



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

ANEJO Nº6. SUPERESTRUCTURA DE VÍA

IDOM

ABRIL 2026

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	8
2. CONDICIONANTES DE DISEÑO.....	9
2.1. TRAZADO	9
2.2. ESFUERZOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS	9
2.3. TRANSMISIÓN DE LA ENERGÍA.....	10
2.4. CONFORT.....	10
2.5. MULTITUBULAR.....	10
2.6. INTEGRACIÓN URBANA	11
2.7. RUIDO Y VIBRACIONES.....	11
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 antivibratorios (tipo edilon) para Carril 54E1.....	14
3.3.1.1. Anclaje de vía	14
3.3.2. Vía embebida estuchada y apoyo continuo (tipo SEDRA) para carriles 54E1 y 60R2	15
3.3.2.1. Anclaje de vía	15
3.3.2.2. Riostra sistema SEDRA vía estuchada	15
3.3.2.3. Contracarril	16
3.3.2.4. Mortero de nivelación vía estuchada.....	16
3.3.2.5. Junta de sellado superficial vía estuchada.....	16
3.3.3. Vía embebida y anclada sobre fijaciones discretas (tipo TRA 3) para carril 60R2	16
3.3.3.1. Anclaje de vía	16
3.3.3.2. Perfiles metálicos laterales. Sistema TRA 3	17
3.3.3.3. Mortero de caucho. Sistema TRA 3	17
3.4. LOSA.....	18
3.5. REVESTIMIENTO DE VÍA	18
3.6. TRATAMIENTO DE RUIDO Y VIBRACIONES.....	19
3.7. DRENAJE DE LA SUPERESTRUCTURA	20
4. SECCIONES TIPO.....	22
4.1. PLATAFORMA RESERVADA EN VÍA DOBLE	22
4.2. PLATAFORMA CON TRÁFICO REDUCIDO Y USO PEATONAL EN VÍA DOBLE	23
4.3. PLATAFORMA COMPARTIDA EN VÍA DOBLE.....	25
4.4. PLATAFORMA COMPARTIDA Y RADIOS REDUCIDOS EN VÍA DOBLE.....	27
5. APARATOS DE VÍA	30
6. TOPERAS	31

1. INTRODUCCIÓN	36
1.1. OBJETO	36
1.2. NORMATIVAS.....	36
1.2.1. Normas de acciones	36
1.2.2. Normas de construcción	36
1.3. MATERIALES.....	36
1.3.1. Características de los materiales.....	36
1.3.2. Niveles de control	38
1.3.2.1. Control de materiales.....	38
1.3.2.2. Control de la ejecución	38
1.3.2.3. Niveles de control establecidos	38
1.3.3. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia	39
1.4. CRITERIOS DE DISEÑO	39
1.4.1. Criterios de seguridad.....	39
1.4.1.1. Estados Límite de Servicio (ELS).....	39
1.4.1.2. Estados Límites Últimos (ELU).....	40
1.4.1.3. Tensiones límite de tracción de acero de refuerzo por fatiga	40
1.4.1.4. Tensiones límite de compresión en hormigón por fatiga.....	41
1.5. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	42
1.6. DATOS GEOTÉCNICOS	42
1.1. REFUERZO MÍNIMO	43
1.2. CARGAS DE DISEÑO	44
1.2.1. Acciones permanentes	44
1.2.1.1. Peso propio.....	44
1.2.1.2. Carga muerta.....	44
1.2.2. Acciones variables	44
1.2.2.1. Tráfico de tranvía.....	44
1.2.2.2. Factor de amplificación dinámica	45
1.2.2.3. Tráfico de vehículos.....	45
1.2.2.1. Huella de carga.....	46
1.2.3. Acciones sísmicas	47
1.2.4. Combinaciones	48
2. VÍA EN PLACA	49
2.1. CRITERIOS DE VERIFICACIÓN	49
2.1. LOSA ESPESOR 0,35M	50
2.1.1. Modelo estructural	50
2.1.1. Cargas	51
2.1.1. Resultados del modelo	52

2.1.1.1.	ELU.....	52
2.1.1.1.	ELS.....	53
2.1.1.1.	Cargas de fatiga	54
2.1.1.	Análisis.....	55
2.1.1.1.	Verificación ELU flexión.....	55
2.1.1.2.	Verificación ELU cortante	57
2.1.1.3.	Verificación ELU fatiga	58
2.1.1.1.	Tensión admisible en el terreno	63
2.1.1.1.	Verificación ELS fisuración.....	64
2.1.1.	Diseño final	68
2.1.	LOSA ESPESOR 0,5M	70
2.1.1.	Modelo estructural	70
2.1.2.	Cargas	70
2.1.3.	Resultados del modelo	71
2.1.3.1.	ELU.....	71
2.1.3.1.	ELS.....	72
2.1.3.2.	Cargas de fatiga	73
2.1.1.	Análisis.....	74
2.1.1.1.	Verificación ELU flexión.....	74
2.1.1.2.	Verificación ELU cortante	76
2.1.1.3.	Verificación ELU fatiga	77
2.1.1.1.	Tensión admisible en el terreno	81
2.1.1.1.	Verificación ELS fisuración.....	82
2.1.1.	Diseño final	84
2.2.	RESUMEN DE ARMADOS	85
2.3.	ARMADO DE LOSA EN TRAMOS CON CIRCUITOS DE VÍA.....	86

ÍNDICE DE FIGURAS

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

Figura 49. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m.	54
Figura 50. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m.	54
Figura 51. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m.	54
Figura 52. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m.	54
Figura 53. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,35 m.	55
Figura 54. Análisis de flexión de sección longitudinal. Losa 0,35 m.	55
Figura 55. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,35 m.	56
Figura 56. Esfuerzos cortantes. Losa 0,35 m.	57
Figura 57. Curva S-N. Losa 0,35 m.	58
Figura 58. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,35 m.	60
Figura 59. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,35 m.	60
Figura 60. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,35 m.	61
Figura 61. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,35 m.	61
Figura 62. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,35 m.	62
Figura 63. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m ² . Losa 0,35 m.	63
Figura 64. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,35 m.	63
Figura 65. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,35 m.	64
Figura 66. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,35 m.	65
Figura 67. Ancho de la fisura. Cara superior longitudinal. Losa 0,35 m.	66
Figura 68. Ancho de la fisura. Cara inferior longitudinal. Losa 0,35 m.	67
Figura 69. Sección transversal típica losa 0,35 m.	68
Figura 70. Sección transversal típica losa 0,35 m, en 5 m extremos.	68
Figura 71. Sección longitudinal típica losa 0,35 m.	69
Figura 72. Modelo CEDRUS. Losa 0,50 m.	70
Figura 73. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.	71
Figura 74. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.	71
Figura 75. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.	71
Figura 76. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.	71
Figura 77. Esfuerzos cortantes en placa. Losa 0,50 m.	72
Figura 78. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.	72
Figura 79. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.	72
Figura 80. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.	72
Figura 81. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.	73
Figura 82. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.	73
Figura 83. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.	73
Figura 84. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.	73
Figura 85. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.	74
Figura 86. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,50 m.	74
Figura 87. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,50 m.	75
Figura 88. Esfuerzos cortantes. Losa 0,50 m.	76
Figura 89. Curva S-N. Losa 0,50 m.	77
Figura 90. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,50 m.	78
Figura 91. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,50 m.	78
Figura 92. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,50 m.	79
Figura 93. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,50 m.	79
Figura 94. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,50 m.	80
Figura 95. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m ² . Losa 0,50 m.	81
Figura 96. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,50 m.	81
Figura 97. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,50 m.	82
Figura 98. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,50 m.	83
Figura 99. Sección transversal típica losa 0,50 m.	84
Figura 100. Sección longitudinal típica losa 0,50 m.	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Secciones de firmes mixtos para travesías.....	19
Tabla 2 Zona con Manta antivibratoria.....	20
Tabla 3. Secciones tipo.	22
Tabla 4. Aparatos de vía proyectados.....	30
Tabla 5. Masa de los tranvías previstos para el diseño.	31
Tabla 6. Energía máxima de impacto.....	32
Tabla 7. Velocidad y deceleración máximas de impacto según la masa del tranvía.	33
Tabla 8. Toperas proyectadas.....	34
Tabla 9. Carga anual tranviaria.	45
Tabla 10. Vehículos por año. Losa 0,35 m.....	51
Tabla 11. Datos particulares Curva S-N. Losa 0,35 m.....	58
Tabla 12. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. Losa 0,35 m.....	59
Tabla 13. Carrera de Tensión Máxima de fatiga admisible. Losa 0,50 m.....	77
Tabla 14. Resumen de los armados.	85
Tabla 15. Comprobación armadura de poliéster reforzado.....	87

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 Mariturri.

El tramo proyectado discurre a lo largo de calles consolidadas, parte tras la rotonda de la Avenida de Zabalgana con Naciones Unidas por la Avenida de Zabalgana por la actual mediana hasta la Rotonda con la Avenida de los Derechos Humanos. Gira hacia esta Avenida y continúa también por la mediana hasta la Rotonda con la avenida de Iruña Veleia, donde gira para pasar a discurrir también por su actual mediana. El trazado continúa por esta avenida hasta la rotonda con la Avenida Reina Sofía, donde gira para incorporarse también a su mediana hasta el final del tramo en la Parada de Mariturri, justo antes de la rotonda con el Bulevar de Mariturri.

En este tramo se sitúan las paradas de Zabalgana (PK 0+280), Derechos Humanos (PK0+700), Iruña Veleia (PK 1+410) y Mariturri (PK 2+040), todas de andén lateral.

A lo largo del trazado del Ramal de Mariturri se proyectan tres aparatos de vía: un escape R50 Tg 1/6 CR (PK 0+050) y dos Bretelles R50 Tg 1/6 CR (PK 0+560 y PK 1+960), todos sobre carriles 60R2.

La plataforma tendrá uso exclusivo para el tranvía en todo su recorrido salvo en los cruces con los viales existentes, y en puntos específicos donde haya cruces con aceras o accesos a garajes. 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 esta vía en placa, se priorizará 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 cruces 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.

