 46. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

2.2.4. Análisis

Para todos los análisis, se utiliza el software de comprobación de secciones FAGUS 9.

2.2.4.1. Verificación ELU flexión

Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.86 OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	!ULS		903.5	105.9	29.1	0.86					
2	!ULS		-1147.0	-84.8	-9.2	0.18					
3	!ULS		491.6	23.9	6.8	0.35					
4	!ULS		-1147.0	-84.8	-9.2	0.18					
5	!ULS		19.8	0	7.2	0.01					
6	!ULS		-28.9	-17.0	-4.5	0.06					
7	!ULS		872.5	110.3	29.6	0.86					
8	!ULS		-54.7	-97.9	-1.5	0.37					
9	!ULS		3.2	44.6	52.5	0.16					
10	!ULS		-113.2	0.5	-14.9	0.01					
11	!ULS		85.7	6.9	11.9	0.07					
12	!ULS		0.8	-22.3	-3.1	0.09					
13	!ULS		762.2	108.7	29.9	0.80					
14	!ULS		-168.9	-14.9	-0.8	0.03					
15	!ULS		45.2	4.2	10.1	0.04					
16	!ULS		-168.9	-14.9	-0.8	0.03					

Analysis parameters !ULS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!ULS	2/0	1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	45.	0.

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 16)

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C25/30	2.2	0.	-3.5	-14.2	1.76
C1	C25/30	0.	0.35	2.47	0.	1.76
R1	B500B	2.15	0.05	-2.654	-434.8	1.15
R6	B500B	0.05	0.3	1.624	324.8	1.15

Figura 47. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,35 m.

Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.56, eff(V,T) =0. OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	!ULS		135,0	29,1	-	0,47	-	-7,9	-	***	
2	!ULS		-164,0	-9,2	-	0,04	-	-11,8	-	***	
3	!ULS		163,9	6,8	-	0,30	-	-7,8	-	***	
4	!ULS		-164,0	-9,2	-	0,04	-	-11,8	-	***	
5	!ULS		-24,3	7,2	-	0,04	-	27,4	-	***	
6	!ULS		-45,8	-4,5	-	0,02	-	-27,4	-	***	
7	!ULS		110,6	29,6	-	0,44	-	-12,9	-	***	
8	!ULS		-22,4	-1,5	-	0,01	-	-8,5	-	***	
9	!ULS		33,6	52,5	-	0,56	-	-3,8	-	***	
10	!ULS		-53,8	-14,9	-	0,08	-	-14,5	-	***	
11	!ULS		55,1	11,9	-	0,19	-	-4,9	-	***	
12	!ULS		28,8	-3,1	-	0,07	-	4,9	-	***	
13	!ULS		94,3	29,9	-	0,42	-	18,0	-	***	
14	!ULS		3,2	-0,8	-	0,01	-	8,9	-	***	
15	!ULS		47,2	10,1	-	0,16	-	-13,2	-	***	
16	!ULS		3,2	-0,8	-	0,01	-	8,9	-	***	

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !ULS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!ULS	2/0	1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	45.	0.

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

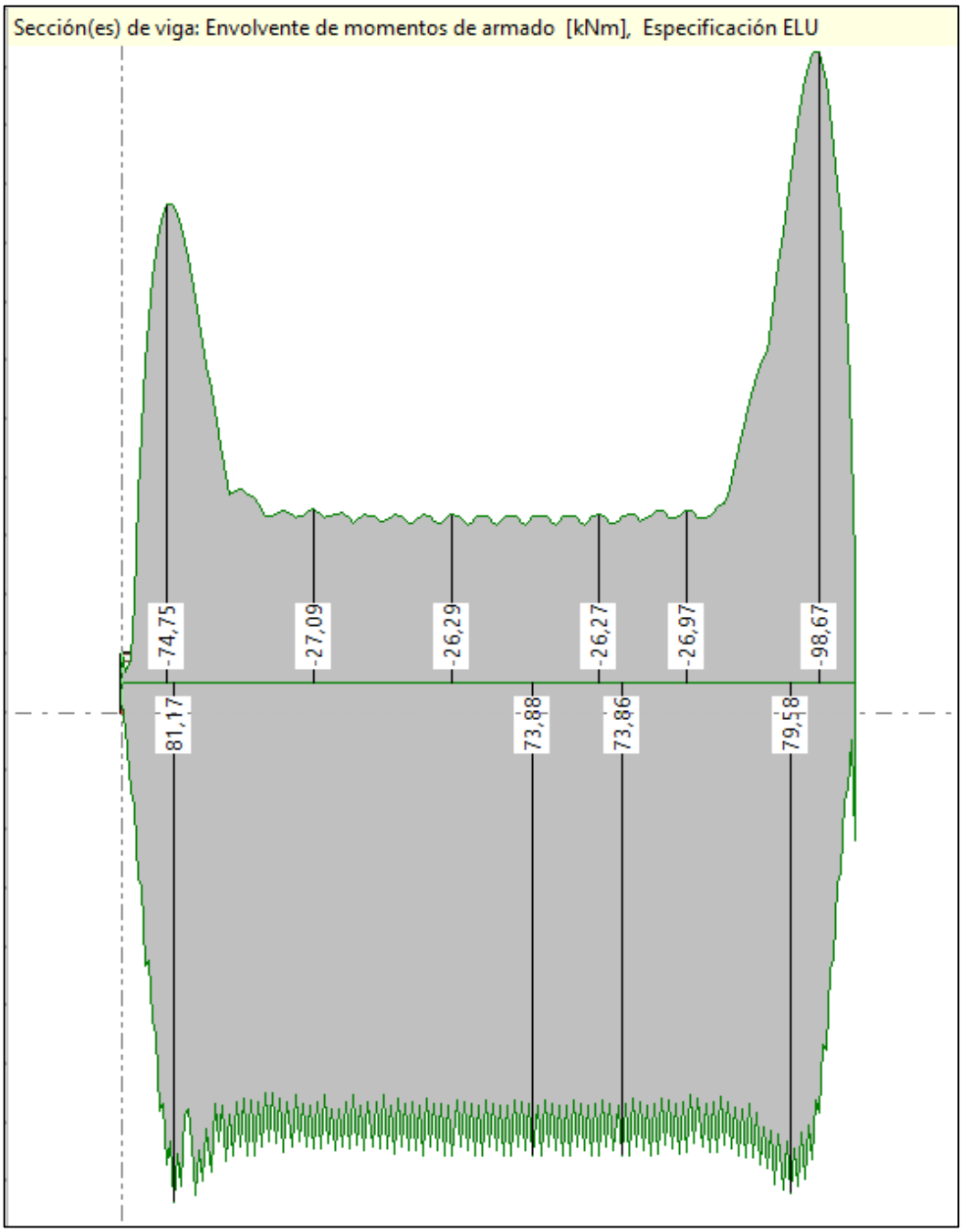
Extreme stresses and strain (Results of run No 16)

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	-0.5	0.	-2.3	-14.2	1.76
RQS	C25/30	0.5	0.35	23.7	0.	1.76
BOTTOM	B500B	-0.45	0.05	1.4	285.3	1.15
TOP	B500B	-0.45	0.3	20.	434.8	1.15
Stirrup (!SIG-ASW					0.	

Result points and combinations

Formula / Result	Name	Max	Min	Unit
Asw(SWY)	ASW1	0	0	mm²/m

Figura 48. Análisis de flexión de sección longitudinal. Losa 0,35 m.



Esfuerzos / Factores de eficiencia: eff(M,N)=0.27 OK

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]
1	!ELU		0	79,6	0	0,21
2	!ELU		0	-98,7	0	0,27

Figura 49. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,35 m.

2.2.4.2. Verificación ELU cortante

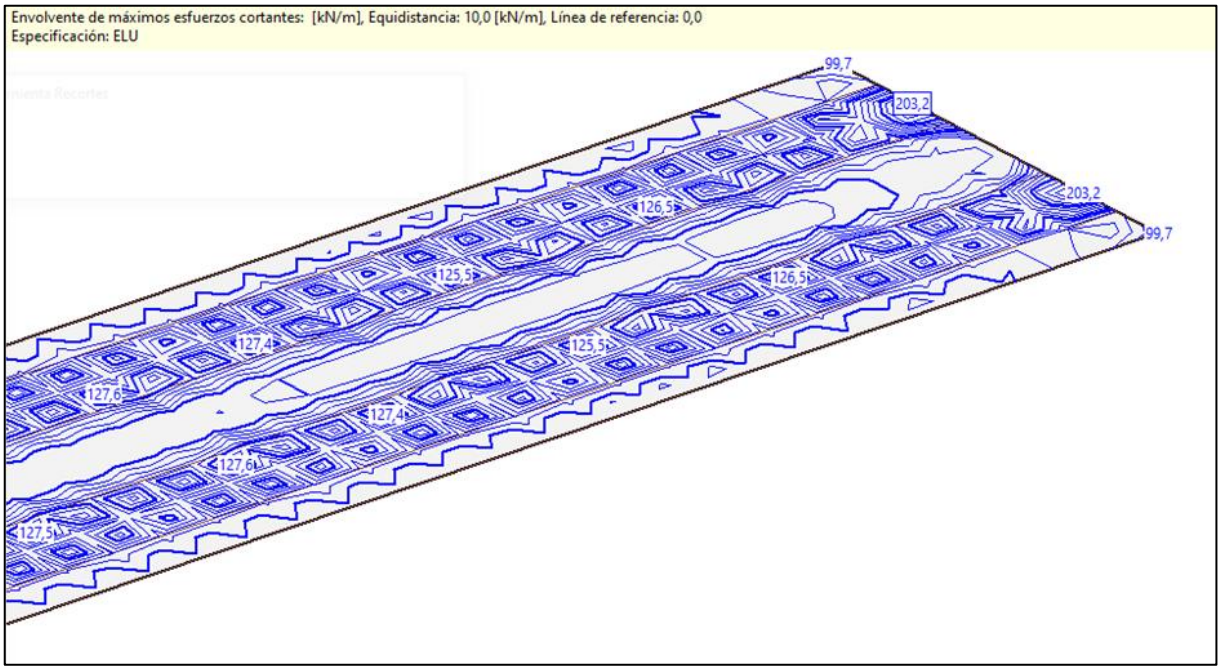


Figura 50. Esfuerzos cortantes. Losa 0,35 m.

Los valores del cortante de diseño son:

- $V_{típica}$: 128 kN
- $V_{extrema}$: 203 kN

Considerando:

$$\varphi V_n \geq Vu$$

$$\varphi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$\varphi V_s \geq V_u - \varphi V_c$$

Con:

$$\varphi = 0.6$$

$$V_c = 0{,}17\sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 382{,}5 \times b\ [kN]$$

- $f_{ck} = 25\ MPa$
- $b = 2{,}0$ m

$$\varphi V_c = 459{,}0\ \text{kN} > 203{,}0\ \text{kN}$$

No es necesario ningún refuerzo de corte.

2.2.4.3. *Verificación ELU fatiga*

Acero

En la norma UNE EN 1992-1 se indica la curva de resistencia a fatiga de los aceros. Se aplica el método explícito del art 6.8.4 para la obtención de la curva de fatiga S-N, particularizándola para el acero B500, que para 10^6 ciclos tiene un rango de tensiones de 162,5 MPa.

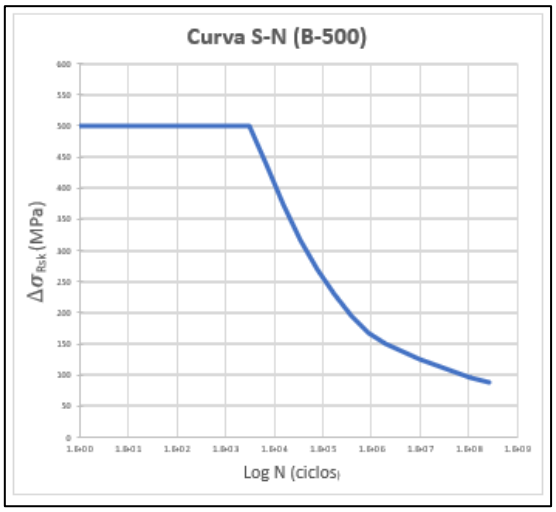


Figura 51. Curva S-N. Losa 0,35 m.

En nuestro caso, los puntos significativos de la curva son:

VEHÍCULOS	CICLOS	Log (CICLOS)	Log (S)	DS_{RSK} (MPa)
Trenes	5,61 x 10^7	7,75	2,02	103,89
Camiones	1,00 x 10^7	7,00	2,10	125,82
Trenes + Camiones	6,61 x 10^7	7,82	2,01	102,01

Tabla 11. Datos particulares Curva S-N. Losa 0,35 m.

El Eurocódigo UNE EN 1991-2 = 2013, de cargas de tráfico en puentes, en el capítulo 6 indica las acciones específicas para puentes de ferrocarril. En particular en el apartado 6.9 se establecen las cargas de fatiga, basándose en el modelo de carga 71.

La verificación a fatiga se desarrolla adoptando la metodología y supuestos que se desarrollan en el Eurocódigo UNE EN 1992-2 = 2013, de proyecto de estructuras de hormigón. El anexo NN.3 Puentes de ferrocarril, describe el método de comprobación a fatiga mediante tensiones de daño equivalente. En tanto que la norma excluye la aplicación de las cargas indicadas en el Eurocódigo para los tranvías y líneas de tráfico ligero, se la considerado para el cálculo la sustitución del tren LM71 por el tranvía real descrito anteriormente, de ocho ejes de 110 kN; el desarrollo del cálculo se realiza como se indica en este anexo, que busca el cumplimiento de la ecuación:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Dónde:

- Δ_{Ss}: es el rango de tracción del acero bajo las cargas actuantes.
- $\Delta\sigma_{Rsk}$ (n) es el rango de tensión relevante a n ciclos obtenido a partir de una función característica de resistencia a la fatiga.

En consecuencia, dado que está determinado el material (Acero B500S) y el nº de ciclos (6,11 x 10^7) durante la vida útil de la estructura, se puede determinar la máxima carrera de tensiones admisible para la verificación a fatiga, dado que DsRsk = 103,89 MPa. Resulta el valor máximo siguiente:

Nº EJES	5,61 x 10^7	6,61 x 10^7
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N*) (MPa)	103,89	102,01
$\gamma_{S,fat}$	1,15	1,15
$\gamma_{F,fat}$	1,00	1,00
MAX$\Delta\sigma_{S,equ}$ (N*) (MPa)	90,34	88,70
Situación	Tranvía	Tranvía + camiones

Tabla 12. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. Losa 0,35 m.

Aplicando lo indicado en el apéndice NN.3, para calcular el rango de tensiones de daño equivalente, para la losa de 35 cm:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

- $\Delta\sigma_{s,71}$: rango de tensiones actuantes por el modelo 71.
- ϕ : factor de amplificación de cargas dinámicas.
- λ_s: coeficiente de corrección que tiene en cuenta la luz, volumen de tráfico, vida útil y vías múltiples.

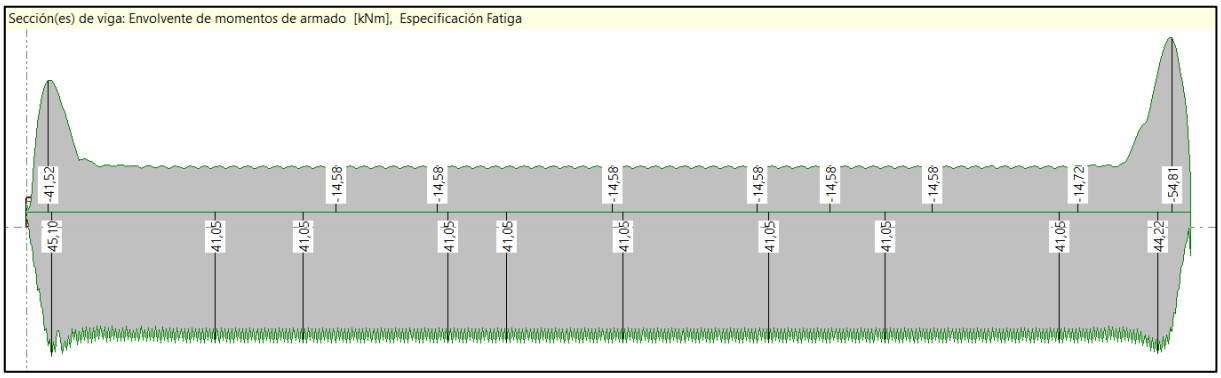


Figura 52. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,35 m.

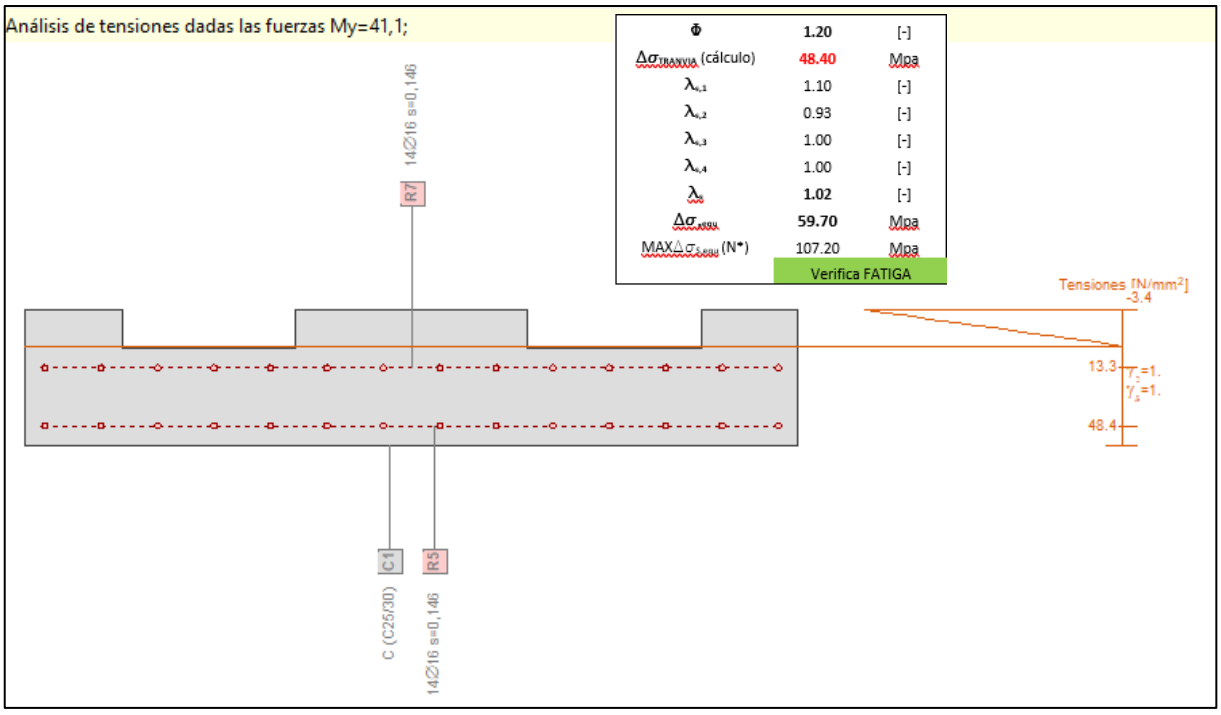


Figura 53. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,35 m.