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. Sin embargo, por homogeneidad con el resto de ramales se mantiene el mismo criterio de cálculo para la vía

en placa. Además, tras la última 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 en 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 N°11. 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 N°4. 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 generales: 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. Adicionalmente, en cruces con curvas de radio reducido ($R < 40$ m) al tratarse de zonas donde los carriles requieren mayor frecuencia de sustitución, se optará por secciones que minimicen las afecciones durante el mantenimiento.
- Zonas con aparatos de vía o situadas entre tramos de circulación de vehículos. Se ejecutarán sección con acabado de asfalto fundido en aquellas zonas donde se sitúe un aparato de vías o la pequeña distancia entre tramos transitables para vehículos sea reducida (interior de rotondas, sobre tramos reducidos de acera)

En todas las zonas se optará por revestimiento compatible propuesto para cada área, que puede incluir una variedad de materiales como 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 anti vibrantes 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 y donde se sitúan los apartaos de vía, 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.

Aquellas zonas con radios de curvatura muy reducidos, los elementos tranviarios son susceptibles de mayor desgaste y sustitución más frecuente. Por ello para agilizar el proceso de mantenimiento, se optará por instalar el sistema TRA 3, un sistema híbrido de fijación del carril 60R2 que consiste en una fijación discreta y un relleno mediante un mortero de goma en la cavidad del carril. La sujeción directa se instala embebida en hormigón in situ, mientras que los perfiles laterales metálicos generan un canal reservado para el carril que, una vez montado, se rellena con materiales poliméricos. Este canal permite la sustitución del carril sin necesidad del picado o demolición de la superficie de acabado.



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

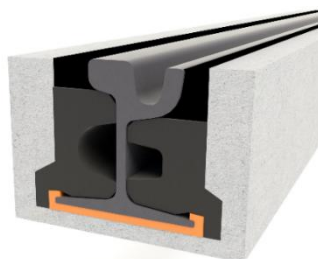


Figura 3. Solución de vía tipo SEDRA.
Fuente: edilonsedra.com.



Figura 4. Solución de vía tipo TRA 3.
Fuente: technorail.be.

Por tanto, se proponen tres tipos principales de tendido de vías: EDILON, SEDRA y TRA3 (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. El sistema TRA 3 empleará siempre carril tipo 60R2. 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 el uso del carril 60R2.

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 o aparatos de vía, 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.

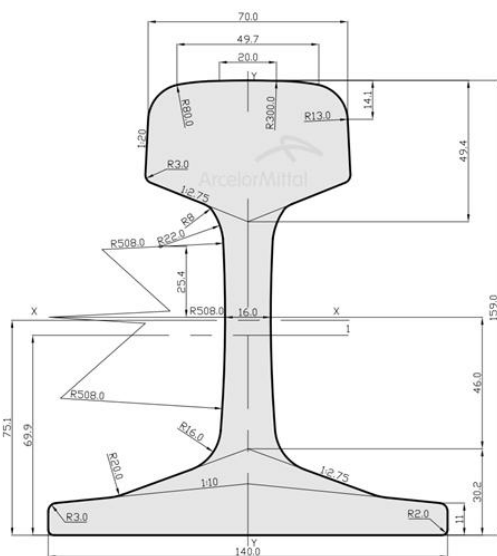


Figura 5. Carril 54E1.

Fuente: constructalia.arcelormittal.com.

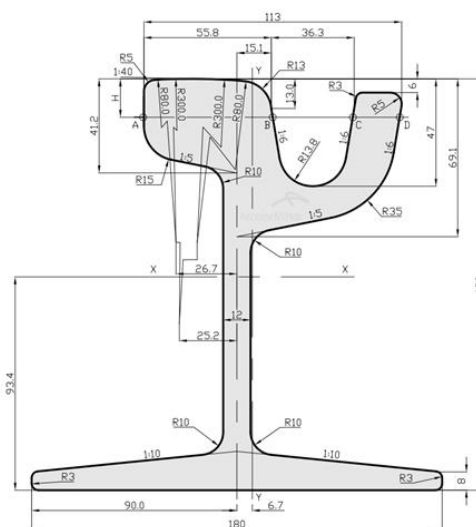


Figura 6. Carril 60R2.

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. Via anclada sobre tacos antivibratorios (tipo edilon) para Carril 54E1

3.3.1.1. Anclaje de vía

El sistema de tendido TIPO EDILON de vía anclado sobre tacos antivibratorios 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. Vía embebida estuchada y apoyo continuo (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 encargada 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 vía 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 vía 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.

3.3.3. Vía embebida y anclada sobre fijaciones discretas (tipo TRA 3) para carril 60R2

3.3.3.1. Anclaje de vía

En la solución TRA 3, los anclajes de carril se realizan mediante fijaciones discretas, colocadas en la vía aproximadamente cada 0,6 m o 1 m dependiendo de si se trata de una curva o una recta. Estas fijaciones están compuestas por varios elementos que trabajan conjuntamente para asegurar la posición del carril:

- Elemento soporte: Es una pieza moldeada, inyectada con poliamida reforzada con fibra de vidrio. Los alojamientos en la parte superior de la pieza son planos, lo que permite el montaje y el correcto funcionamiento de todos los demás componentes del sistema. Los alojamientos clave incluyen:
 - Ranuras de hierro plano: Facilitan la instalación de los laterales metálicos para moldear un canal.
 - Carcasa para el sistema de fijación: Las dos torres situadas a cada lado del carril permiten la instalación del sistema de fijación.
 - Alojamiento para los carriles y la placa de asiento: La parte central de la pieza está diseñada para instalar la almohadilla elástica bajo el carril.
- Fijación elástica: este componente está fabricado mediante estampación de acero para muelles, con tratamiento térmico posterior para obtener las propiedades mecánicas requeridas. Los elementos funcionales de las fijaciones son:
 - Brazo elástico: Se apoya en la parte superior del pie del carril con una fuerza adecuada para mantener la posición del carril tanto en reposo como al paso del tren.

- Parte superior: Posee un orificio para la instalación del perno que fija firmemente el clip a la placa de asiento. Tiene además dos protuberancias para reforzar la pieza y evitar su deformación.
- Tope del brazo de resorte: Este tope evita la deformación permanente del brazo en caso de que una fuerza ascendente lo mueva excesivamente.

Adicionalmente, para completar la fijación, se utilizan vainas y tirafondos de anclaje para asegurar el anclaje sobre la losa de la vía.

- Elementos de protección: estos son fabricados mediante moldeo por inyección de polipropileno reforzado con componentes minerales. El diseño de estas piezas está pensado para proteger la zona entre la cabeza del tirafondo y el clip. Se ensamblan en el elemento soporte para evitar que la suciedad, el hormigón y otros elementos penetren en esta zona durante la instalación del sistema de fijación y el encofrado de la vía. Una vez que se vierte el mortero de caucho, el elemento de protección impide que este llegue a las fijaciones.

3.3.3.2. *Perfiles metálicos laterales. Sistema TRA 3*

Se trata de barras o perfiles metálicos planos de acero utilizadas en el sistema TRA 3, concretamente de perfil holandés o HP, con una longitud de 6 metros y que han de disponer de una calidad grado A (3.2 LR). Esto asegura que el material es de acero al carbono certificado, garantizando su calidad y resistencia.

Se instalan de manera paralela a cada carril de la vía ferroviaria, colocando un perfil a cada lado del carril. De este modo, se crea una cavidad longitudinal a lo largo del carril, cuya función es permitir el posterior relleno con mortero de caucho. Este mortero encapsula los carriles, proporcionando amortiguación y aislamiento, lo que mejora el rendimiento del sistema ferroviario al reducir vibraciones y ruidos. Además, facilita, en tiempo y forma, la sustitución de los carriles en comparación con soluciones más tradicionales.

3.3.3.3. *Mortero de caucho. Sistema TRA 3*

El mortero de caucho utilizado para rellenar la cavidad de los carriles generada entre los perfiles laterales se compone de tres elementos esenciales: el desencofrado, la mezcla de caucho y la resina. Cada uno de estos componentes desempeña un papel crucial en la formación de un material elástico, impermeable y con propiedades de aislamiento eléctrico.

El mortero de caucho, utilizado para rellenar la cavidad entre los perfiles metálicos laterales, se compone de tres elementos esenciales: el desencofrado, la mezcla de caucho y la resina. Cada uno de estos componentes desempeña un papel crucial para crear un material que sea elástico, impermeable y con propiedades de aislamiento eléctrico.

- Desencofrado: el primer paso en la aplicación del mortero de caucho es el desencofrado, que tiene como objetivo facilitar la futura retirada del mortero durante las operaciones de sustitución de carril. Para ello, se rocía un agente desmoldante en la cámara de unión, en los perfiles laterales, en las placas de unión y fijaciones, así como en el carril. Este agente debe ser resistente a la corrosión y estar basado en aceite mineral. La aplicación del desmoldante asegura que, en futuras intervenciones, el relleno pueda ser retirado suavemente sin causar daños a la infraestructura existente.
- Mezcla de caucho: La capa principal del mortero de caucho está compuesta por una mezcla específica que incluye caucho reciclado y un polímero reactivo de dos componentes. Estos componentes se combinan con gránulos de caucho hasta obtener una mezcla homogénea y fluida. Este mortero se vierte en el canalón hasta alcanzar los 3 cm bajo la cabeza del carril, asegurando que la mezcla se distribuya de manera uniforme y forme una base sólida y elástica.

- **Resina:** La capa superior del mortero de caucho se realiza con una mezcla de caucho moldeando y poliamida. Antes de aplicar esta última capa en los canalones, se limpia cuidadosamente la capa de mortero de caucho reciclado y se cubren los lados del perfil y la cabeza del carril con otro agente desmoldante. A continuación, se combinan los componentes de la resina y se vierten hasta la cabeza del carril. Esta fase es crucial para garantizar que ambas capas se entrelacen, facilitando la adherencia entre las capas y proporcionando una cobertura duradera y resistente.

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 ($f_y = 500$ 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.

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 vía 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/m³. 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 $E_{v2} > 60$ 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 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.

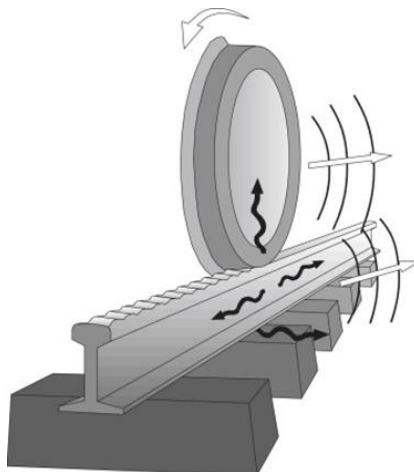


Figura 7. Generación de vibraciones en la interfaz carril-rueda.
Fuente: David Thompson. "Railway Noise and Vibration". ScienceDirect, 2009.

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 N°18 Integración ambiental se anexa el Informe de Ruido y Vibraciones, 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 01	M0+542/ M0+571	29 m	5 dB
Zona 02	M0+612/M0+661	49 m	5 dB
Zona 03	M0+950/M1+020	70 m	5 dB
Zona 04	M1+936/M1+966	30 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 N°8. 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	-	-
	SEDRA	Asfalto fundido pulido	Tipo 2B	Tipo 2B CV		-
60R2	SEDRA	Hormigón bituminoso	Tipo 3A	-	-	-
		Asfalto fundido pulido	Tipo 3B	-	-	-
		Asfalto fundido no pulido	Tipo 3C	-	-	-
	TRA 3	Hormigón bituminoso	Tipo 4A	-	-	-
		Asfalto fundido pulido	Tipo 4B	-	-	-

Tabla 3. Secciones tipo.

Los planos detallados de estas secciones específicas se encuentran disponibles en el DOCUMENTO N°2 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 ambas 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.

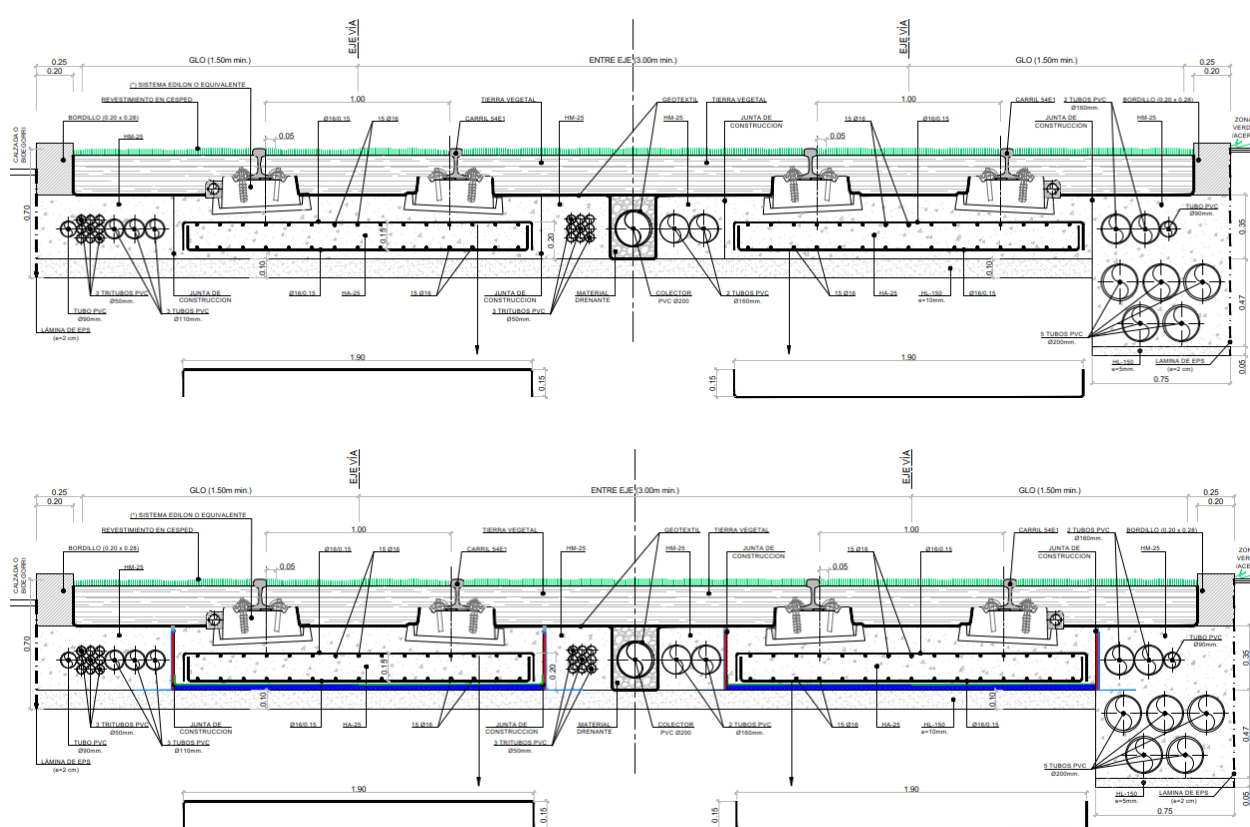


Figura 8. Sección tipo 1 y 1M.

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**.

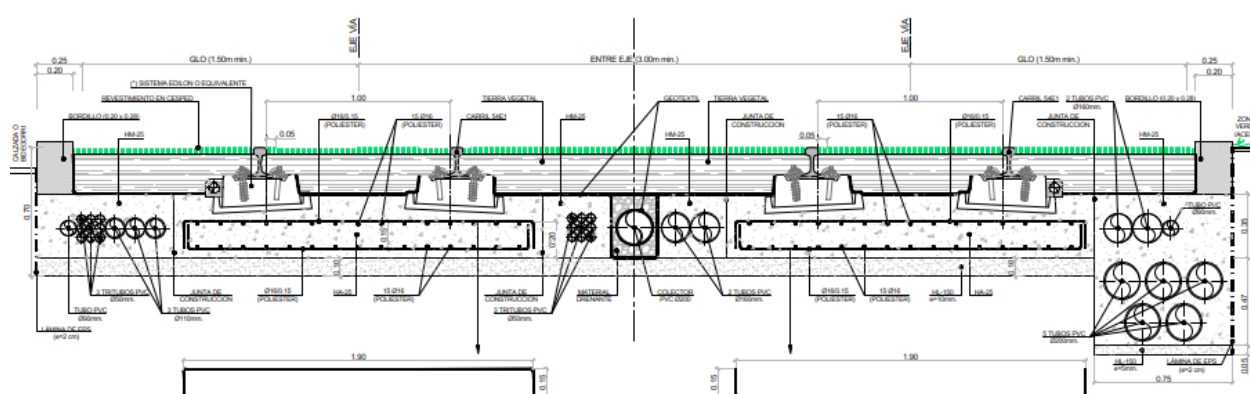


Figura 9. Sección tipo 1-CV.

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

La sección **TIPO 2B** consiste en un enchaquetado (TIPO SEDRA) del carril 54E1 con un acabado en superficie en asfalto fundido pulido. Esta sección se aplica en pasos peatonales situados entre secciones tipo 1. El caucho del enchaquetado se protege mediante contracarriles (perfiles metálicos) que mejoran la durabilidad de la capa de acabado 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 las 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 pulido de 3cms de espesor, que se ejecutará sobre una capa 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.

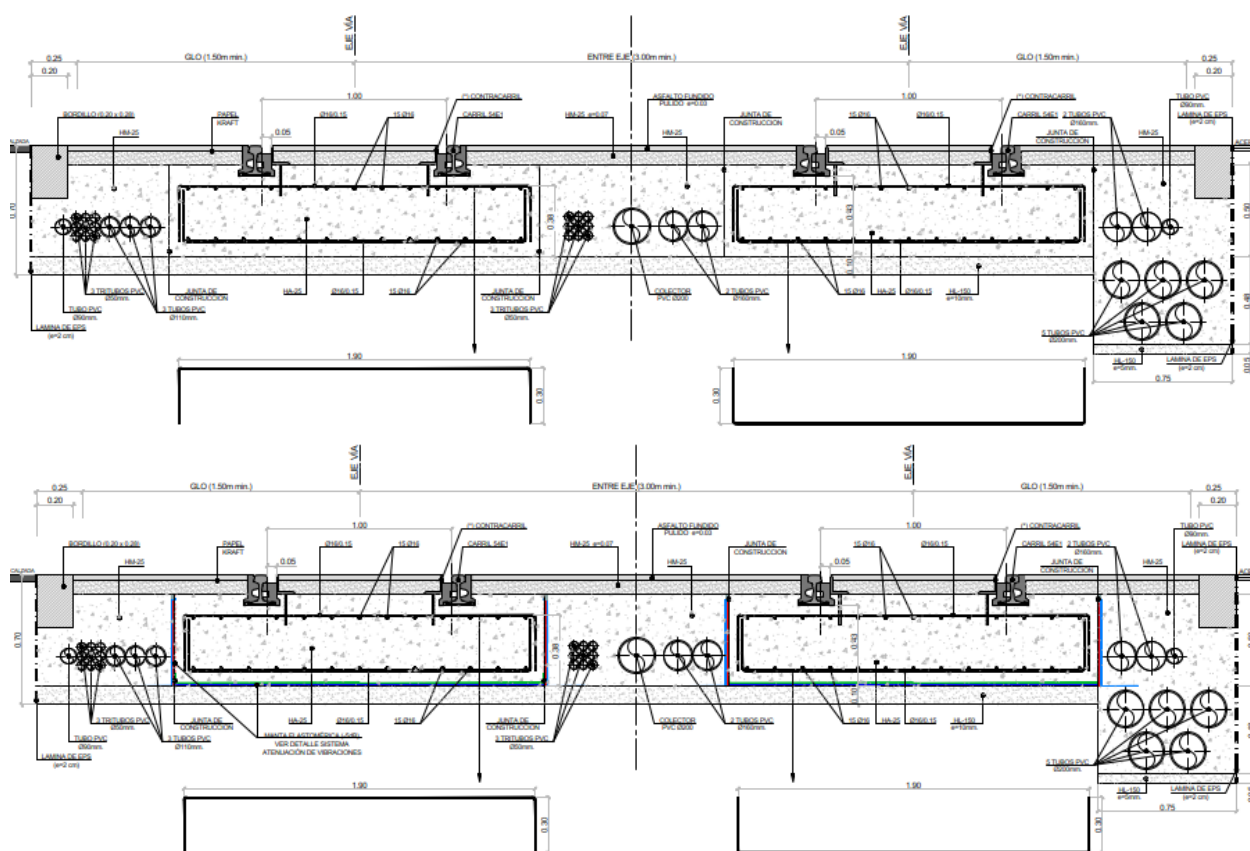


Figura 10. Sección tipo 2B y 2BM.