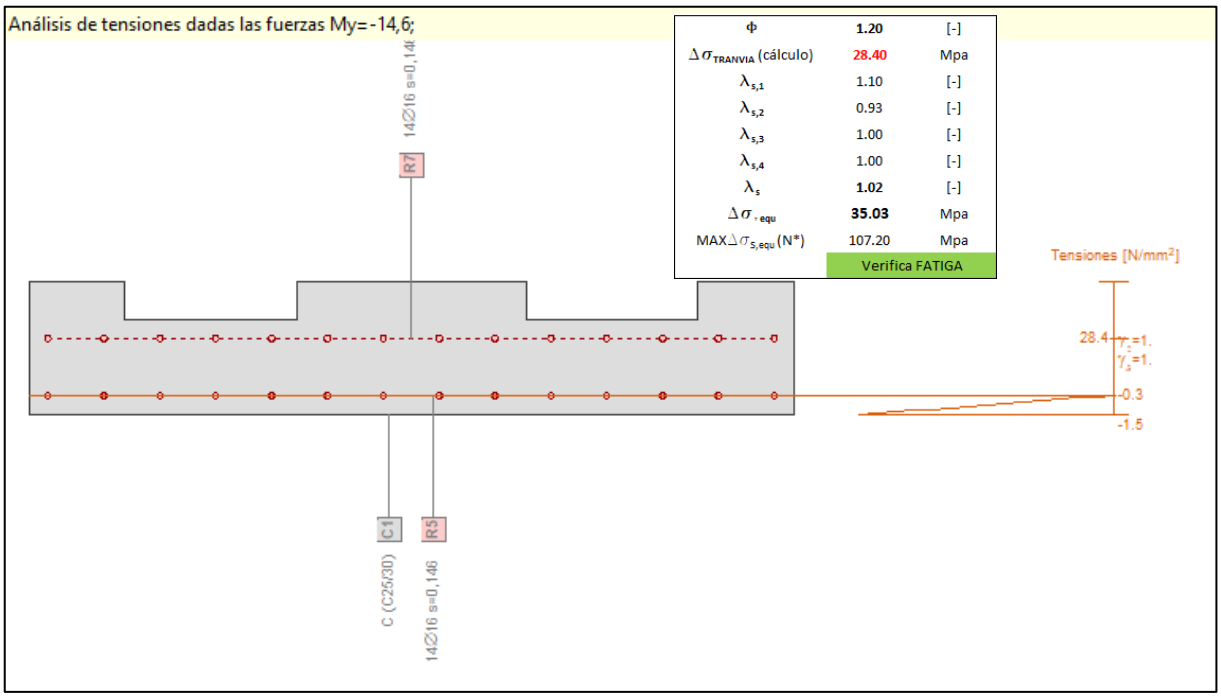


Figura 54. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,35 m.

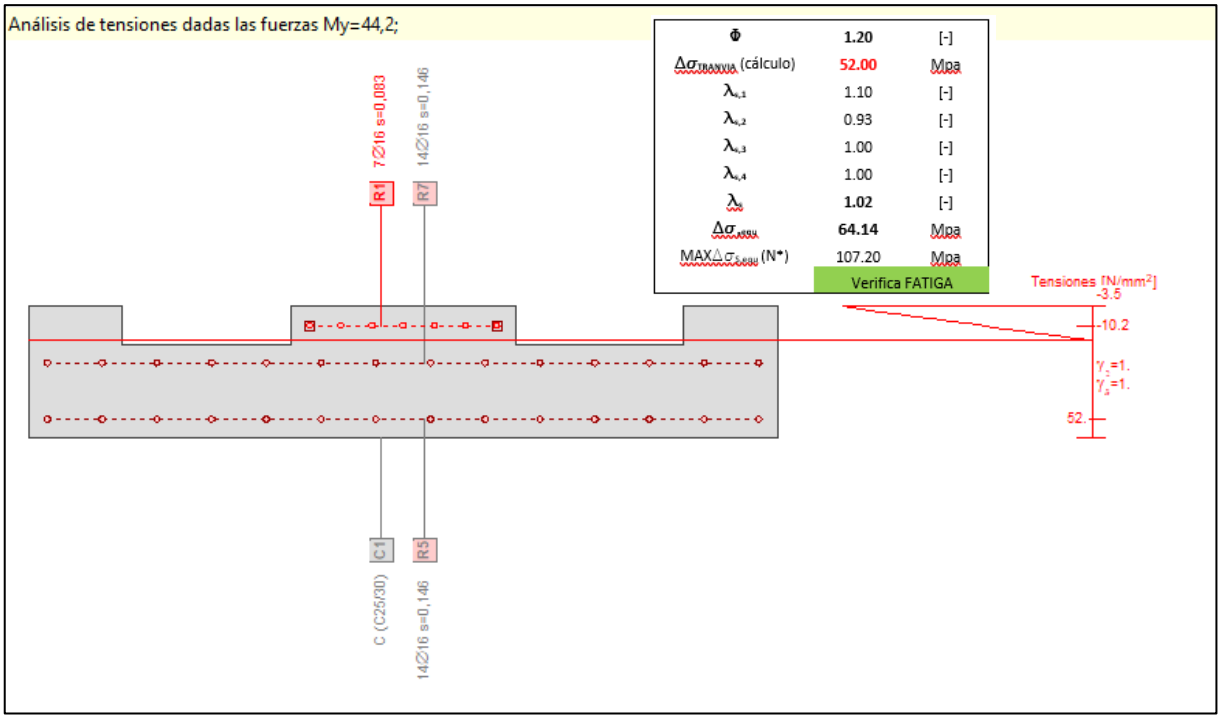


Figura 55. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,35 m.

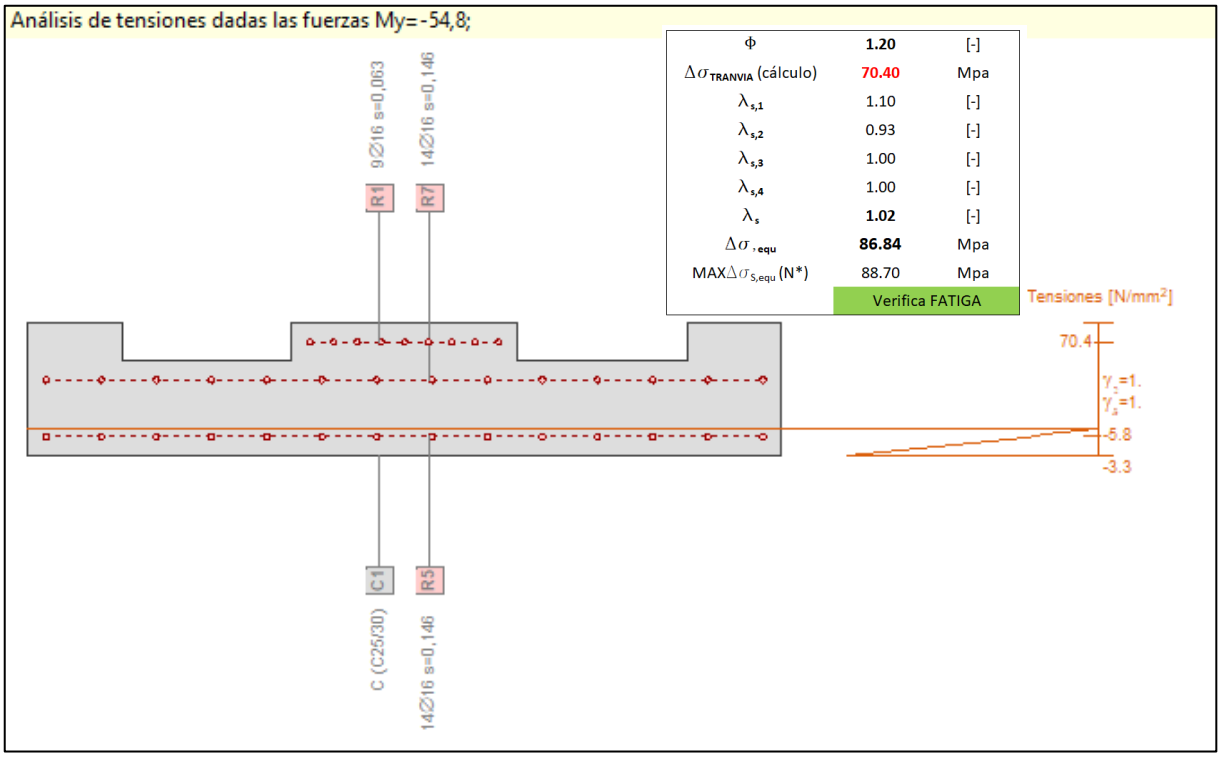


Figura 56. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,35 m.

Hormigón

Según lo estipulado en la norma UNE-EN 16432-1_2018-1,

"*Para la compresión por fatiga del hormigón no es necesaria ninguna verificación si los esfuerzos máximos bajo cargas frecuentes están por debajo de 0,5 fck*"

En este caso 0,5 fck = **12,5 Mpa** = σc máx. admisible

Verificaciones de fatiga:

De los gráficos anteriores se obtienen las compresiones del hormigón debido a las cargas variables:

Sección típica de losa

Momento positivo; σ_c = 3,4 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Momento negativo: σ_c = 1,5 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Sección extremo de losa

Momento positivo; σ_c = 3,5 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Momento negativo: σ_c = 3,3 MPa ≤ 12,335 MPa → OK

Para todos los casos se verifica la comprobación de fatiga en el hormigón.

2.2.4.4. Tensión admisible en el terreno

Según lo estipulado en UNE EN 16432-1 capítulo 5.2.2.3 sobre las capacidades de carga, la presión del suelo no puede superar los 0,05 N/mm^2 (50 kN/m^2), por lo que debe verificarse.

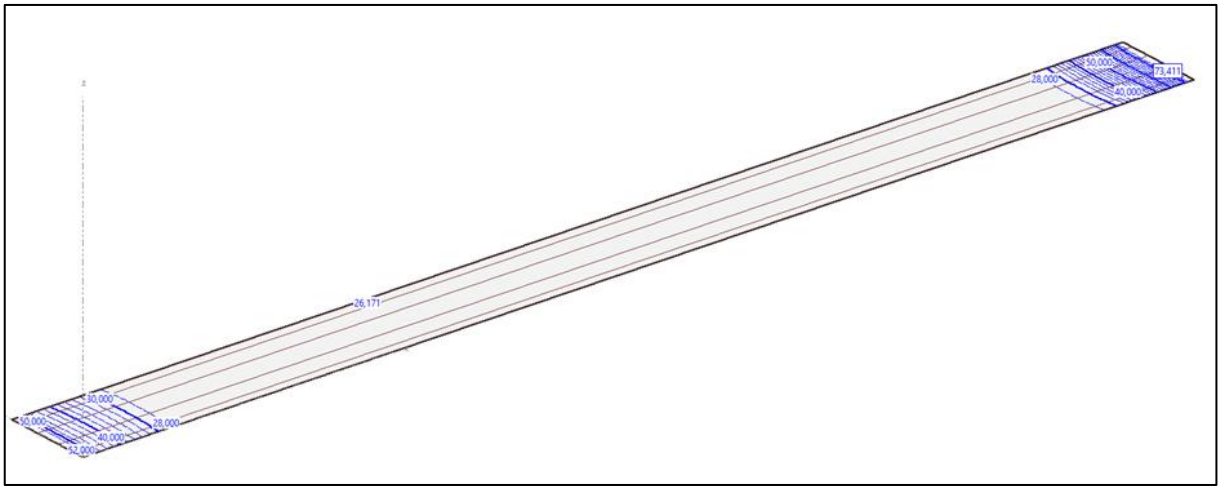


Figura 57. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m^2. Losa 0,35 m.

Esta comprobación se verifica en el apoyo de la placa sobre el terreno para el módulo de balasto considerado. Únicamente se excede en los extremos modelados, aproximadamente en los 75 cm cercanos a la junta, motivado por las condiciones de contorno que impone.

La deformación máxima de la placa bajo la acción del tranvía en estas zonas extremas es de 1,75 mm.

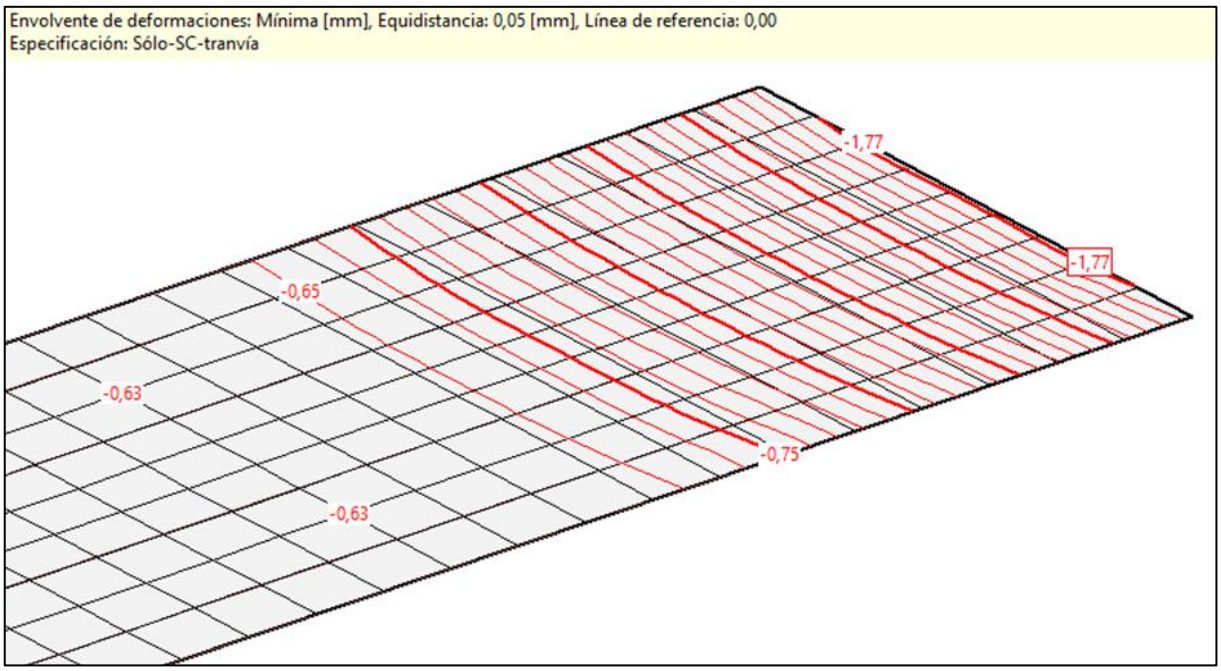


Figura 58. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,35 m.

Se considera que cumple con los criterios, pues el comportamiento uniforme bajo la placa de la vía verifica lo indicado en la normativa.

2.2.4.5. Verificación ELS fisuración

Para evaluar el ancho de la fisura, se utiliza el software FAGUS 9. Se consideran 55 mm de recubrimiento para los cálculos.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	76.0	-				

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	φ [-]		
!SLS	1/0	1						200.	1.	1.	1.			45.	0.		

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C25/30	2.2	0.35	-0.213	-6.6	1.00
C1	C25/30	0.	0.	0.837	0.	1.00
R4	B500B	1.89	0.3	-0.063	-12.7	1.00
R1	B500B	0.05	0.05	0.687	137.4	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	76.	14.6	0.370	3.0	0	64.33	25325.4	* 1710916.

* : Tangent stiffness

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.35 m	Compression zone (uncracked)	0.19 m
d	0.27 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	114218 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	76. kNm
A_s (in tension surface)	1696 mm²	Stress in reinforcement σ_s	137.4 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	12 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.412 o/oo
ρ_{eff}	1.485 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.29 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.12 mm**

Figura 59. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,35 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	-67.5	-				

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!SLS	1/0	1				200.	1.	1.	1.	45.	0.

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C25/30	0.	0.	-0.156	-4.8	1.00
C1	C25/30	2.2	0.35	0.876	0.	1.00
R1	B500B	0.05	0.05	-0.008	-1.6	1.00
R4	B500B	1.89	0.3	0.729	145.8	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-0.1	-67.5	4.9	0.304	-2.9	0	394.37	22886.29	* 1861041.

* : Tangent stiffness

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.35 m	Compression zone (uncracked)	0.16 m
d	0.26 m	h-d	0.09 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	82879 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	-67.5 kNm
A_s (in tension surface)	1244 mm²	Stress in reinforcement σ_s	145.8 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	12 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.437 o/oo
ρ_{eff}	1.501 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.29 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.12 mm**

Figura 60. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,35 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	-10,4	-				

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	φ [-]		
!SLS	1/0	1						200.	1.	1.	1.			45.	0.		

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	-0.5	0.	0.	-1.5	1.00
RQS	C25/30	0.5	0.35	0.3	0.	1.00
BOTTOM	B500B	-0.45	0.05	0.	-0.1	1.00
TOP	B500B	-0.45	0.3	0.2	46.4	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_{y_s} [km⁻¹]	χ_{z_s} [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-10.4	0.	0,1	-0,9	0	66.21	11186.96	* 160493.2

* : Tangent stiffness

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.35 m	Compression zone (uncracked)	0.175 m
d	0.3 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.044 m	$h_{c,eff}$	0.058 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_1	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	-10.4 kNm
A_s (in tension surface)	792 mm²	Stress in reinforcement σ_s	46.4 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	12 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.139 o/oo
ρ_{eff}	1.357 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.3 m
		Crack width w_k (7.8)	**0.04 mm**

Figura 61. Ancho de la fisura. Cara superior longitudinal. Losa 0,35 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	35.9	-				

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!SLS	1/0	1				200.	1.	1.	1.	45.	0.

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.35	-0.2	-5.	1.00
RQS	C25/30	-0.5	0.	1.	0.	1.00
TOP	B500B	-0.45	0.3	0.	-0.3	1.00
BOTTOM	B500B	-0.45	0.05	0.8	160.2	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_{y_1} [km⁻¹]	χ_{z_1} [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	35.9	0.	0.4	3.2	0	66.21	11186.96	* 160493.2

* : Tangent stiffness

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.35 m	Compression zone (uncracked)	0.175 m
d	0.3 m	h-d	0.05 m
Cover c	0.044 m	$h_{c,eff}$	0.058 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	35.9 kNm
A_s (in tension surface)	792 mm²	Stress in reinforcement σ_s	160.1 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	12 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.48 o/oo
ρ_{eff}	1.357 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.3 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.14 mm**

Figura 62. Ancho de la fisura. Cara inferior longitudinal. Losa 0,35 m.

En todos los casos, el ancho de fisura no supera el límite de 0,3 mm.

2.2.5. Diseño final

De acuerdo con las verificaciones realizadas anteriormente, el diseño final de la vía en placa debe ser el que se muestra en la figura y en planos del proyecto, con doble capa de Φ16/0,15.