En las áreas donde se proyectan circuitos de vía, las armaduras metálicas de la superestructura serán reemplazadas por armaduras de fibras, denominándose en este caso **TIPO 2B-CV** respectivamente.

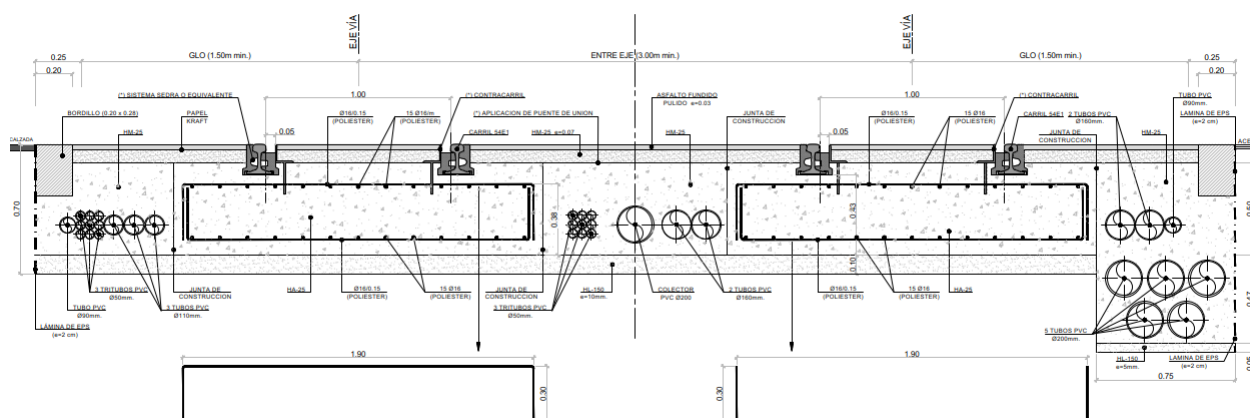


Figura 11. Sección tipo 2B-CV.

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 uso de su final de su superficie. 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) y intensidad de vehículos considerable, que necesariamente tienen que ser en acabado superficial duro.

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 ambas 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. En las zonas de aparatos de vías, se empleará asfalto fundido No pulido (sección **TIPO 3C**). 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 12. Sección tipo 3A y 3AM

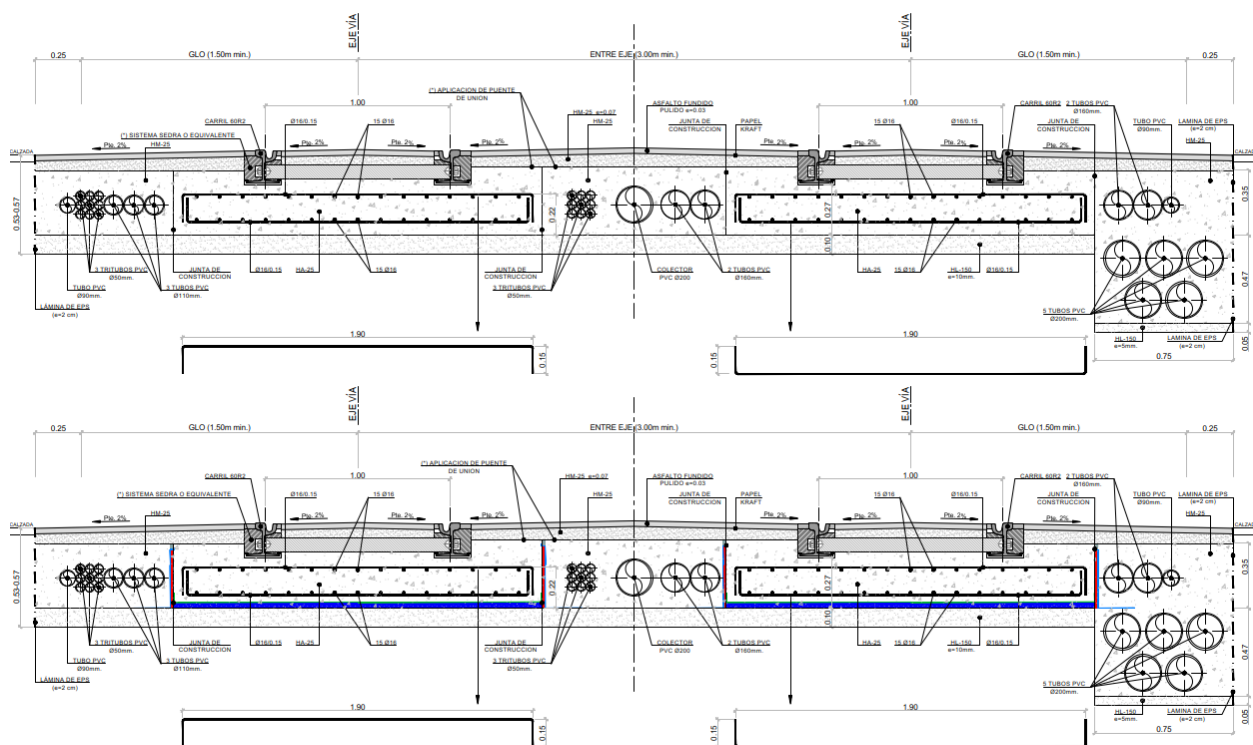


Figura 13. Sección tipo 3B y 3BM.



Figura 14. Sección tipo 3C y 3CM.

4.4. PLATAFORMA COMPARTIDA Y RADIOS REDUCIDOS EN VÍA DOBLE

La sección **TIPO 4** involucra el embebido del carril 60R2 en un mortero de caucho mediante una solución tipo TRA 3, con un acabado superficial que se ajusta a las particularidades de cada área. Esta solución se

implementará en cruces con viarios que presenten curvas cerradas, facilitando el mantenimiento de la vía gracias a la facilidad para retirar el enchaquetado y liberar las sujeciones, permitiendo así la instalación de un carril nuevo.

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 0,15m transversalmente en ambas 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 54 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 distingues dos subtipos en función del uso pretendido de su superficie.

La sección **TIPO 4A** 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 4B**). 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.

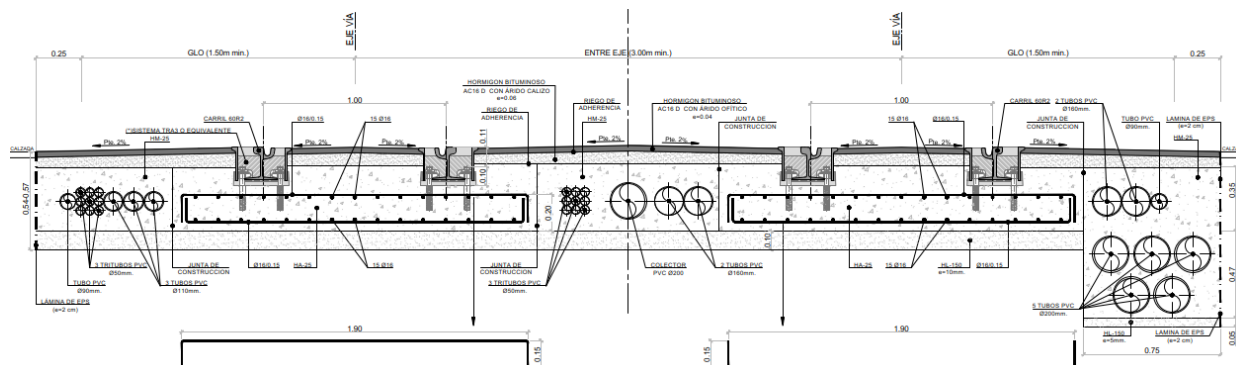


Figura 15. Sección tipo 4A.

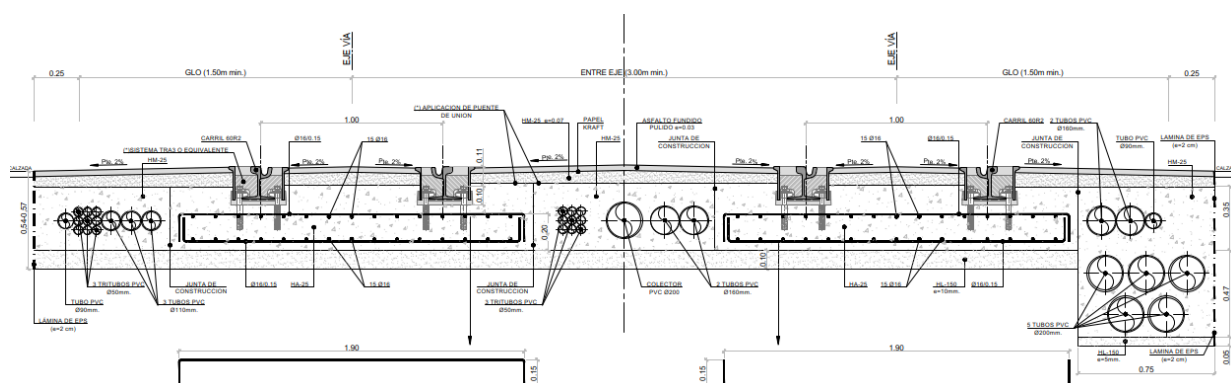


Figura 16. Sección tipo 4B.

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	60R2	Eje M1 PK 0+037,000 Eje M2 PK 0+037,000	Eje M1 PK 0+065,776 Eje M2 PK 0+065,776
Bretelle	R50-Tg 1/6 -CR	60R2	Eje M1 PK 0+549,138 Eje M2 PK 0+542,094	Eje M1 PK 0+577,914 Eje M2 PK 0+570,870
Bretelle	R50-Tg 1/6 -CR	60R2	Eje M1 PK 0+941,471 Eje M2 PK 1+936,892	Eje M2 PK 0+970,247 Eje M1 PK 1+958,668

Nota: la identificación de cada uno de los ejes se encuentra en el ANEJO N°4. 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 N°2 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.