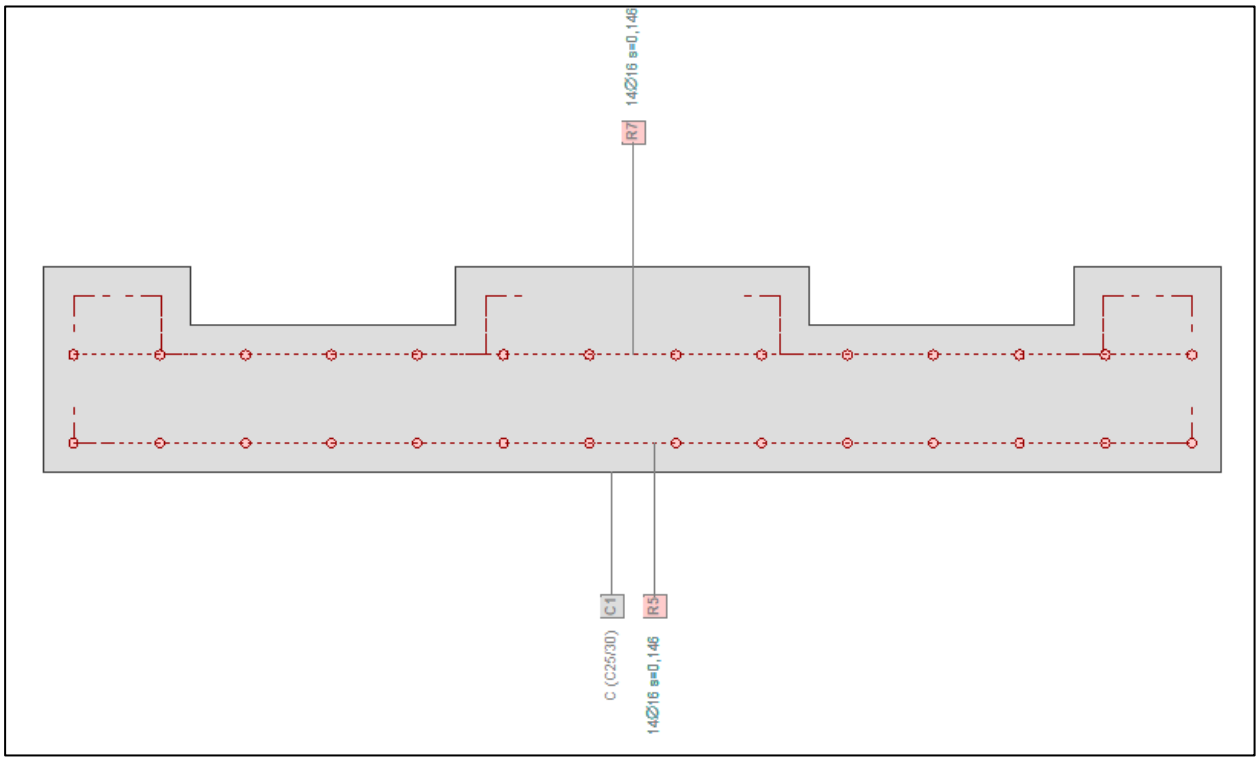


Figura 63. Sección transversal típica losa 0,35 m.

En los 5 m extremos de las losas de 35 cm de espesor es necesario disponer un refuerzo adicional de la cara superior de 7 ø16, como se muestra en la imagen:

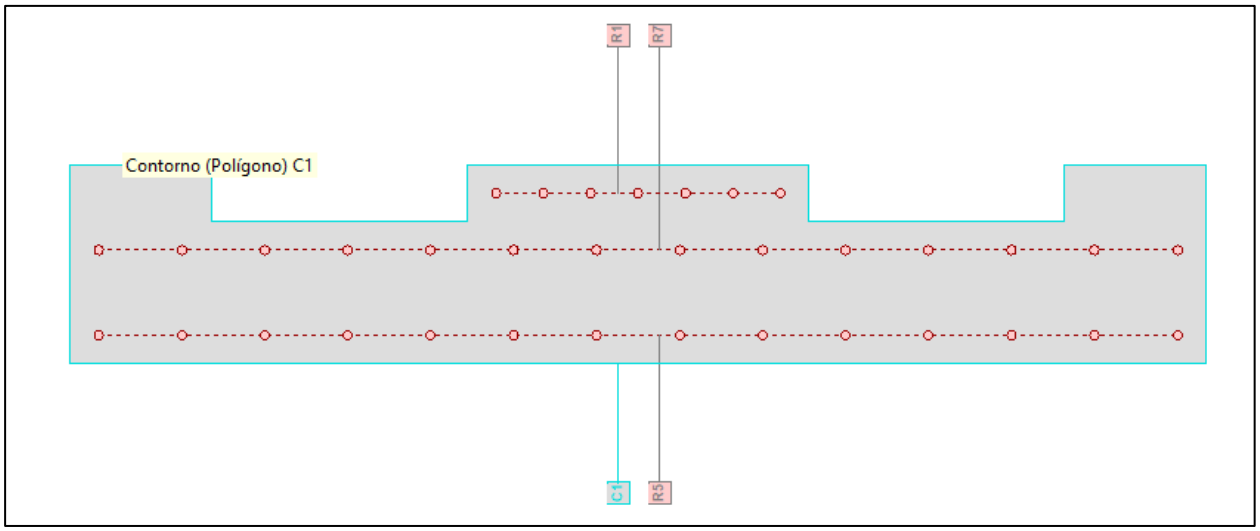


Figura 64. Sección transversal típica losa 0,35 m, en 5 m extremos.

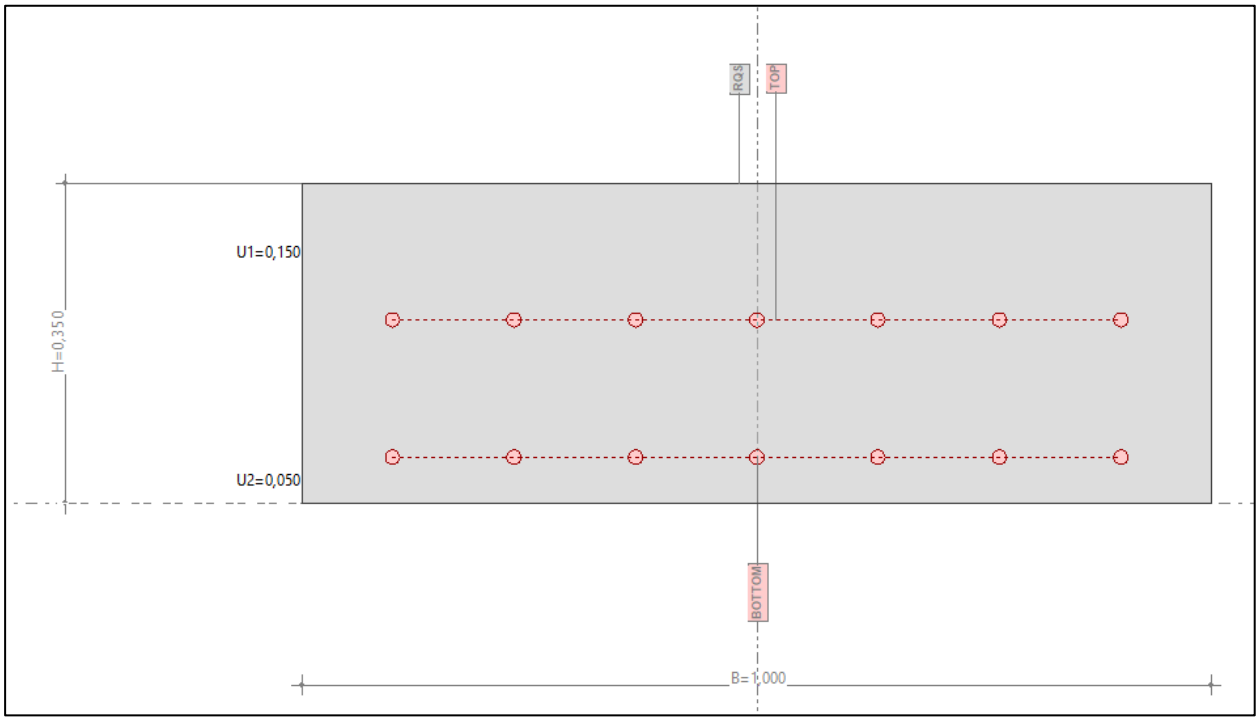


Figura 65. Sección longitudinal típica losa 0,35 m.

2.3. LOSA ESPESOR 0,5M

Continuando con un procedimiento similar al presentado anteriormente, se obtienen los siguientes resultados.

2.3.1. Modelo estructural

Una vez evaluado el modelo estructural, se deben considerar los siguientes valores para las verificaciones de diseño y fatiga.

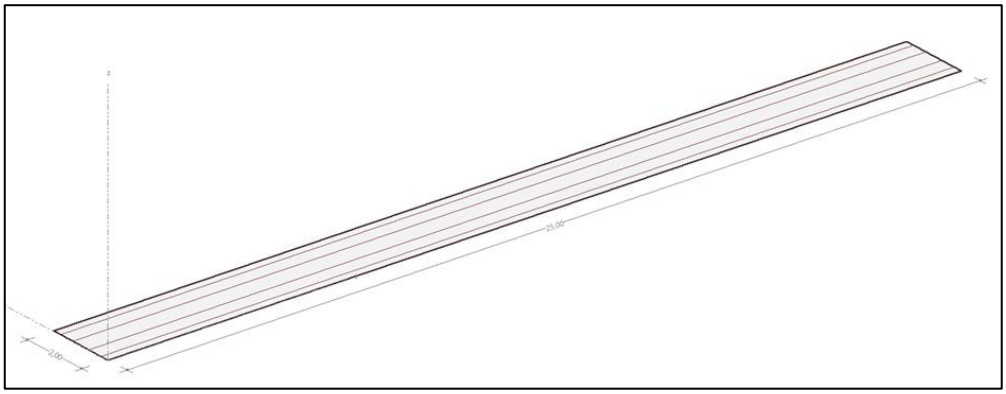


Figura 66. Modelo CEDRUS. Losa 0,50 m.

2.3.2. Cargas

Las cargas que afectan al cálculo estructural de la losa son las mismas especificadas en el apartado 2.2.2 del presente anexo.

2.3.3. Resultados del modelo

2.3.3.1. ELU

Para los casos de ELU se obtienen los siguientes resultados:

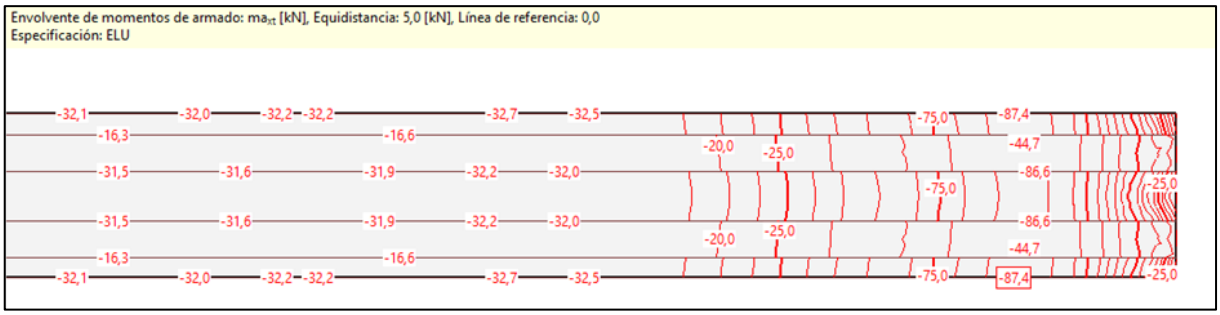


Figura 67. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.

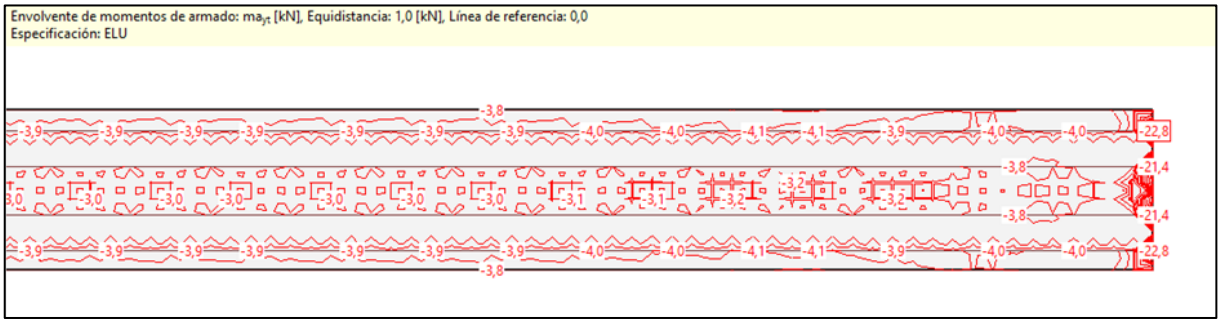


Figura 68. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.

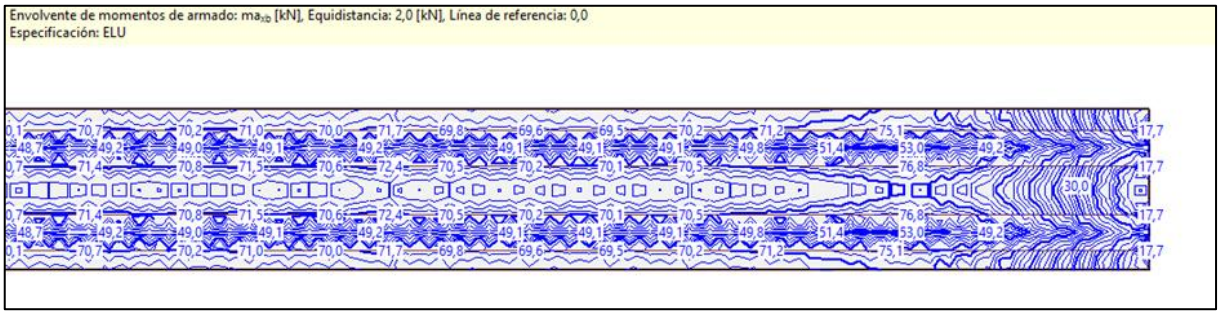


Figura 69. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

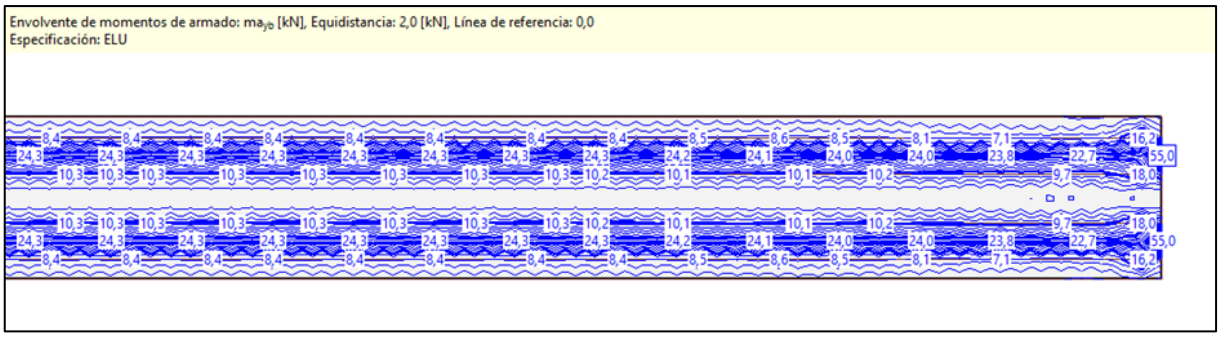


Figura 70. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

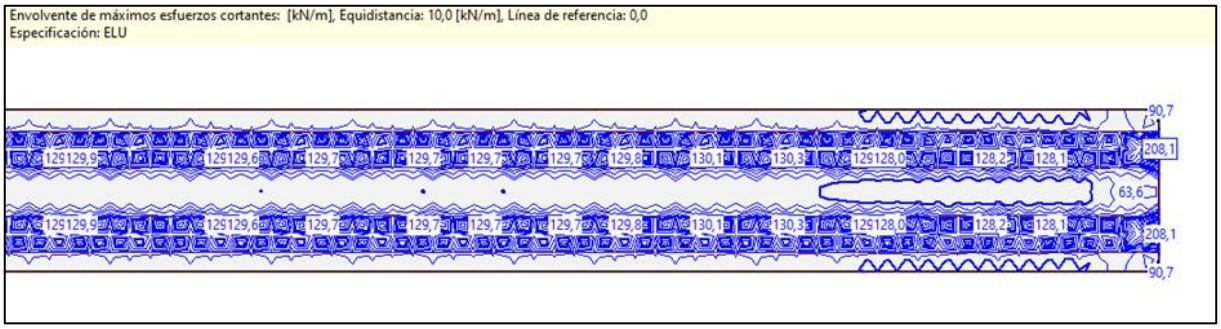


Figura 71. Esfuerzos cortantes en placa. Losa 0,50 m.

2.3.3.2. ELS

Para los casos ELS se obtienen los siguientes resultados:

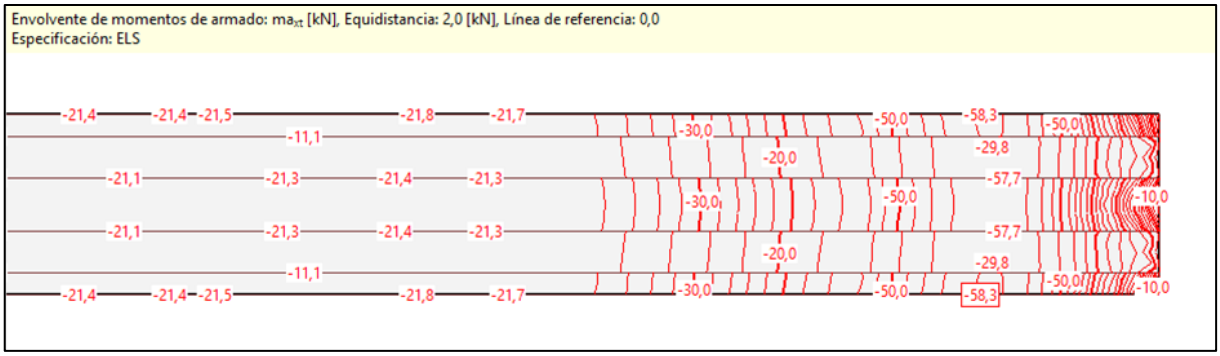


Figura 72. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.

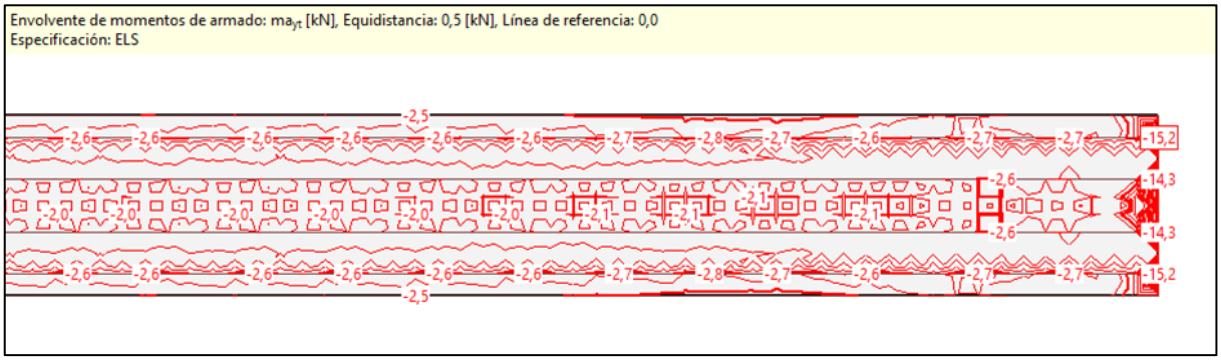


Figura 73. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.

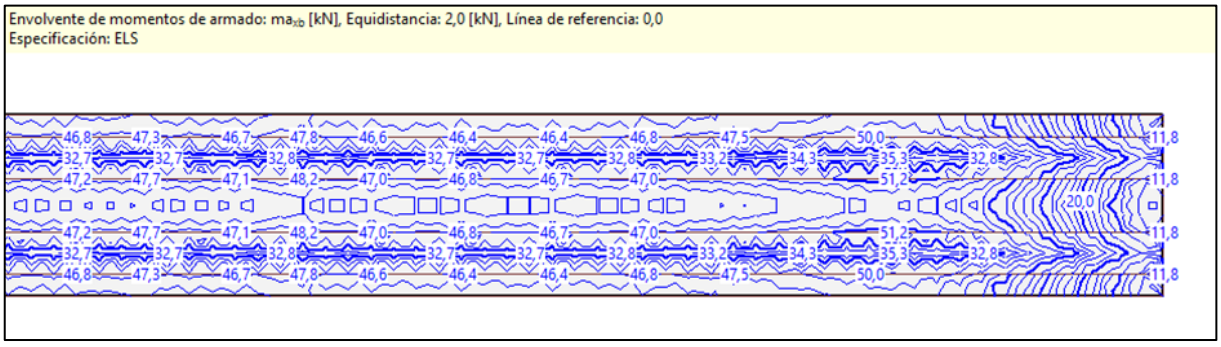


Figura 74. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

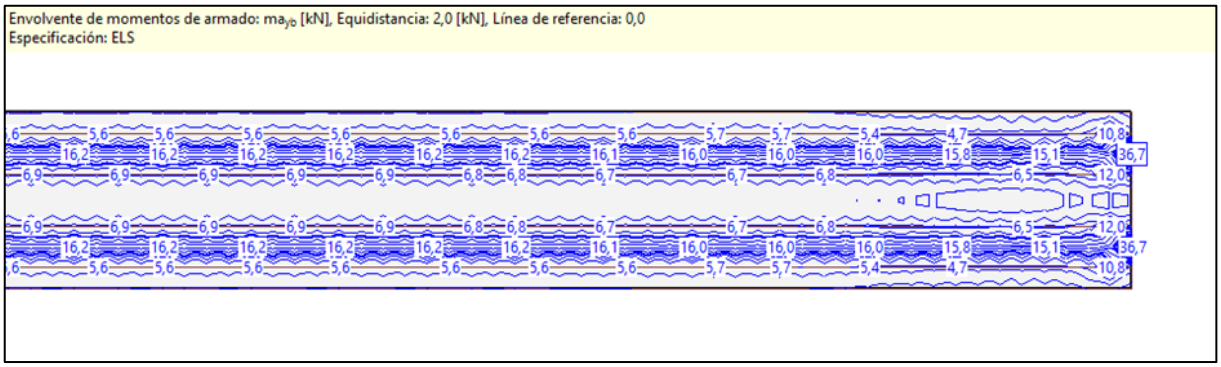


Figura 75. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

2.3.3.3. Cargas de fatiga

Para el análisis de cargas de fatiga solo se considera la acción de las cargas variables; A continuación, se muestran los resultados de las flexiones en la losa.

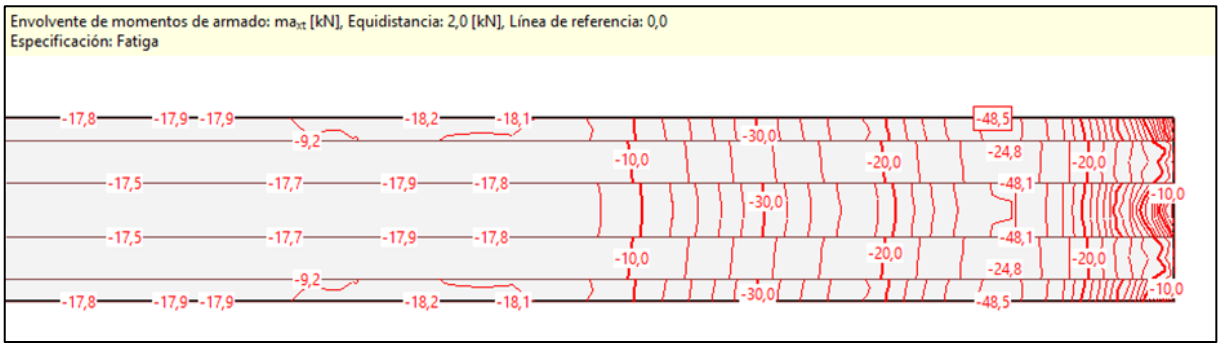


Figura 76. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.

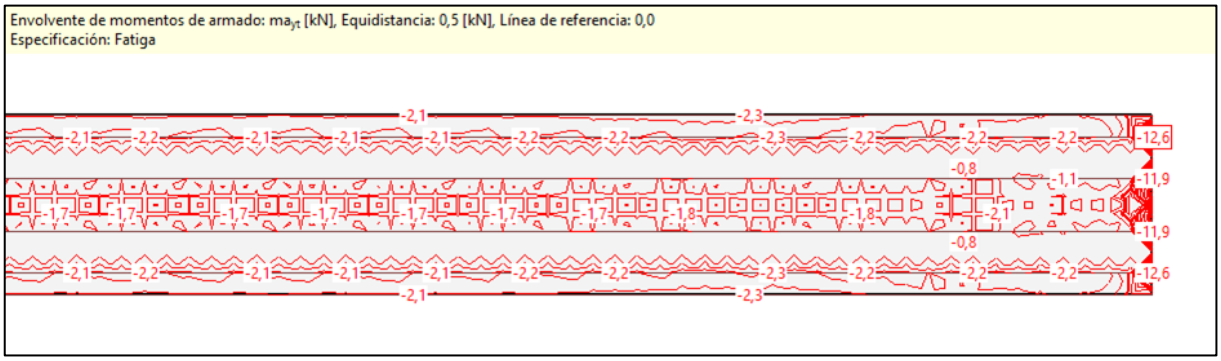


Figura 77. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.

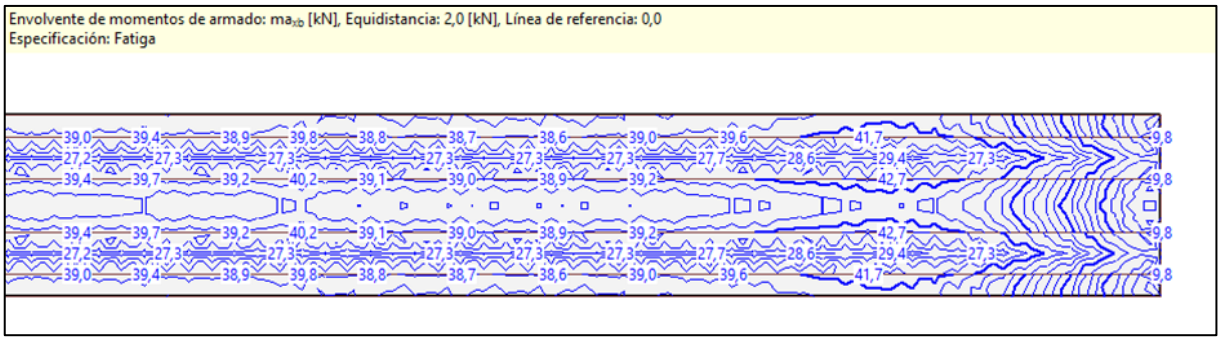


Figura 78. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

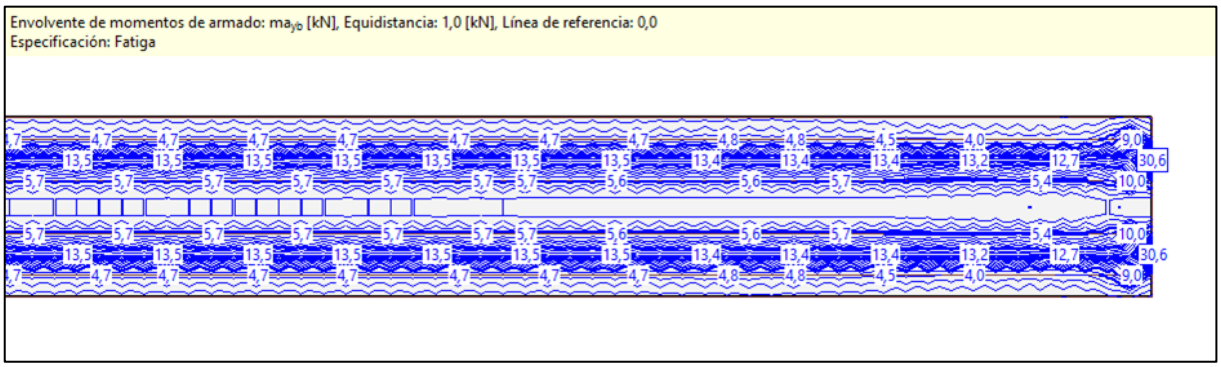


Figura 79. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

2.3.4. Análisis

Para todos los análisis, se utiliza el software de diseño de secciones de hormigón FAGUS 9.

El procedimiento para la determinación de los esfuerzos es el mismo que el aplicado en el punto precedente.

2.3.4.1. Verificación ELU flexión

Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.33 OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	!ULS		903.5	105.9	29.1	0.33					
2	!ULS		-1147.0	-84.8	-9.2	0.07					
3	!ULS		491.6	23.9	6.8	0.14					
4	!ULS		-1147.0	-84.8	-9.2	0.07					
5	!ULS		19.8	0	7.2	0.01					
6	!ULS		-28.9	-17.0	-4.5	0.01					
7	!ULS		872.5	110.3	29.6	0.33					
8	!ULS		-54.7	-97.9	-1.5	0.09					
9	!ULS		3.2	44.6	52.5	0.05					
10	!ULS		-113.2	0.5	-14.9	0.01					
11	!ULS		85.7	6.9	11.9	0.03					
12	!ULS		0.8	-22.3	-3.1	0.02					
13	!ULS		762.2	108.7	29.9	0.30					
14	!ULS		-168.9	-14.9	-0.8	0.01					
15	!ULS		45.2	4.2	10.1	0.02					
16	!ULS		-168.9	-14.9	-0.8	0.01					

Analysis parameters !ULS Standard: Eurocode EN

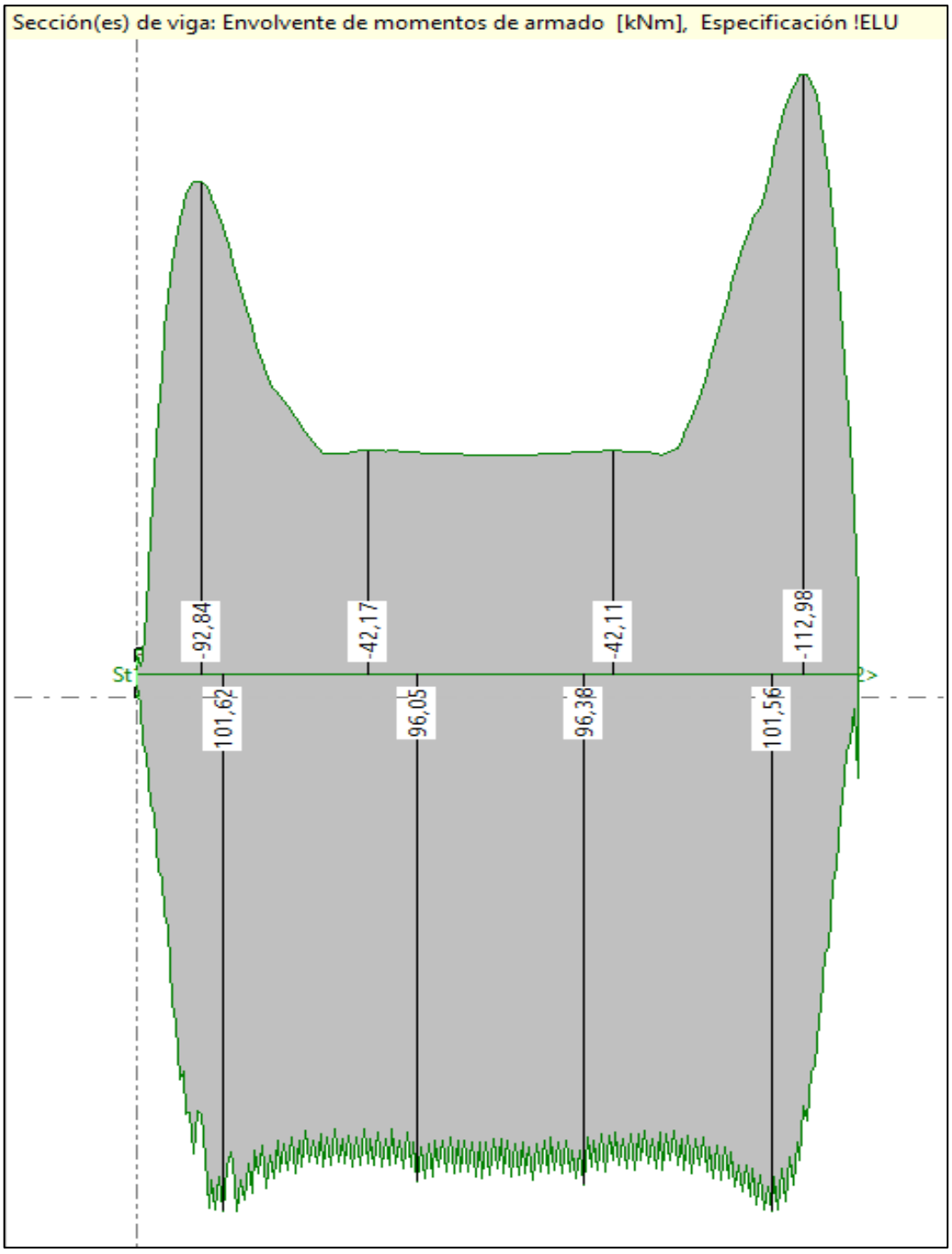
ID	σ-ε-diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	φ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15			45.	0.		

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 16)

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C25/30	0.	0.	-3.5	-14.2	1.76
C1	C25/30	3.	0.5	0.724	0.	1.76
R1	B500B	0.05	0.05	-3.081	-434.8	1.15
R4	B500B	2.95	0.45	0.305	61.	1.15

Figura 80. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,50 m.



☑ **Esfuerzos / Factores de eficiencia: eff(M,N)=0.18 OK**

No.	AP	P	Flexión y esfuerzo normal N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]
1	!ELU		0	101,6	-	0,18
2	!ELU		0	-103,0	-	0,16

Figura 81. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,50 m.

2.3.4.2. Verificación ELU cortante

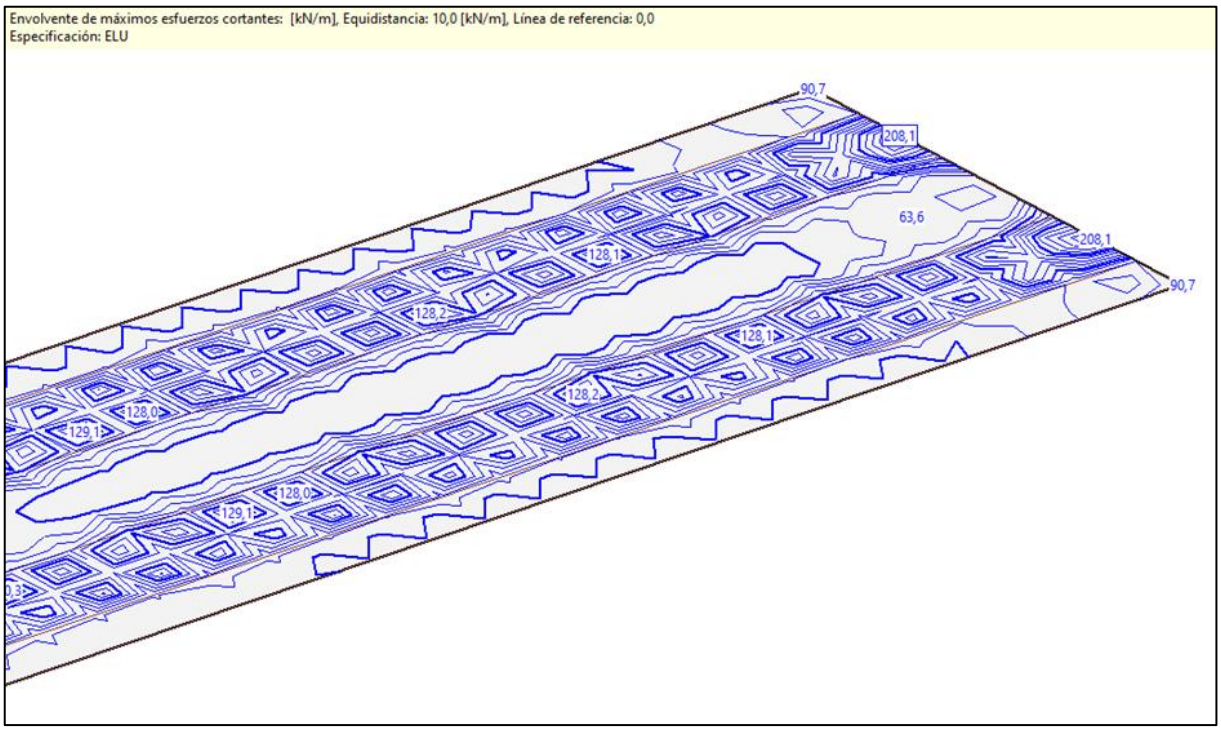


Figura 82. Esfuerzos cortantes. Losa 0,50 m.

Los valores del cortante de diseño son:

- $V_{típica}$: 129 kN
- $V_{extrema}$: 208 kN

Considerando:

$$\varphi V_n \geq Vu$$

$$\varphi(V_c + V_s) \geq V_u$$

$$\varphi V_s \geq V_u - \varphi V_c$$

Con:

$$\varphi = 0.6$$

$$V_c = 0{,}17\sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 382{,}5 \times b\ [kN]$$

- $f_{ck} = 25\ MPa$
- $b = 2{,}0$ m

$$\varphi V_c = 459{,}0\ \text{kN} > 208{,}0\ \text{kN}$$

No es necesario ningún refuerzo de corte.