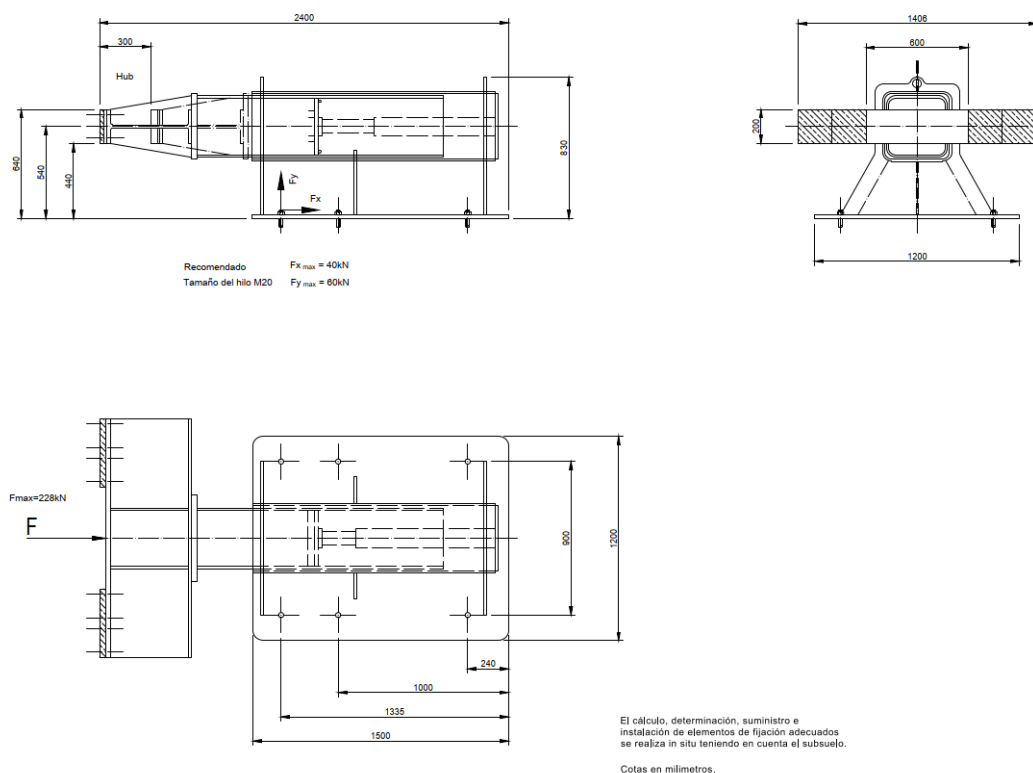


Figura 17. Topera fija hidráulica marca Rawe.

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/m ²	41.437 kg	55.648 kg
6 pax/m ²	58.874 kg	83.636 kg
8 pax/m ²	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/s ²)	F _{imp} (kN)
5 módulos	0 pas/m ²	41.437	4,41	2,50	103,6
	6 pas/m ²	58.874	3,70	1,76	103,6
	8 pas/m ²	64.688	3,53	1,60	103,6
7 módulos	0 pas/m ²	55.648	3,80	1,86	103,6
	6 pas/m ²	83.636	3,10	1,24	103,6
	8 pas/m ²	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:

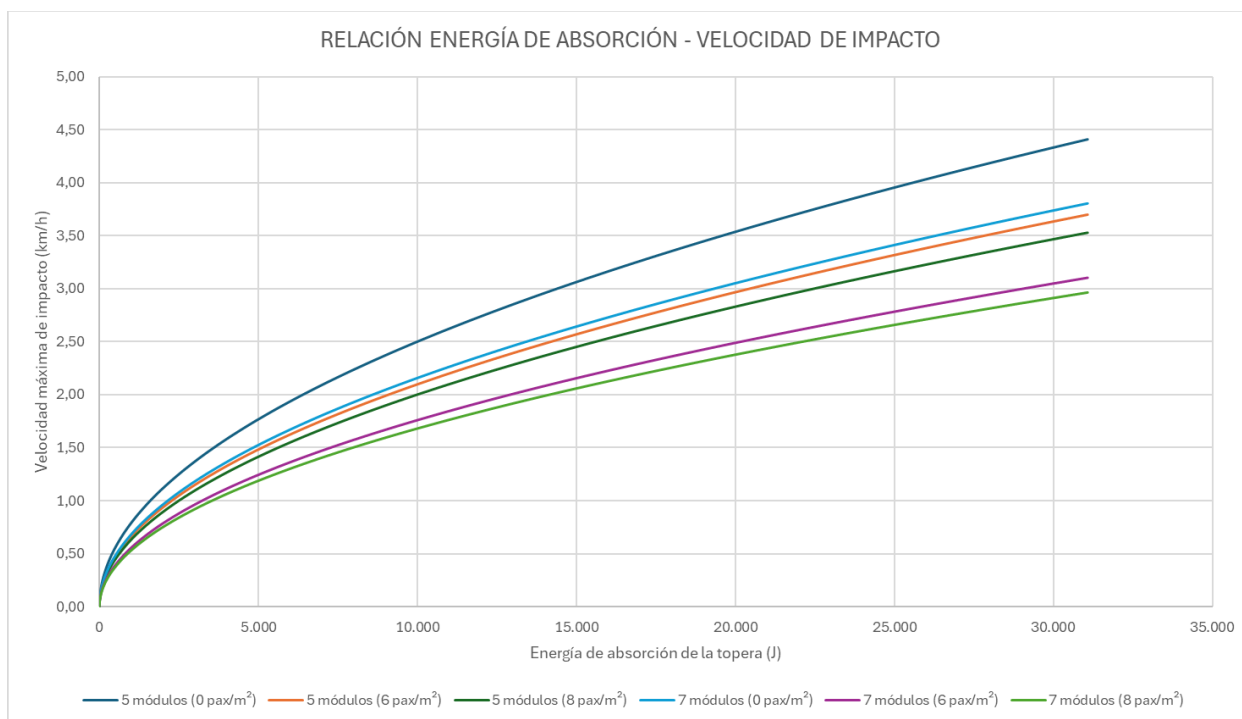


Figura 18. Relación entre energía de absorción y la velocidad de impacto.

Las toperas dispuestas en el proyecto son las siguientes:

EJE	SITUACIÓN
Eje M1	PK 2+070,389
Eje M2	PK 2+065,808

Nota: la identificación de cada uno de los ejes se encuentra en el ANEJO N°4. TRAZADO.

Tabla 8. Toperas proyectadas.

La geometría detallada de las toperas se encuentra disponibles en el DOCUMENTO N°2 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.
- 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 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 ($f_y = 500$ 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, $c_{\min, \text{dur}}$, requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080

Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Clase estructural	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 19. 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 20. 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 $w_{\max}$ (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 limite se establece para garantizar, en general, una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este limite de modo menos estricto.		
NOTA 2 Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación cuasipermanente de cargas.		

Figura 21. 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 $\Delta r = 5 \text{ mm}$
- 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, $\Delta\sigma_{\text{máx}}$, cumple la condición:

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

Dónde:

- $\Delta\sigma_s$: 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)

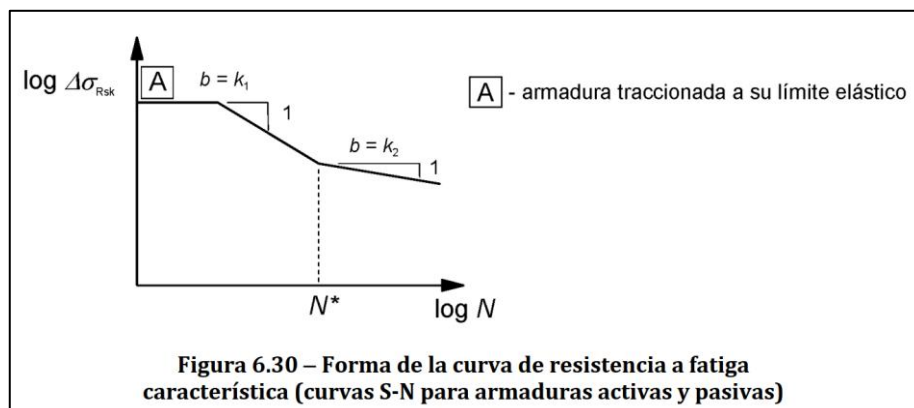


Figura 22. Curvas de fatiga S-N.

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		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N^* ciclos
		k_1	k_2	
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 23. 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 $\Delta\sigma_i$.
- $N(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos resistidos para un rango de cargas $\Delta\sigma_i$.

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:	
$\frac{\sigma_{c,m\acute{a}x.}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,m\acute{i}n.}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$	
$\leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	
$\leq 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$	
donde	
$\sigma_{c,m\acute{a}x.}$	es la tensión en la fibra más comprimida bajo la combinación de cargas frecuentes (las compresiones se toman como positivas);
$\sigma_{c,m\acute{i}n.}$	es la tensión de compresión mínima en misma fibra donde se produce $\sigma_{c,m\acute{a}x.}$
Si $\sigma_{c,m\acute{i}n}$ es una tensión de tracción, entonces se debería tomar $\sigma_{c,m\acute{i}n}$ como 0.	

Figura 24. 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

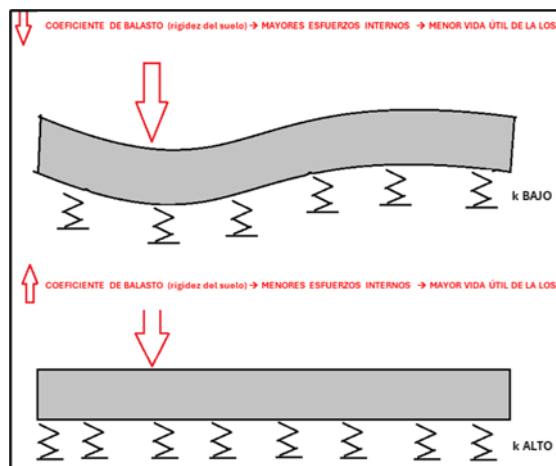


Figura 25. Ejemplo modelo Winkler.