2.3.4.3. Verificación ELU fatiga

Acero

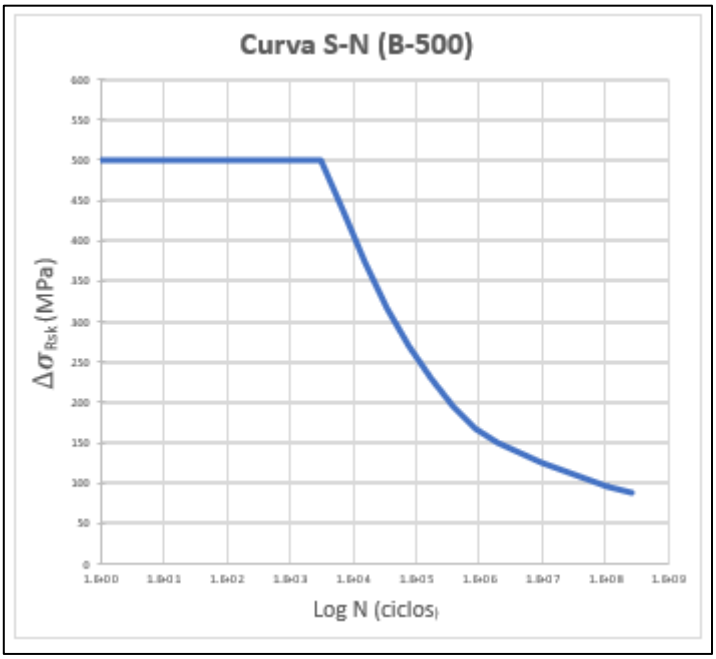


Figura 83. Curva S-N. Losa 0,50 m.

Como en el caso anterior, para el acero B500 y un nº de ciclos durante la vida útil de la estructura de 6.61e7, se determina la máxima carrera de tensiones admisible para la verificación a fatiga, que según la curva anterior es Ds_{Rsk} = 102,01 MPa. El valor máximo de la carrera de tensiones podrá ser 107 MPa.

Nº EJES	6,61 x 10^7
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N*)	102,01
$\gamma_{S,fat}$	1,15
$\gamma_{F,fat}$	1,00
MAX$\Delta\sigma_{S,equ}$ (N*)	88,70

Tabla 13. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. Losa 0,50 m.

Aplicando lo indicado en el apéndice NN.3, para calcular el rango de tensiones, para la losa de 50 cm obtenemos:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

- $\Delta\sigma_{s,71}$: rango de tensiones actuantes por el modelo 71.
- ϕ : factor de amplificación de cargas dinámicas.
- λ_s: coeficiente de corrección que tiene en cuenta la luz, volumen de tráfico, vida útil y vías múltiples.

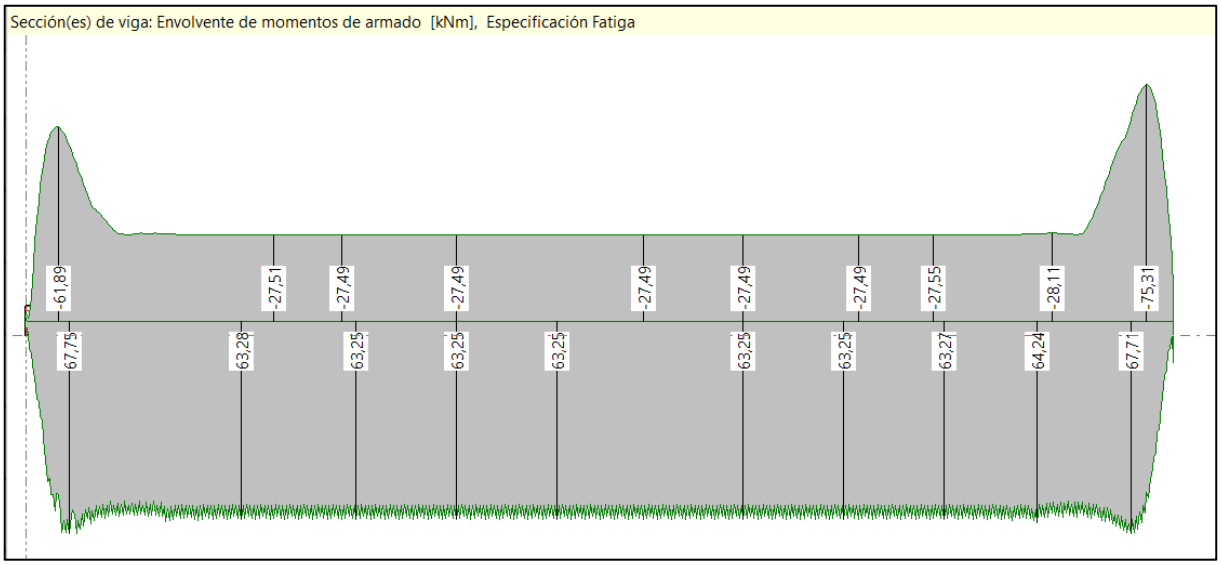


Figura 84. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,50 m.

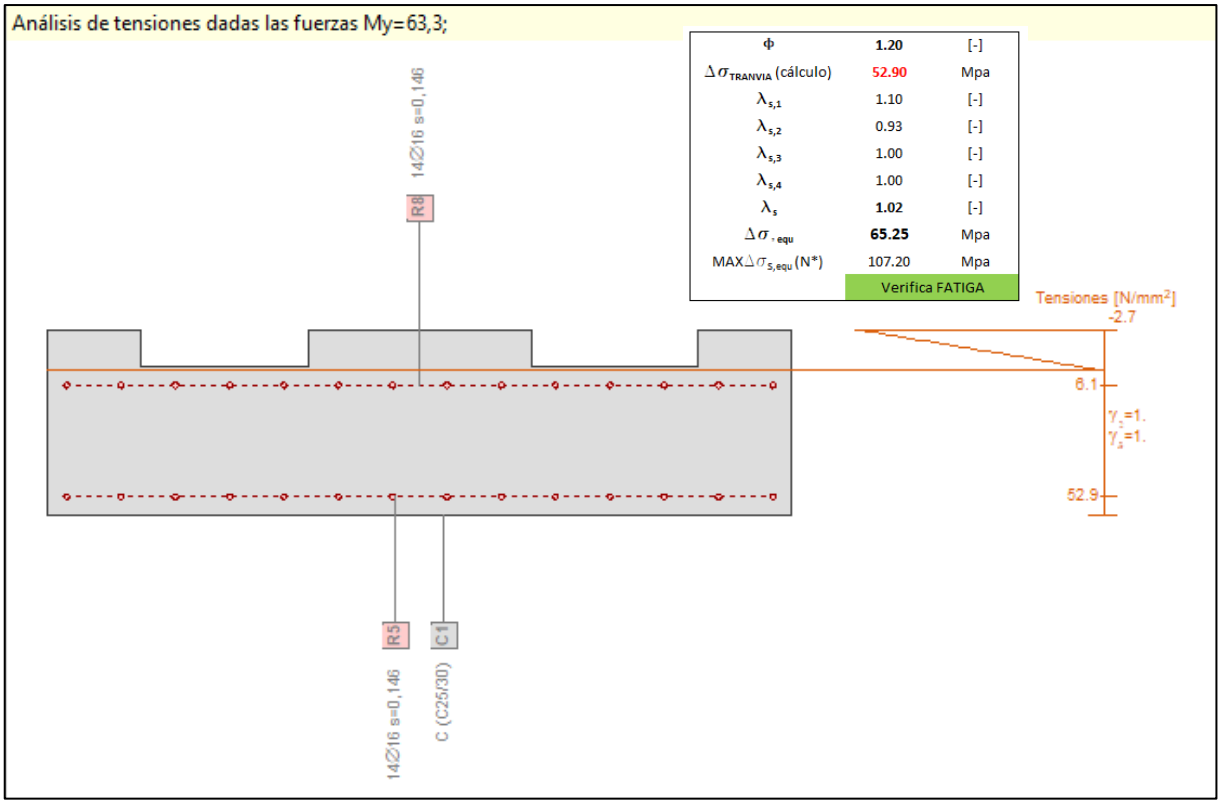


Figura 85. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,50 m.

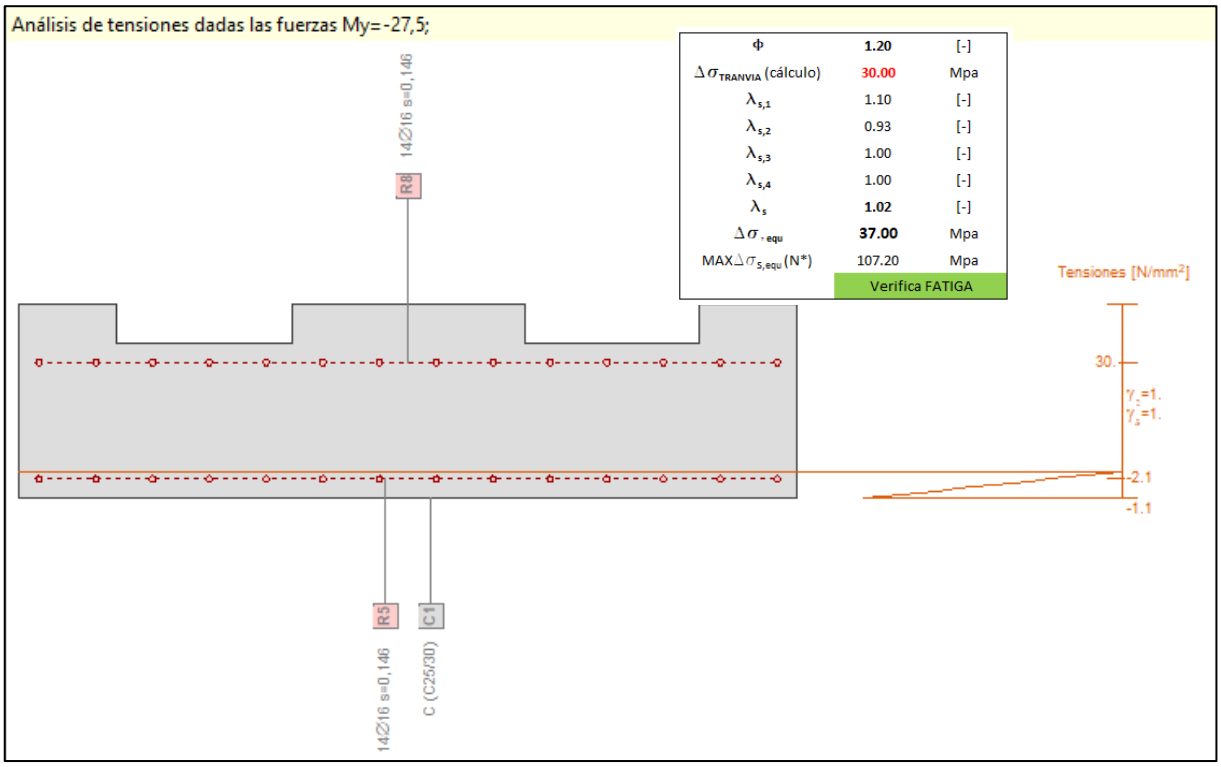


Figura 86. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,50 m.

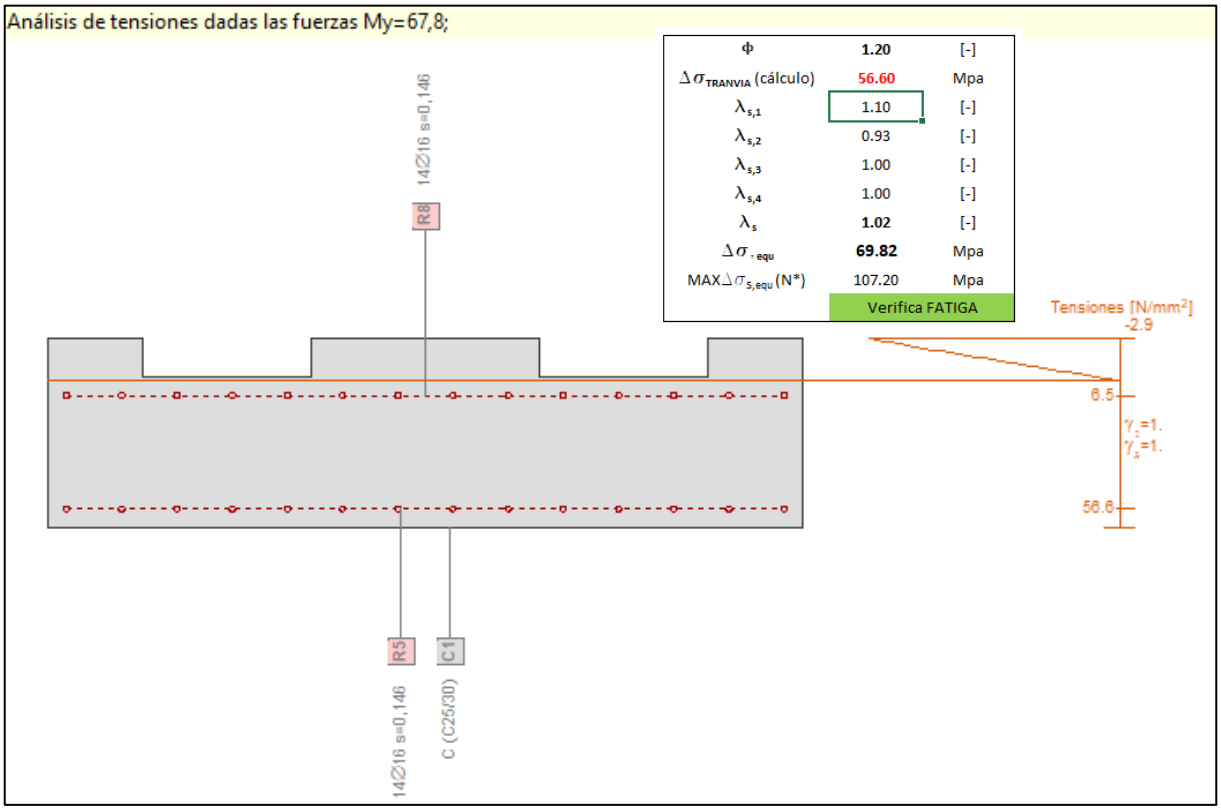


Figura 87. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,50 m.

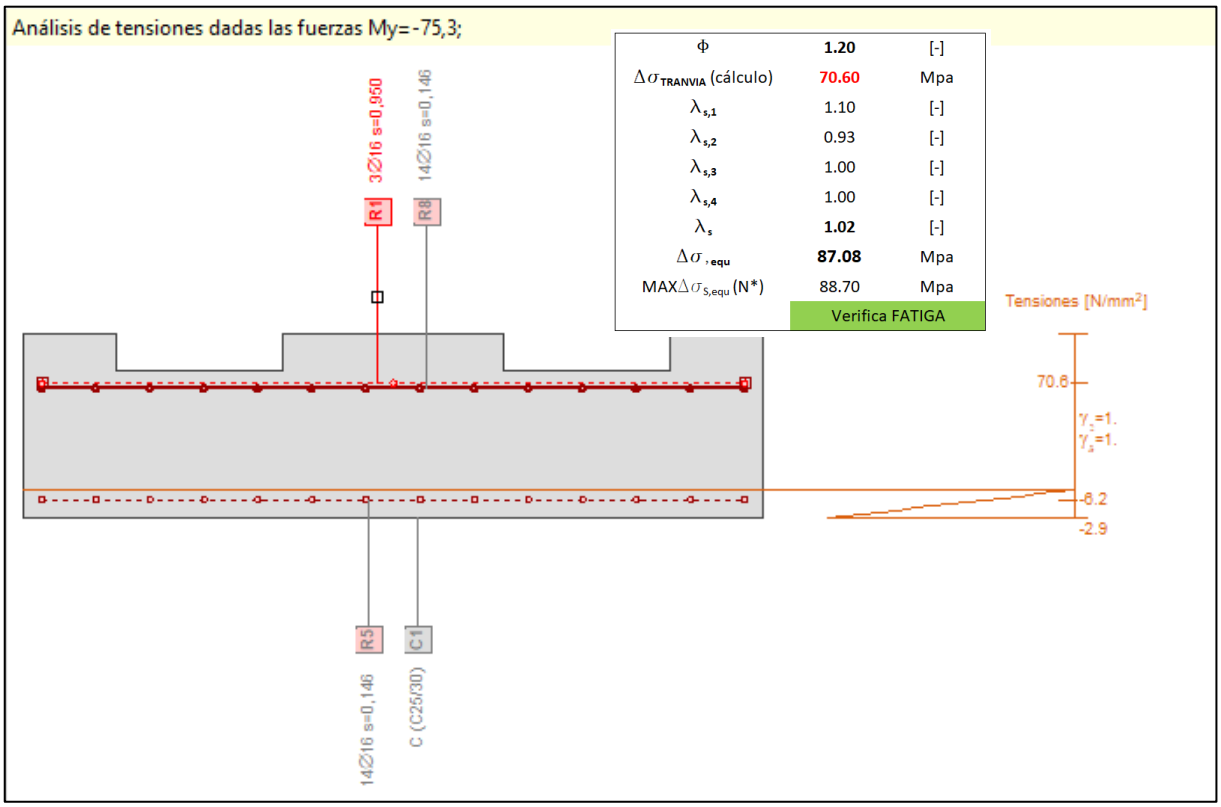


Figura 88. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,50 m.

Hormigón

Según lo estipulado en la norma UNE-EN 16432-1_2018-1,

"Para la compresión por fatiga del hormigón no es necesaria ninguna verificación si los esfuerzos máximos bajo cargas frecuentes están por debajo de 0,5 fck"

En este caso, 0,5 fck = **12,5 Mpa** = σc máx. admisible

Verificaciones de fatiga:

De los gráficos anteriores se obtienen las compresiones del hormigón debido a las cargas variables:

Sección típica de losa

Momento positivo; σ_c = 2,7 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Momento negativo: σ_c = 1,1 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Sección extremo de losa

Momento positivo; σ_c = 2,9 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Momento negativo: σ_c = 2,9 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Para todos los casos se verifica la comprobación de fatiga en el hormigón.

2.3.4.4. Tensión admisible en el terreno

Según lo estipulado en UNE EN 16432-1 capítulo 5.2.2.3 sobre las capacidades de carga, la presión del suelo no puede superar los 0,05 N/mm^2 (50 kN/m^2), por lo que debe verificarse.

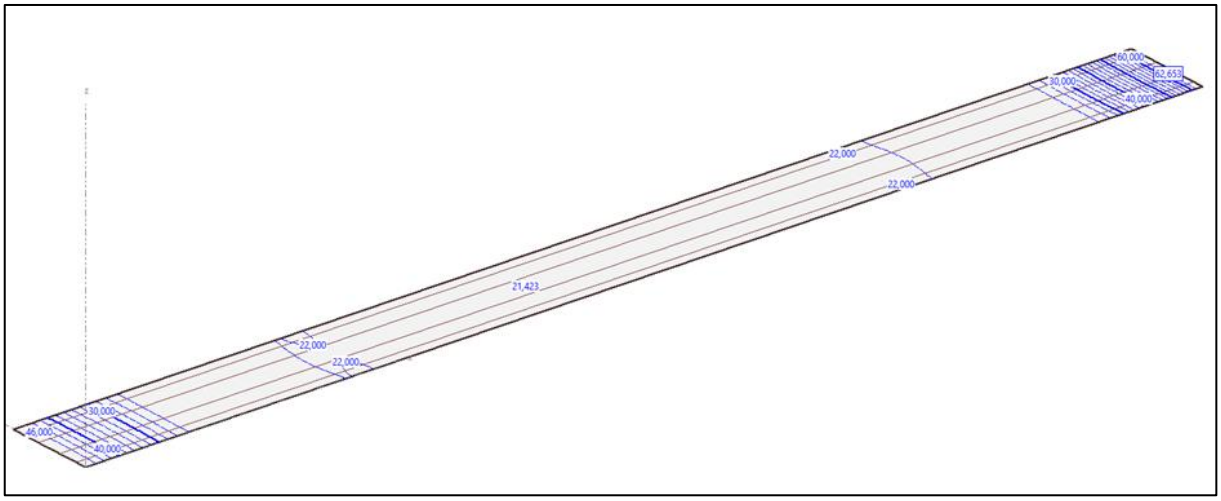


Figura 89. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m^2. Losa 0,50 m

Esta comprobación se verifica en el apoyo de la placa sobre el terreno para el módulo de balasto considerado. Únicamente se excede en los extremos modelados, aproximadamente en 75 cm en la zona de junta, motivado por las condiciones de contorno que ésta impone.

La deformación máxima de la placa bajo la acción del tranvía en estas zonas extremas es de 1,5 mm.

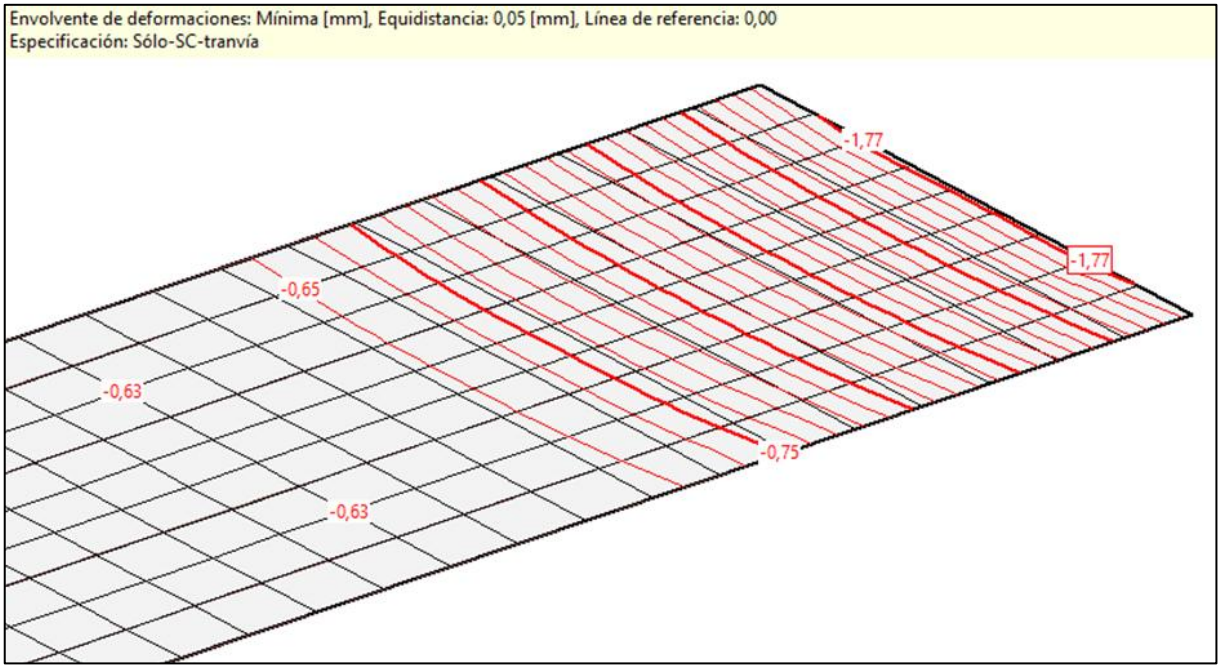


Figura 90. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,50 m

Se considera que cumple con los criterios, pues el comportamiento uniforme bajo la placa de la vía verifica lo indicado en la normativa.

2.3.4.5. Verificación ELS fisuración

Para evaluar el ancho de fisura, se utiliza FAGUS 9. Se consideran 55 mm de recubrimiento para los cálculos.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	76.0	0				

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	φ [-]		
!SLS	1/0	1						200.	1.	1.	1.			45.	0.		

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C25/30	0.	0.5	-0.05	-1.5	1.00
C1	C25/30	3.	0.	0.231	0.	1.00
R2	B500B	0.05	0.45	-0.022	-4.3	1.00
R1	B500B	0.63	0.05	0.203	40.6	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	$\sigma_{elas,c}$ [N/mm²]	
C1	1.	0.	0.5	-0.6	
C1	1.	3.	0.	0.6	

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-0.1	76.	0.	0.093	0.6	-0.0	808.84	135305.15	7960434.04

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.5 m	Compression zone (uncracked)	0.25 m
d	0.43 m	h-d	0.07 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.08 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	245422 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	76. kNm
A_s (in tension surface)	4222 mm²	Stress in reinforcement σ_s	40.6 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	16 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.122 o/oo
ρ_{eff}	1.72 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.3 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.04 mm**

Figura 91. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,50 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	-67.5	0				

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram c	s	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!SLS	1/0	1				200.	1.	1.	1.	45.	0.

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C25/30	0.	0.	-0.039	-1.2	1.00
C1	C25/30	3.	0.5	0.183	0.	1.00
R1	B500B	0.05	0.05	-0.017	-3.4	1.00
R4	B500B	2.16	0.45	0.161	32.2	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm²]	
C1	1.	0.	0.	-0.6	
C1	1.	3.	0.5	0.6	

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-67.5	0.	0.070	-0.4	-0.0	490.2	151664.99	14080060.1

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.5 m	Compression zone (uncracked)	0.25 m
d	0.42 m	h-d	0.08 m
Cover c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.08 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	222578 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	-67.5 kNm
A_s (in tension surface)	4021 mm²	Stress in reinforcement σ_s	32.2 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	16 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.097 o/oo
ρ_{eff}	1.807 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.29 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.03 mm**

Figura 92. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,50 m.

En todos los casos, el ancho de la fisura no supera el límite de 0,3 mm.

2.3.5. Diseño final

De acuerdo con las verificaciones realizadas anteriormente, el diseño final de la vía en placa debe ser el que se muestra en la figura y en los planos de proyecto con doble capa de Φ16/0.15; en los 5 m extremos se disponen 3 Φ16 en el plano superior de armado.

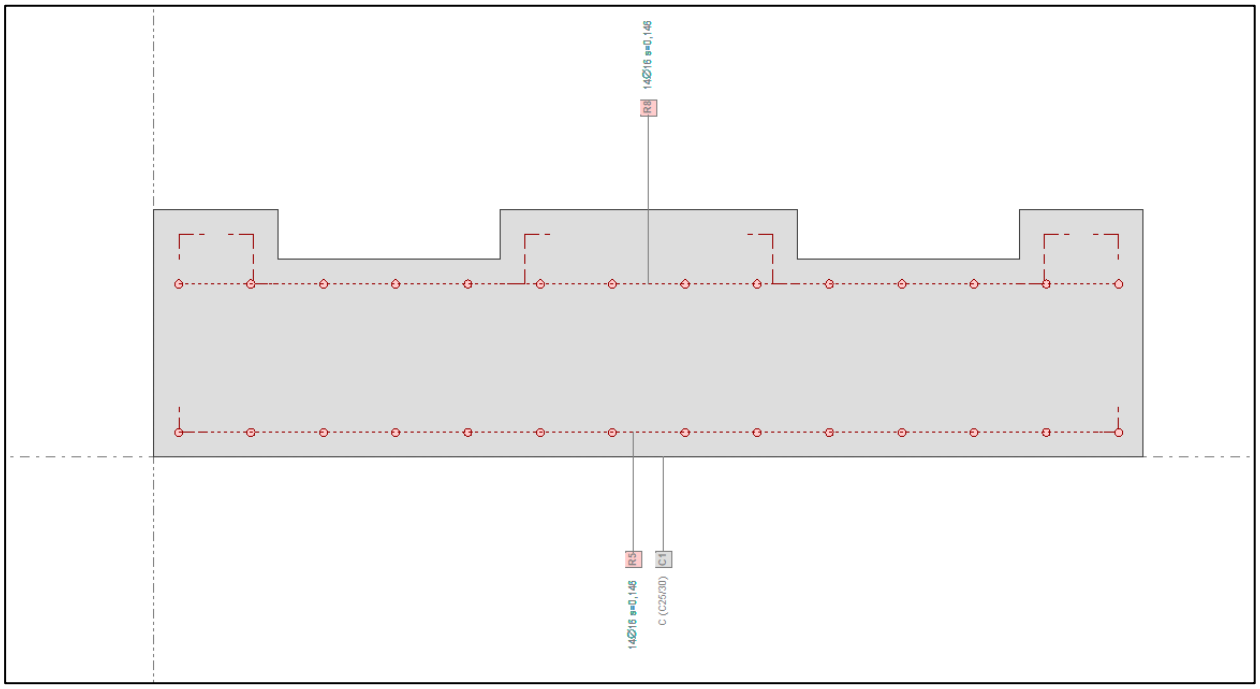


Figura 93. Sección transversal típica losa 0,50 m.

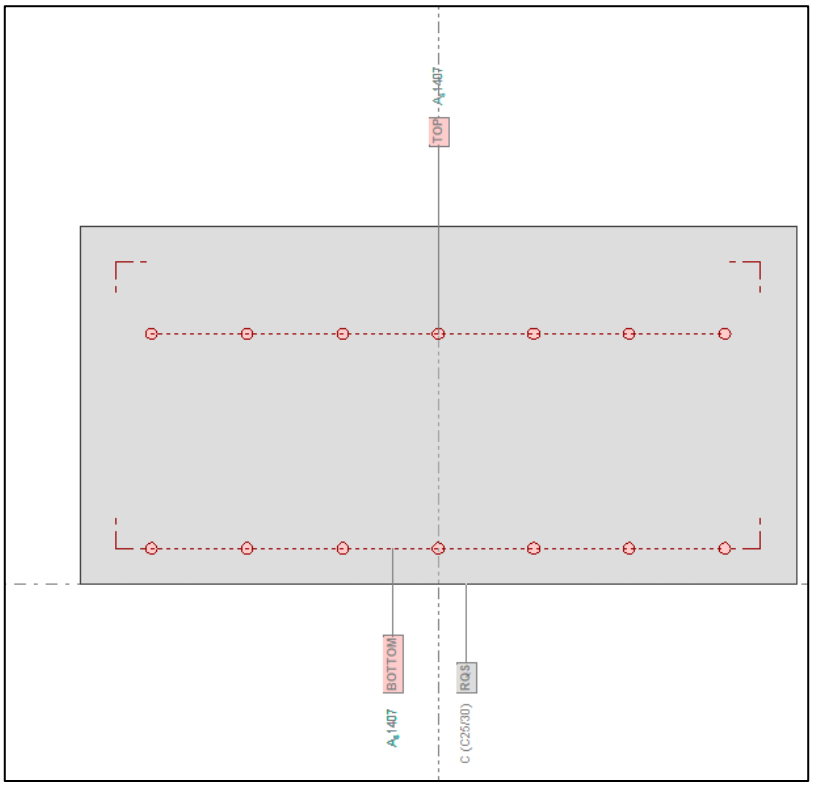


Figura 94. Sección longitudinal típica losa 0,50 m.

2.4. VÍA EN PLACA SOBRE PUENTE EXISTENTE EN AVENIDA ZABALGANA

2.4.1. Modelo estructural

En el presente apartado se verifica el diseño de la vía en placa por el que pasará el tranvía sobre el puente existente de Zabalgana. La comprobación estructural del propio puente existente se realiza en el Anejo de Estructuras. Así, se genera un modelo SAP2000 y se hace pasar por encima la carga móvil correspondiente al tranvía.

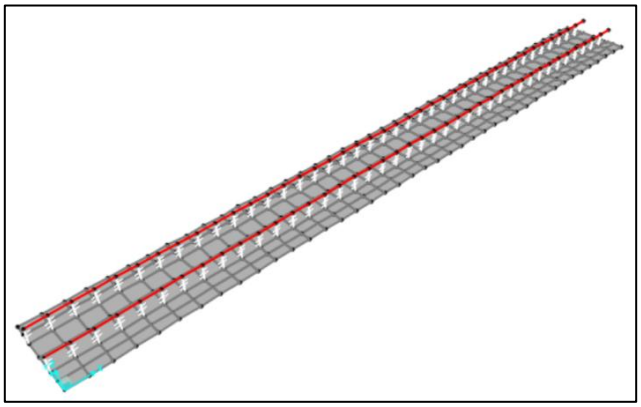


Figura 95. Modelo SAP2000. Vía en placa en el puente.

El modelo consiste en la vía en placa como una sección tipo "*Shell-Thin*" el cual tiene los carriles unidos mediante Links rígidos. Bajo la sección tipo área se dispone de apoyos tipo "*Area springs*" de valor Kz = 125.925.926 kN/m/m^2 que actúa por debajo y únicamente en compresión, asimilando el modelo Winkler mencionado anteriormente.

2.4.2. Cargas

Cargas de tren

El paso del tranvía se define de la siguiente manera:

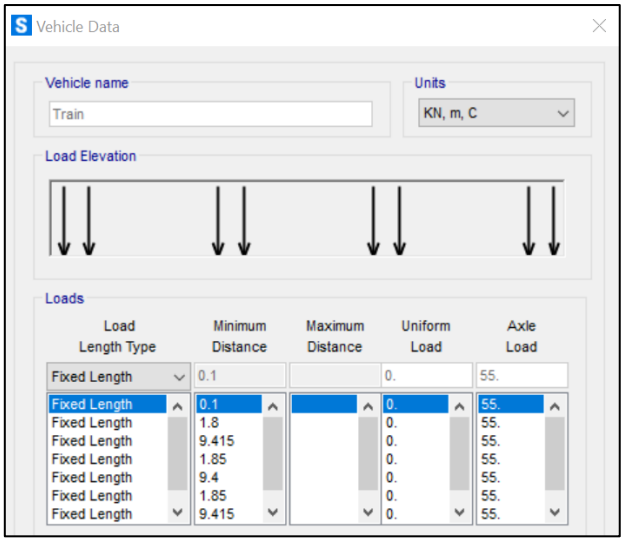
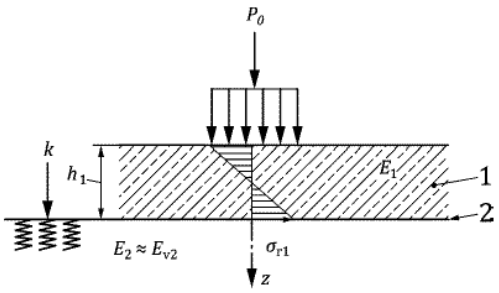


Figura 96. Modelo de cargas axiales del tren. Vía en placa en el puente.

Para el cálculo de la vía en placa es necesario considerar el apoyo del puente como el modelo elástico mediante un coeficiente de balasto. Para esto se busca determinar características en el hormigón, siguiendo el cálculo que aparece en UNE EN 16432-2:

B.1.3.2 Módulo de balasto k [N/mm³] para viga o losa/pavimento sobre la subestructura



Leyenda
1 Viga o losa/pavimento de hormigón
2 Capa o subestructura granular no tratada

Figura B.3 – Modelo de losa/pavimento

$$k = \frac{E_2}{h_1^*} \text{ in } \left[\text{N / mm}^3\right] \quad \text{(B.3)}$$

La altura equivalente [mm] de la viga o losa/pavimento con la misma capacidad portante que el semiespacio que se encuentra por debajo es igual a h_1*:

$$h_1^* = c \times h_1 \times \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \text{ in } \left[\text{mm}\right] \quad \text{(B.4)}$$

Figura 97. Módulo de balasto viaducto.

Donde:

- h_1 el espesor efectivo [mm] de la viga o de la losa/pavimento.
- E_1 es el módulo de Young [N/mm²] de la viga o de la losa/pavimento.
- E_2 es el módulo de Young [N/mm²] del material granular no tratado o de la subestructura.
- $c = 0{,}90$ para capas de asfalto y para capas no ligadas.

Obteniendo un valor de balasto vertical bajo la vía en placa de:

VÍA EN PLACA		
E_1	34.000	N/mm²
h_1	300	mm
Puente		
c	0,9	
E_2	34.000	N/mm²
h_1*	270,00	
k	**125,92**	**N/mm³**

Tabla 14. Parámetros y cálculo de k viaducto.

2.4.3. Resultados del modelo

2.4.3.1. ELU

Para los casos de ELU se obtienen los siguientes resultados:

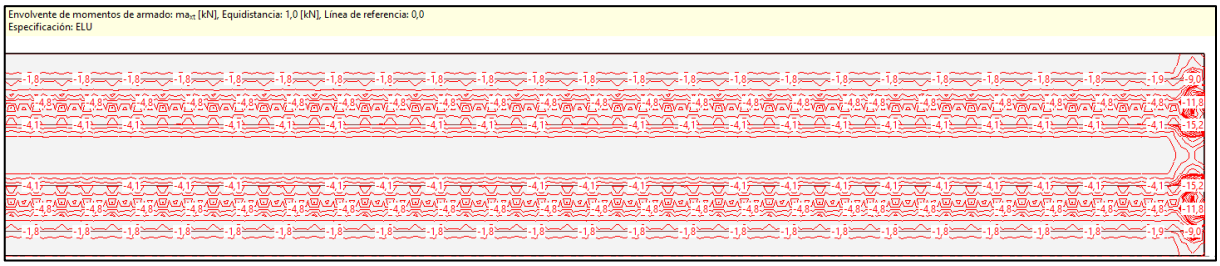


Figura 98. Momentos longitudinales armado cara superior. Vía en placa en el puente.

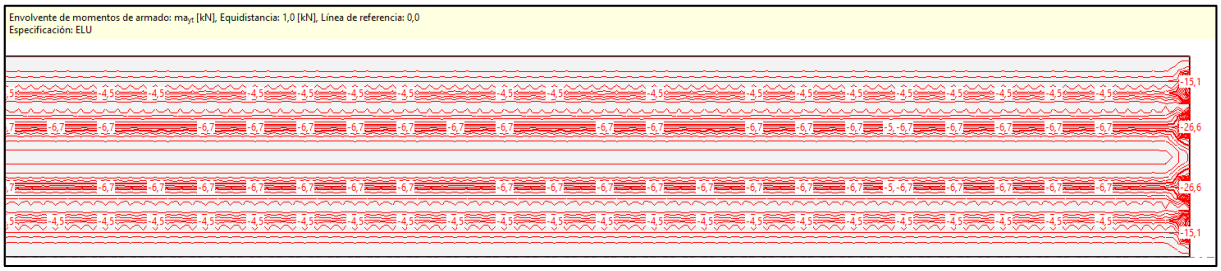


Figura 99. Momentos transversales armado cara superior. Vía en placa en el puente.