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 ($K_{30} = 60.000 \text{ kN/m}^3$).

1.1. 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 $A_{s,min}$.

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 $A_{s,min}$ para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su [anexo nacional](#). El valor recomendado se deduce de:

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

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 $A_{s,min}$ 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 $A_{s,min}$ 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 26. 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 $6,3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se dispone $\Phi 12$ mm cada 150 mm en todas las caras y en todas las direcciones ($7,4 \text{ cm}^2/\text{m}$).

- Losa $e = 0,5$ m: Armadura mínima de $9,0 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se dispone $\Phi 16$ mm cada 150 mm en todas las caras y en todas las direcciones ($13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$).

- Losa $e = 0,6$ m: Armadura mínima de $10,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se dispone $\Phi 16$ mm cada 150 mm en todas las caras y en todas las direcciones ($13,4 \text{ cm}^2/\text{m}$).

1.2. 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 apartado de Normativa.

1.2.1. 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.

1.2.1.1. *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

1.2.1.2. *Carga muerta*

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

1.2.2. Acciones variables

1.2.2.1. *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:

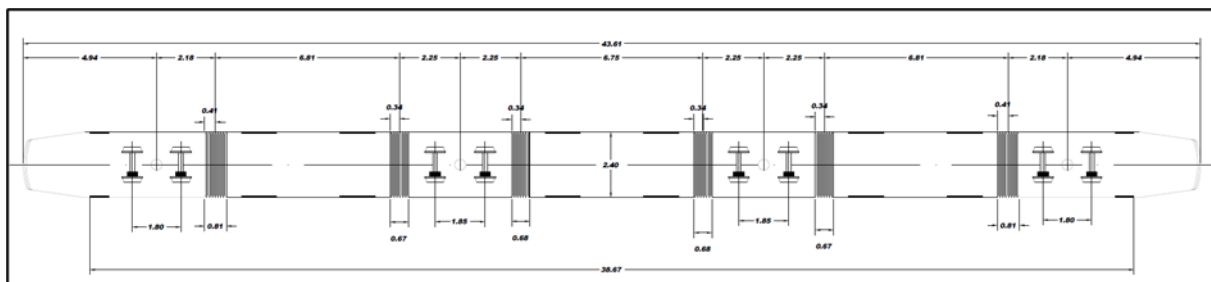


Figura 27. Esquema vehículo tipo.

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.

1.2.2.2. 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:

$$\phi_d = 1 + 1/2(\phi' + \frac{1}{2\phi''}) = 1,20$$

En donde:

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

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

$$K = \frac{v}{47,16 \cdot L^{0,408}} \quad \text{Para } L \geq 20 \text{ m}$$

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

1.2.2.3. 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 × 10 ⁶
2	Carreteras y autovías con flujo intermedio de camiones	0,5 × 10 ⁶
3	Carreteras principales con bajo flujo de camiones	0,125 × 10 ⁶
4	Carreteras locales con bajo flujo de camiones	0,05 × 10 ⁶

Figura 28. 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.

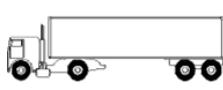
TIPO DE VEHÍCULO			TIPO DE TRÁFICO			
1	2	3	4	5	6	7
			Larga distancia	Media distancia	Tráfico local	
Camión	Espacio entre ejes (m)	Cargas equivalentes por eje (kN)	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Tipo de rueda
	4,5	70	20,0	40,0	80,0	A
		130				B
	4,20	70	5,0	10,0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

Figura 29. Modelos de carga de fatiga según EN 1991-2.

1.2.2.1. 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)".

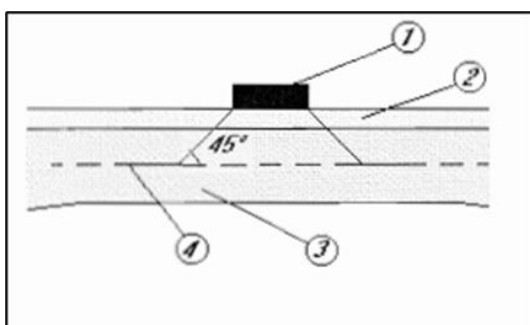


Figura 30. Dispersión de cargas en pavimento. EN 1991-2.

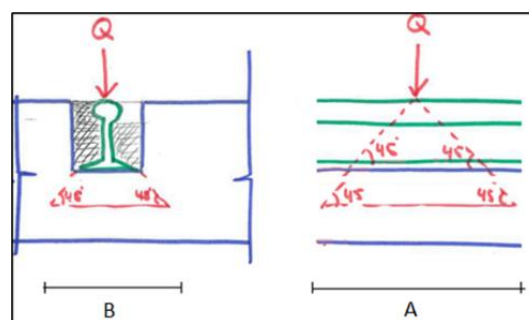


Figura 31. Huella de la pista en la placa embebida.

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:

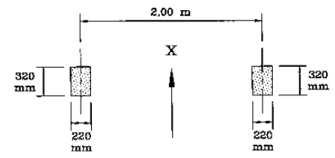
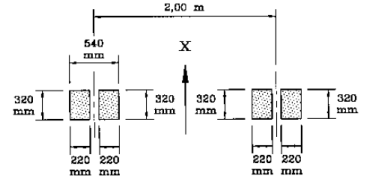
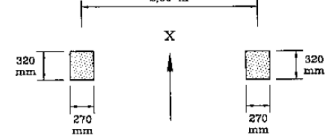
Tabla 4.8 – Definición por ruedas y ejes	
TIPO POR RUEDA/EJE	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA
A	
B	
C	

Figura 32. 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 (m ²)	L(m)	B(m)	A (m ²)
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 33. 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.

1.2.3. 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 $0,04 \cdot g$; siendo g la aceleración de la gravedad.
- Cuando la aceleración sísmica horizontal de cálculo ac sea inferior a $0,04 \cdot g$.

La Norma considera que una aceleración sísmica básica inferior a $0,04 \cdot g$ 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 a_b , 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 $a_b/g < 0,04$, 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.

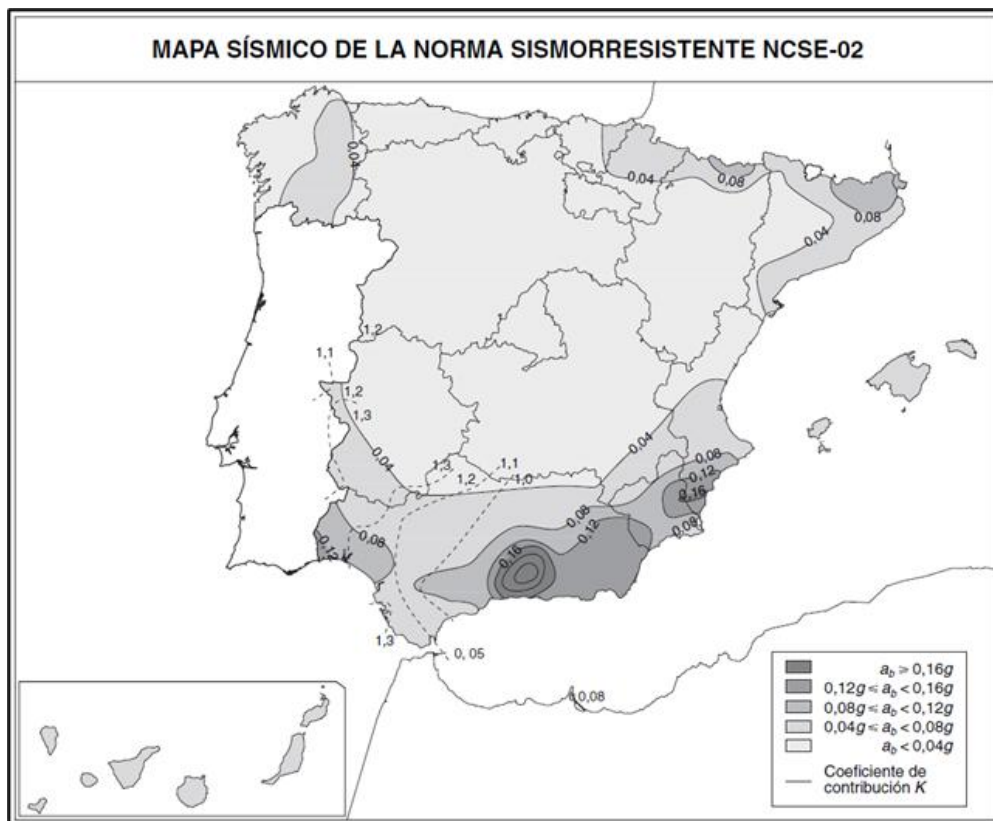


Figura 34. Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente NCSE-02.

1.2.4. 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.

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

- 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	[m ⁴ /m]	7.86.E-03	$F.huella.A$	[m]	0.56
f_{ck}	[MPa]	25	$F.huella.B$	[m]	0.38
E	[MPa]	32011	A	[m ²]	0.19
y_{max}	[m]	0.175			
f_{ctm}	[MPa]	2.6	Kb	[kN/m ³]	5200
$f_{ctm,fl}$	[MPa]	3.3			

Figura 35. 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.

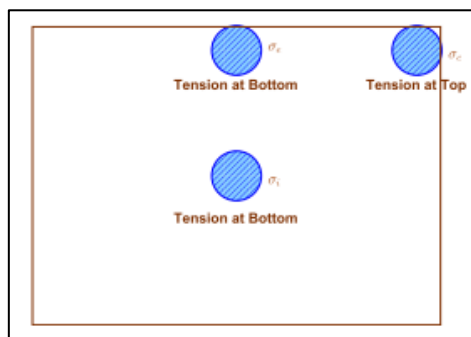


Figura 36. Ubicaciones de estrés crítico.

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:

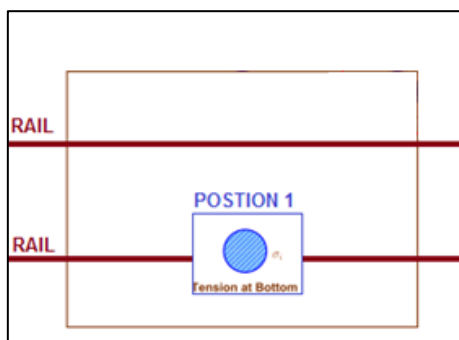


Figura 37. Posición crítica.