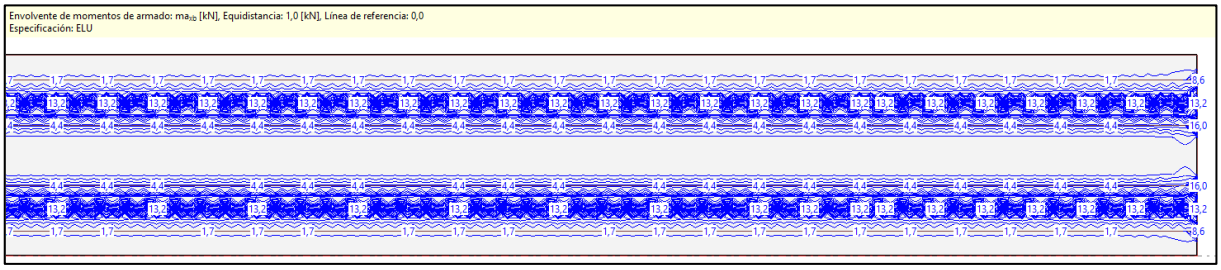


Figura 100. Momentos longitudinales armado cara inferior. Vía en placa en el puente.

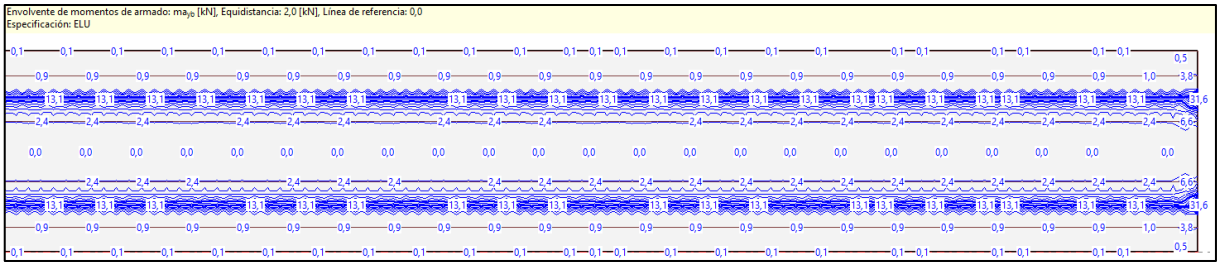


Figura 101. Momentos transversales armado cara inferior. Vía en placa en el puente.

2.4.3.2. ELS

Para los casos ELS se obtienen los siguientes resultados:

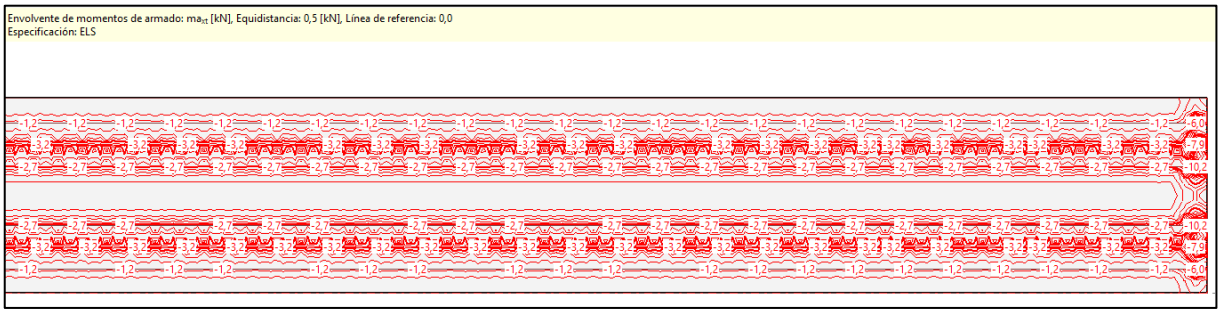


Figura 102. Momentos longitudinales armado cara superior. Vía en placa en el puente.

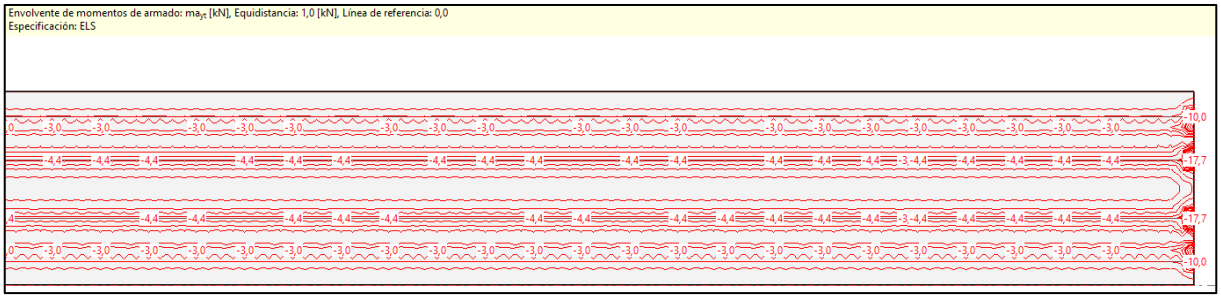


Figura 103. Momentos transversales armado cara superior. Vía en placa en el puente.

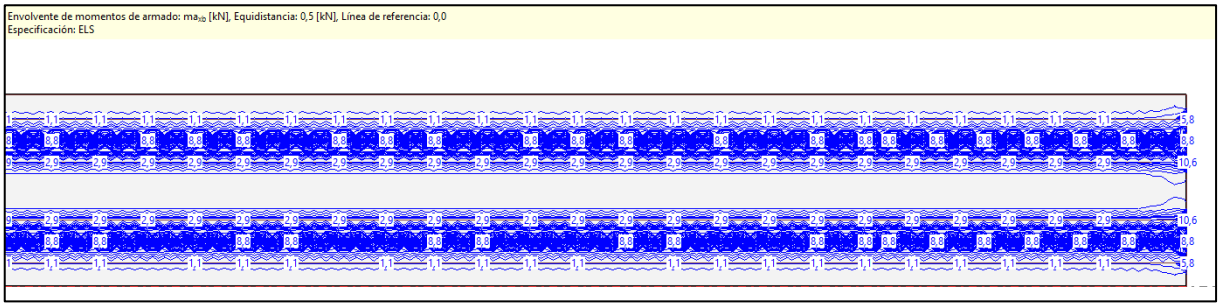


Figura 104. Momentos longitudinales armado cara inferior. Vía en placa en el puente.

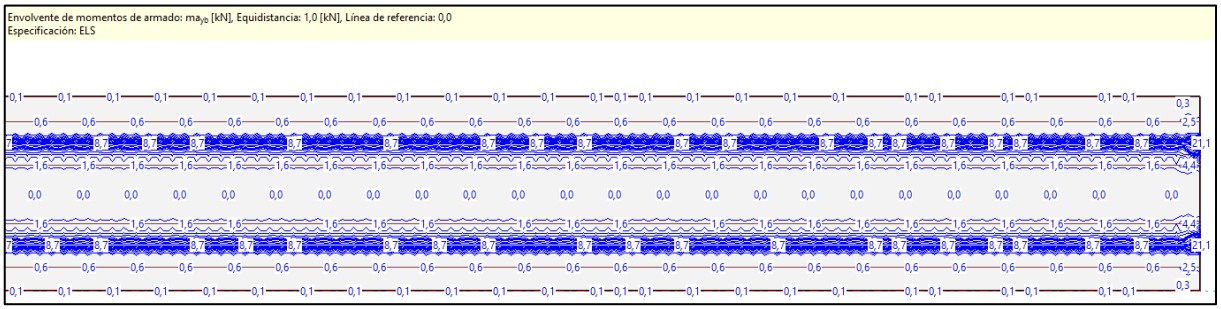


Figura 105. Momentos transversales armado cara inferior. Vía en placa en el puente.

2.4.3.3. Cargas de fatiga

Se considerarán para el análisis de fatiga solo las acciones de las cargas vivas tal como se muestran a continuación.

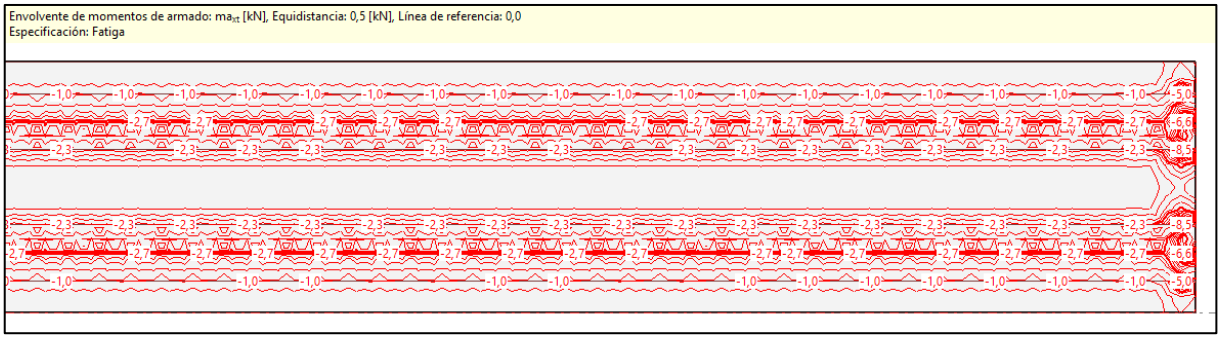


Figura 106. Momentos longitudinales armado cara superior. Vía en placa en el puente.

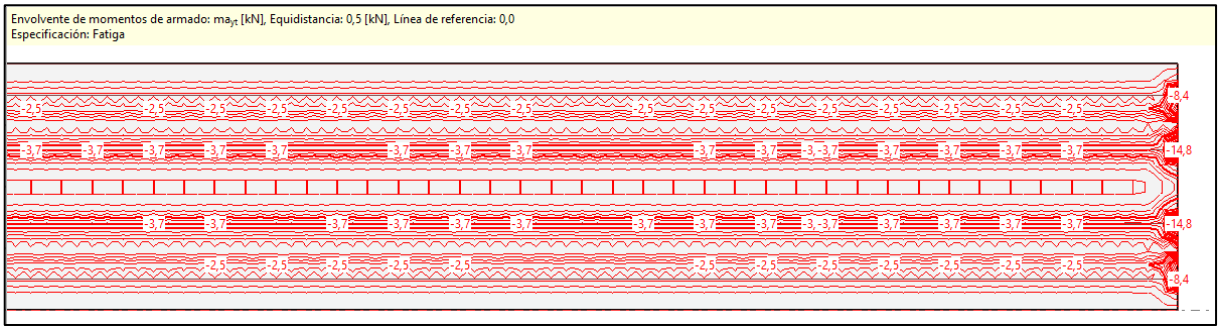


Figura 107. Momentos transversales armado cara superior. Vía en placa en el puente.

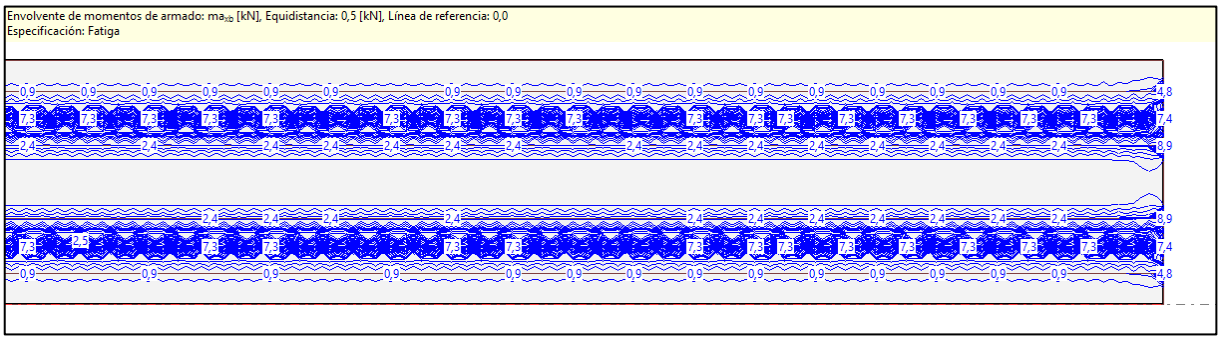


Figura 108. Momentos longitudinales armado cara inferior. Vía en placa en el puente.

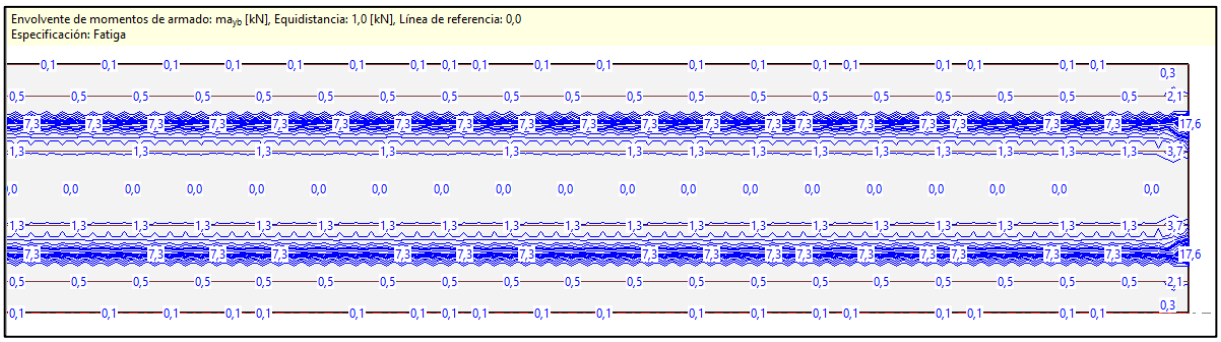


Figura 109. Momentos transversales armado cara inferior. Vía en placa en el puente.

2.4.4. Análisis

Para todos los análisis, se utiliza el software de comprobación de secciones FAGUS 9.

2.4.4.1. Verificación ELU flexión

Se obtiene como valor de diseño Mu = 19,8 kN-m, lo que para una sección de espesor 0,25 m requiere un armado de 2,06 cm^2/m, lo que no supera el armado mínimo.

Finalmente es necesario disponer de ø8/0,15 (3,35 cm^2/m).

Action forces / Efficiency: eff(M,N)=0.84 OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	!ULS		0	-4.2	-	0.84					
2	!ULS		0	19.8	-	0.54					

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !ULS Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ-ε c	s			Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]			Various parameters θ [-]	φ [-]		
!ULS	2/0	1			-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15			45.	0.		

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 2)

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.25	-1.925	-14.1	1.76
RQS	C25/30	-0.5	0.	23.569	0.	1.76
BOTTOM	B500B	-0.5	0.04	20.	434.8	1.15

Figura 110. Análisis de flexión de la sección transversal. Vía en placa en el puente.

2.4.4.2. *Verificación ELU fatiga*

Se aplica la metodología comentada en los puntos precedentes, si bien en este caso el número de ciclos corresponderá únicamente a los originados por el paso de los tranvías sobre el tablero, ya que la vía en placa estará restringida a este tipo de vehículos.

Acero

En consecuencia, aplicado a las curvas de fatiga S-N, la carrera de tensiones resistente del acero, para 5,61 x 10^7 ciclos es de 103,89 MPa.

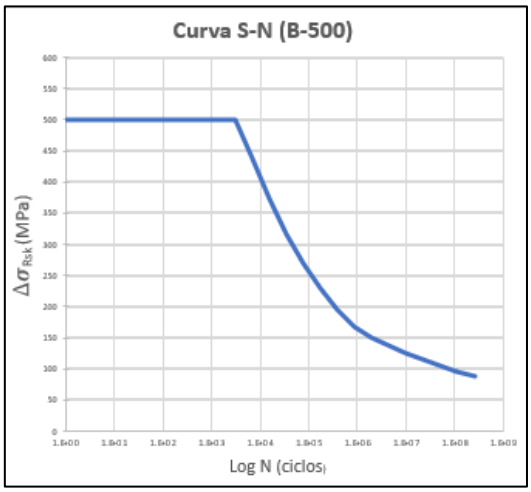


Figura 111. Curva S-N. Vía en placa en el puente.

A continuación, se muestran los valores obtenidos de los cálculos:

VEHÍCULOS	CICLOS	Log (CICLOS)	Log (S)	DS_{RSK} (MPa)
Trenes	5,61 x 10^7	7,75	2,02	103,89

Tabla 15. Datos particulares Curva S-N. Vía en placa en el puente.

Por ello, el desarrollo del cálculo se realiza como se indica en este anexo, que busca el cumplimiento de la ecuación:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Dónde:

- Δ_{Ss}: es el rango de tracción del acero bajo las cargas actuantes.
- $\Delta\sigma_{Rsk}$ (n) es el rango de tensión relevante a n ciclos obtenido a partir de una función característica de resistencia a la fatiga.

Resultando el valor máximo siguiente:

Nº EJES	5,61 x 10^7
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N*) (MPa)	103,89
$\gamma_{S,fat}$	1,15
$\gamma_{F,fat}$	1,00
MAX$\Delta\sigma_{S,equ}$ (N*) (MPa)	90,34

Tabla 16. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible.

Se considera disponer armadura sólo en la cara inferior de la losa de valor ø16 a 0,20 m.

Los recubrimientos considerados para las barras longitudinales son de 50 mm.

Aplicando lo indicado en el apéndice NN.3, para calcular el rango de tensiones en el acero, para la losa de 25 cm obtendremos:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

- $\Delta\sigma_{s,71}$: rango de tensiones actuantes por el modelo 71.
- ϕ : factor de amplificación de cargas dinámicas.
- λ_s: coeficiente de corrección que tiene en cuenta la luz, volumen de tráfico, vida útil y vías múltiples.

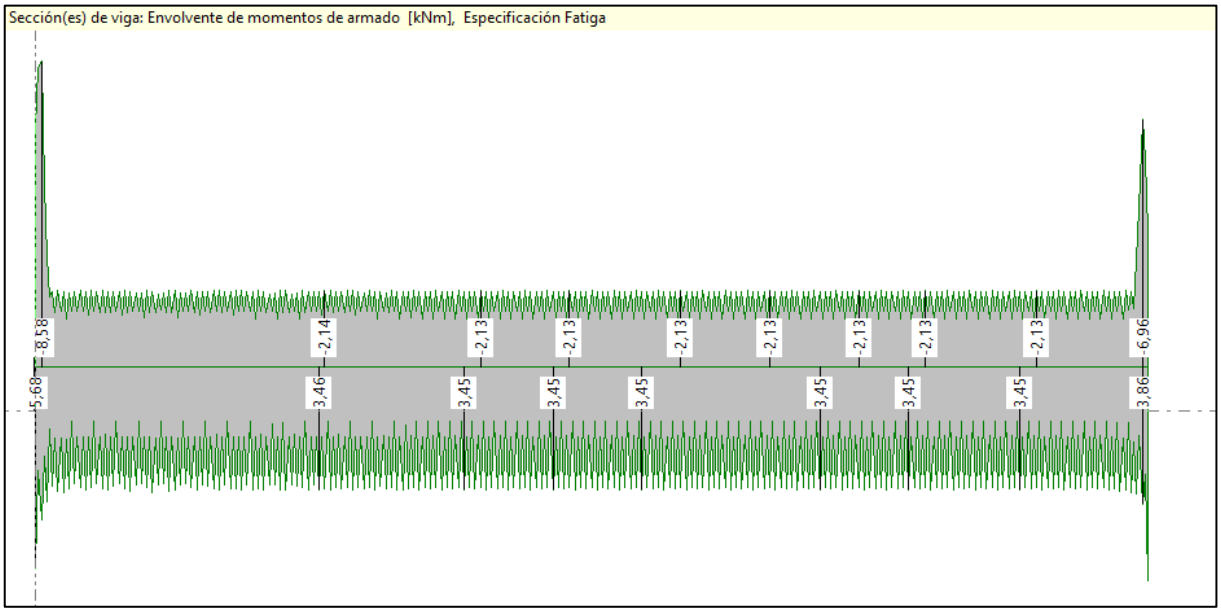


Figura 112. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Vía en placa en el puente.

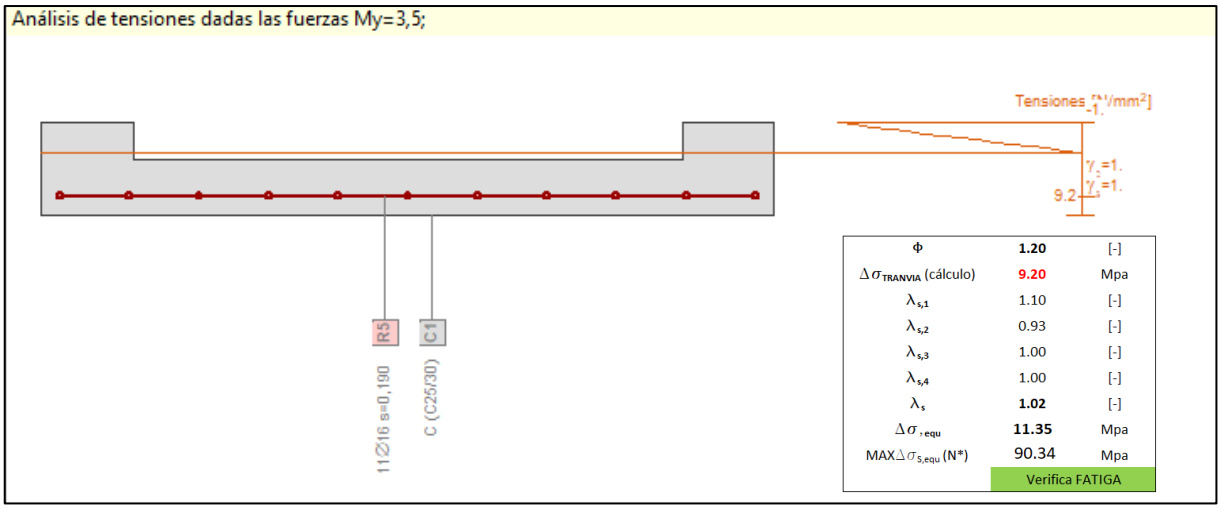


Figura 113. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Vía en placa en el puente.

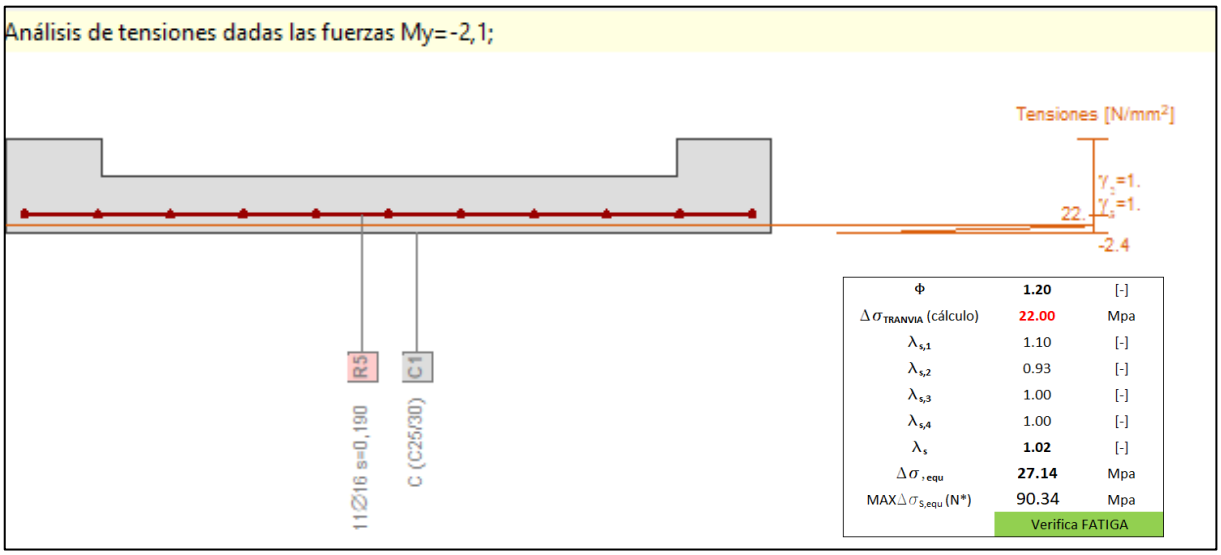


Figura 114. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Vía en placa en el puente.

Secciones extremos de losa:

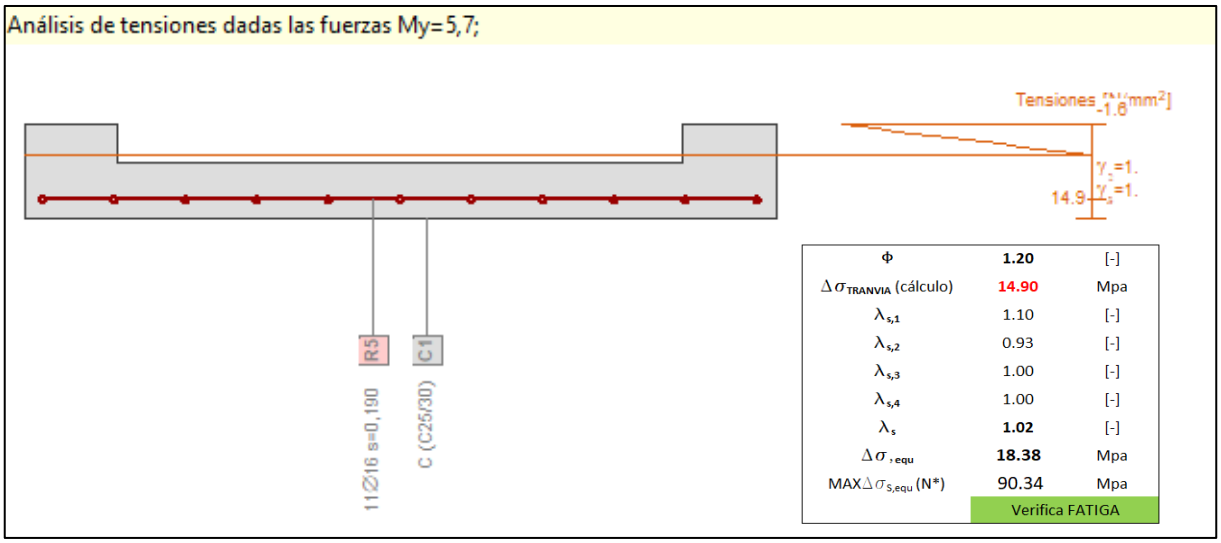


Figura 115. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Vía en placa en el puente.

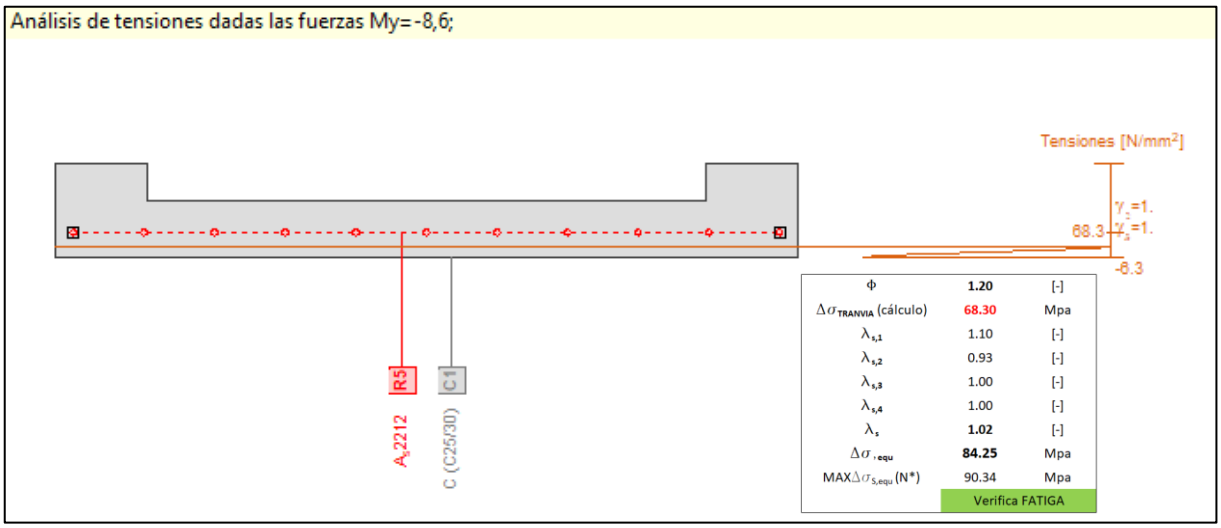


Figura 116. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Vía en placa en el puente.

Hormigón

Según lo estipulado en la norma UNE-EN 16432-1_2018-1,

"Para la compresión por fatiga del hormigón no es necesaria ninguna verificación si los esfuerzos máximos bajo cargas frecuentes están por debajo de 0,5 f_{ck}"

En este caso, 0,5 fck = **12,5 Mpa** = σc máx. admisible

Verificaciones de fatiga:

De los gráficos anteriores se obtienen las compresiones del hormigón debido a las cargas variables:

Sección típica de losa:

Momento positivo; σ_c = 1,00 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Momento negativo: σ_c = 2,4 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Sección extremo de losa:

Momento positivo; σ_c = 1,6 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Momento negativo: σ_c = 6,3 MPa ≤ 12,5 MPa → OK

Para todos los casos se verifica la comprobación de fatiga en el hormigón.

2.4.4.3. Verificación ELS fisuración

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1	!SLS		0	4.6	-				

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	Diagram σ-ε c	s	Strain Limits ε_{c2} [‰]	ε_{cu3} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [-]	φ [-]
!SLS	1/0	1				200.	1.	1.	1.	45.	0.

θ : Inclination of diagonal in compression
φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.25	-0.047	-1.5	1.00
RQS	C25/30	-0.5	0.	0.333	0.	1.00
BOTTOM	B500B	-0.5	0.04	0.279	55.9	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Strain and Curvature ε_x [‰]	$\chi_{y,I}$ [km⁻¹]	$\chi_{z,I}$ [km⁻¹]	Stiffness Values N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	4.6	0.	0.143	1.5	0	25.16	3030.64	* 91287.61

* : Tangent stiffness

Internal section forces represented by two vectors

	Internal Forces CS [kN]	Rfmt [kN]	Sum [kN]	Moments M	Unit [kNm]	Geometric Values z	Unit [m]	x, d	Unit [m]
Compr. F_c=	-22.5	0.	-22.5	M_c=	-2.6	z_c=	0.11	x_c =	0.03
Tens. F_s=	0.	22.5	22.5	M_s =	-2.	z_s =	0.09	d =	0.22
N =			0.	M =	-4.6	z =	0.2	x/d =	0.14

Crack verification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	**EN 1992-1-1 7.3**		
Cross section			
h	0.25 m	Compression zone (uncracked)	0.13 m
d	0.22 m	h-d	0.04 m
Cover c	0.03 m	$h_{c,eff}$	0.04 m
$A_{c,eff}$ Tension surface	41667 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Concrete		**Additional parameters**	
E_c	31 kN/mm²	Duration of load k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.452	Bond properties k1	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.6 N/mm²	k4	0.425
Reinforcement		**Results**	
E_s	200 kN/mm²	Moment	4.6 kNm
A_s (in tension surface)	402 mm²	Stress in reinforcement σ_s	55.9 N/mm²
Diameter $\varnothing_{eq}$	8 mm	ε_{sm}-ε_{cm} (7.9)	0.168 o/oo
ρ_{eff}	0.965 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	**0.25 m**
		Crack width w_k (7.8)	**0.04 mm**

Figura 117. Ancho de la fisura. Cara Inferior transversal. Vía en placa en el puente.

2.4.5. Diseño final

De acuerdo con las verificaciones realizadas anteriormente, el diseño final de la vía en placa debe ser el que se muestra en la figura y en los planos de proyecto con una capa de Φ16/0.20 en la cara inferior de la losa.

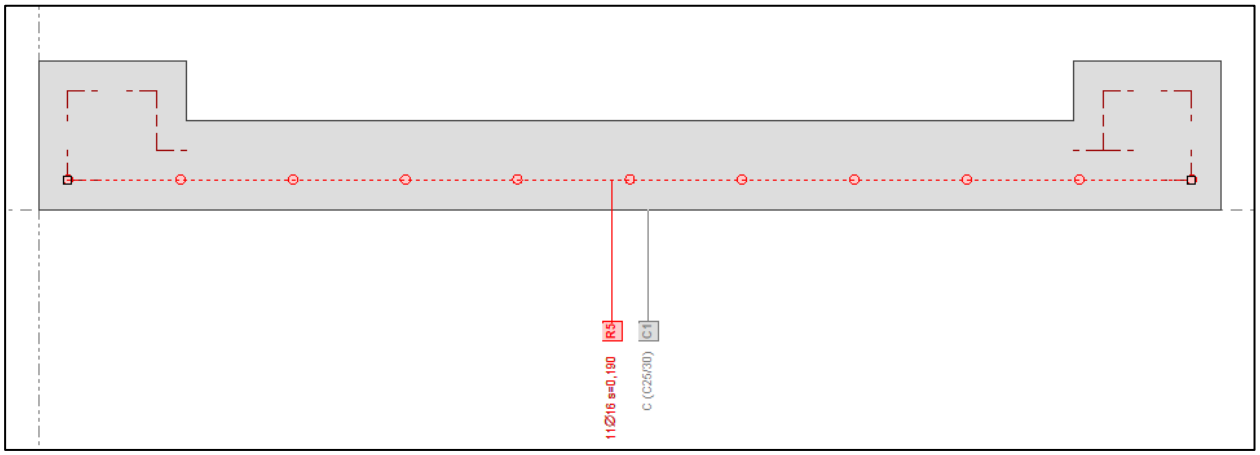


Figura 118. Sección transversal típica vía en placa en el puente.

2.5. RESUMEN DE ARMADOS

A modo de resumen, se presenta la siguiente tabla con las geometrías y armados de las distintas secciones de vía en placa.

RESUMEN		0,35 M	0,5 M	PUENTE
Ref. Longitudinal	**Superior**	Φ16/0,15	Φ16/0,15	Φ16/0,20
	Inferior	Φ16/0,15	Φ16/0,15	-
Arm. Adicional en juntas (superior 5 m)		9Φ16	3Φ16	-
Ref. Transversal	**Superior**	Φ16/0,15	Φ16/0,15	Φ16/0,20
	Inferior	Φ16/0,15	Φ16/0,15	-

Tabla 17. Resumen de los armados.

Además, se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- Se dispondrán juntas transversales de construcción a una distancia máxima de 25 m.
- Se ejecutarán cortes superficiales transversales para el control de la fisuración por retracción cada 4 metros
- Se ejecutarán juntas de construcción en la losa sobre el puente de Zabalgana, sobre las juntas de estribo.

2.6. ARMADO DE LOSA EN TRAMOS CON CIRCUITOS DE VÍA

Dada la interferencia que existe entre la malla de acero del armado de la losa y los circuitos de vía, se define un armado mediante barras poliéster reforzado con fibra de vidrio mecanizado en barras corrugadas de 16 mm de diámetro.

Las características físico-mecánicas de estas barras son:

- f flexión = resistencia a la flexión = 500 MPa.
- f tracción = resistencia a la tracción = 450 MPa.
- f compresión = resistencia a la compresión = 300 MPa.
- E flexión = módulo de elasticidad en flexión = 25.000 MPa.
- E tracción = módulo de elasticidad en tracción = 20.000 MPa.
- ε rotura = alargamiento en rotura = 2 %.
- δ = densidad = 1,80-2,00 toneladas/m^3.
- Absorción de agua = 0,50 %.
- Conductividad térmica = 0,50 W/ºC·m.
- Coeficiente de dilatación lineal = $\alpha = 10^{-6}$ $ºC^{-1}$.
- Rigidez dieléctrica = 7 kW/mm.
- Temperatura de trabajo desde -50ºC hasta 100ºC.

Se disponen estas barras únicamente entre los carriles. En el resto de la sección de la losa se disponen armaduras de acero B500S.

Así, el cálculo de verificación para cada dirección se efectúa partiendo del diseño realizado con el acero.

Para una sección armada con barras de fibra de vidrio, el momento resistente M será (por metro)

$$M_R = A \cdot d \cdot \sigma_{elást}$$

siendo A el área de armadura por metro, d la distancia entre las armaduras de la cara superior y la inferior y $\sigma_{elást}$ el límite elástico del material de las barras.

Como se indica, se verifica para la armadura calculada de Φ16/0,15 en los diferentes casos, contrastando con el momento de ELU:

Canto H (m)	Ancho B (m)	Diámetro Φ (mm)	Separación (m)	d entre barras (m)	$\sigma_{elást}$ (MPa)	A (cm^2)	M_R (kNm)	M_{ELU} (kNm)	
0,35	2,00	16	0,15	0,15	434,78	26,81	174,84	110,30	**Válido**
0,35	2,00	16	0,15	0,15	434,78	26,81	174,84	-97,90	**Válido**
0,35	1,00	16	0,15	0,15	434,78	13,40	87,42	49,20	**Válido**
0,35	1,00	16	0,15	0,15	434,78	13,40	87,42	-67,92	**Válido**
0,50	2,00	16	0,15	0,30	434,78	26,81	349,67	110,30	**Válido**
0,50	2,00	16	0,15	0,30	434,78	26,81	349,67	-97,90	**Válido**
0,50	1,00	16	0,15	0,15	434,78	13,40	87,42	71,04	**Válido**
0,50	1,00	16	0,15	0,15	434,78	13,40	87,42	-86,40	**Válido**

Tabla 18. Comprobación armadura de poliéster reforzado.