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.

2.1. LOSA ESPESOR 0,35M

2.1.1. Modelo estructural

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

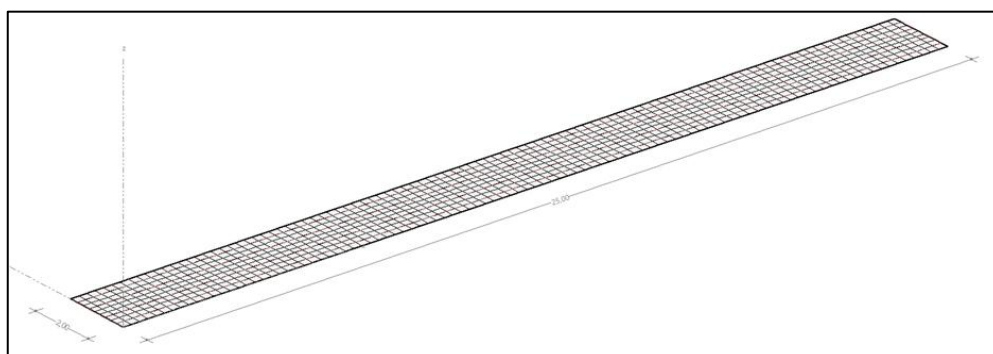


Figura 38. Modelo CEDRUS. Losa 0,35 m.

2.1.1. 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.

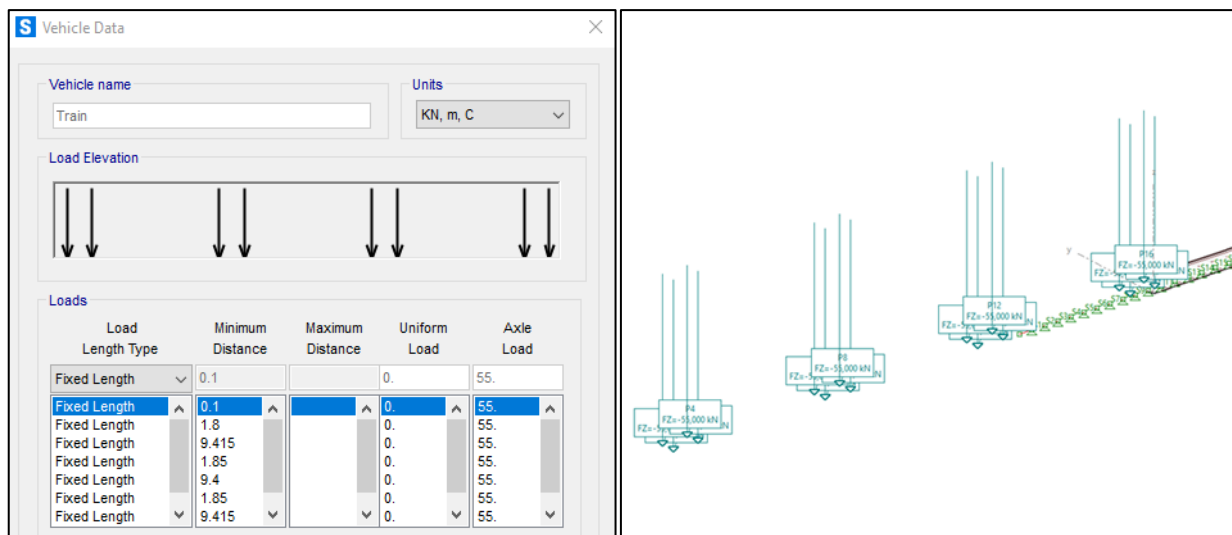


Figura 39. Modelo de cargas axiales del tren. Losa 0,35 m.

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 ($1,2 \times 110 = 132$ 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 $192 \times 365 \times 100 \times 8 + 137 \times 365 \times 100 \times 2 = 6,61 \times 10^7$, conjunto de tranvías y camiones.

2.1.1. Resultados del modelo

2.1.1.1. ELU

Para los casos de ELU se obtienen los siguientes resultados:

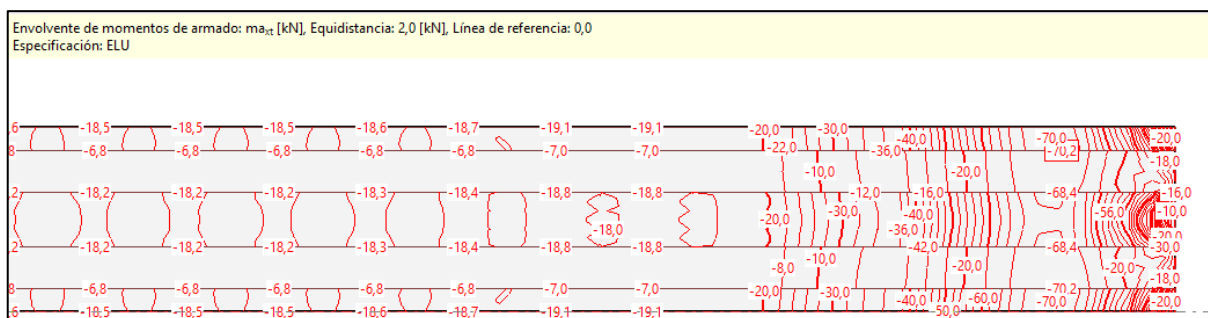


Figura 40. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,35 m.

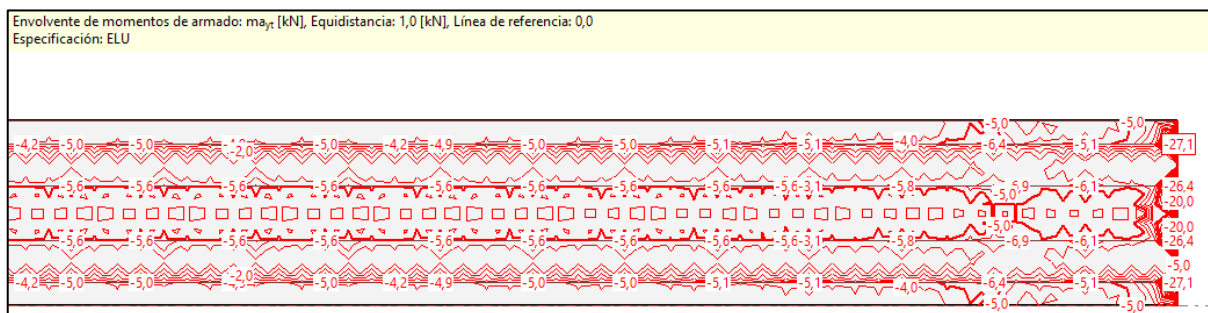


Figura 41. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,35 m.

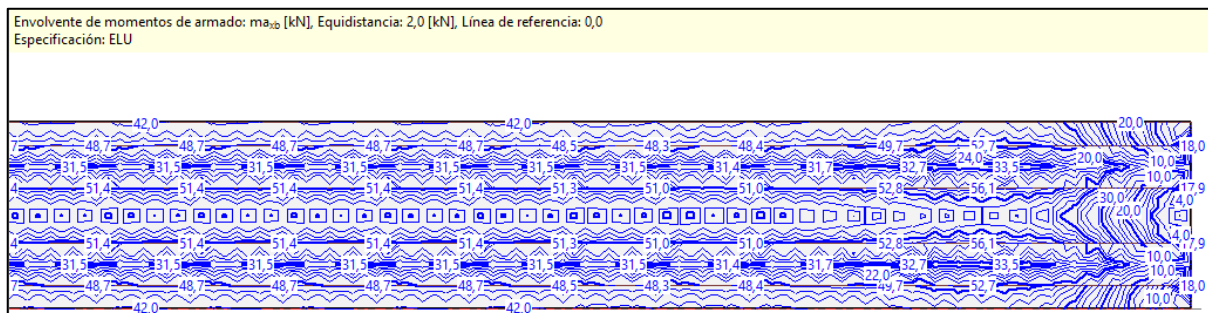


Figura 42. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,35 m.

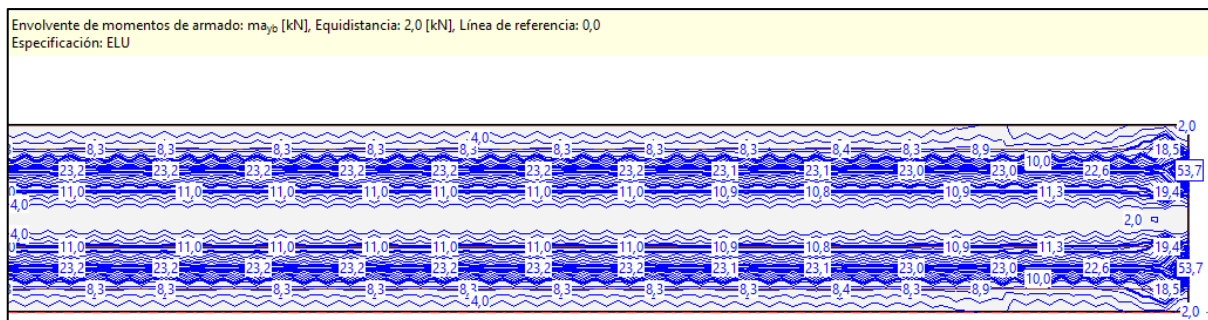
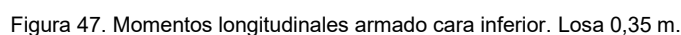
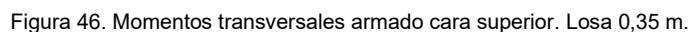
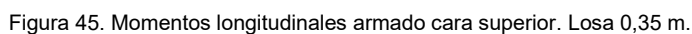
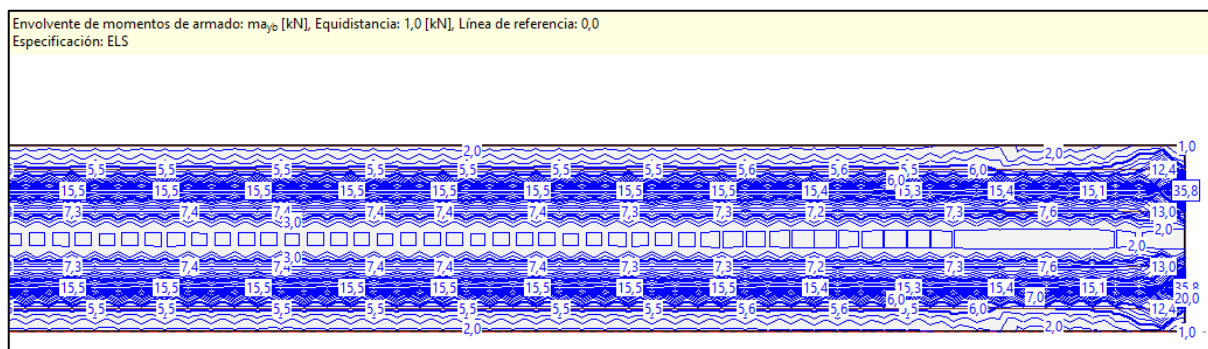


Figura 43. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,35 m.



Para los casos ELS se obtienen los siguientes resultados:





2.1.1. Análisis

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

2.1.1.1. Verificación ELU flexión

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.86$ OK											
No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS $\text{eff}(M,N,V,T)$
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	$\text{eff}(V,T)$ [-]	
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 -s-diagram		Strain Limits				Partial safety factor				Various parameters
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]		θ [-]
!ULS	2/0	1		-2.	-3.5	20.	0.85	1.5	1.15		45.

θ : Inclination of diagonal in compression
 φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 16)						
Name	Class	y_a [m]	z_a [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	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 53. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,35 m.

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.56$, $\text{eff}(V,T)=0$. OK											
No.	AP	P	Bending and axial force				Shear forces and torsion				Complete CS $\text{eff}(M,N,V,T)$
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	$\text{eff}(V,T)$ [-]	
1	!ULS		135.0	29.1	-	0.47	-	-7.9	-	***	
2	!ULS		-164.0	-9.2	-	0.04	-	-11.8	-	***	
3	!ULS		162.9	6.8	-	0.30	-	-7.8	-	***	
4	!ULS		-164.0	-9.2	-	0.04	-	-11.8	-	***	
5	!ULS		-24.8	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	-	-5.5	-	***	
9	!ULS		22.6	52.5	-	0.36	-	-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		94.2	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 -s-diagram		Strain Limits				Partial safety factor				Various parameters
	c	s	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]		θ [-]
!ULS	2/0	1		-2.	-2.5	20.	0.85	1.5	1.15		45.

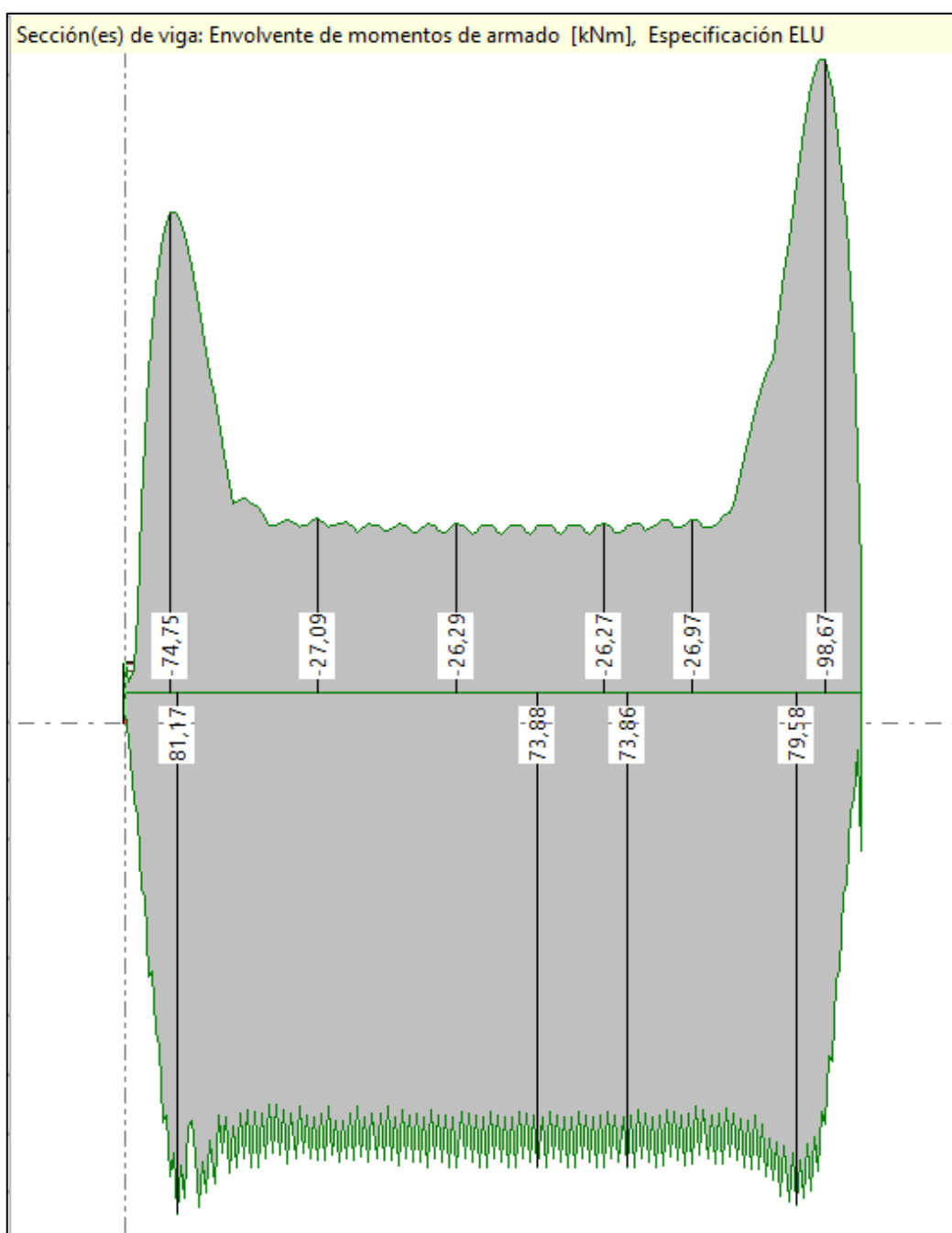
θ : Inclination of diagonal in compression
 φ : Creep coefficient

Extreme stresses and strain (Results of run No 16)						
Name	Class	y_a [m]	z_a [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
RQS	C25/30	-0.5	0.	-2.3	-14.2	1.76
RQS	C25/30	0.5	0.35	28.7	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
Asw (SNV)		ASW1	0	0

Unit: mm²/m

Figura 54. Análisis de flexión de sección longitudinal. Losa 0,35 m.



☒ Esfuerzos / Factores de eficiencia: $\text{eff}(M,N)=0.27$ OK						
No.	AP	P	N [kN]	Flexión y esfuerzo normal		$\text{eff}(M,N)$ [-]
				M_y [kNm]	M_z [kNm]	
1	!ELU		0	79,6	0	0,21
2	!ELU		0	-98,7	0	0,27

Figura 55. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,35 m.

2.1.1.2. Verificación ELU cortante

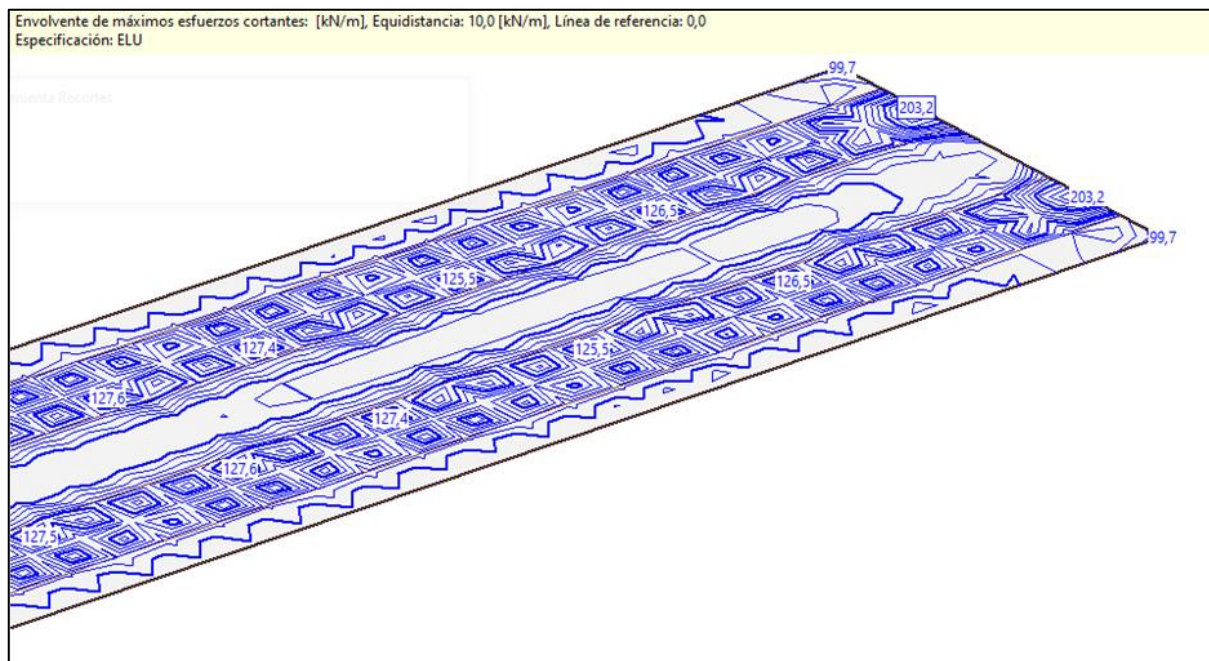


Figura 56. Esfuerzos cortantes. Losa 0,35 m.

Los valores del cortante de diseño son:

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

Considerando:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

$$\phi V_s \geq V_u - \phi V_c$$

Con:

$$\phi = 0.6$$

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

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

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

No es necesario ningún refuerzo de corte.

2.1.1.3. 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.

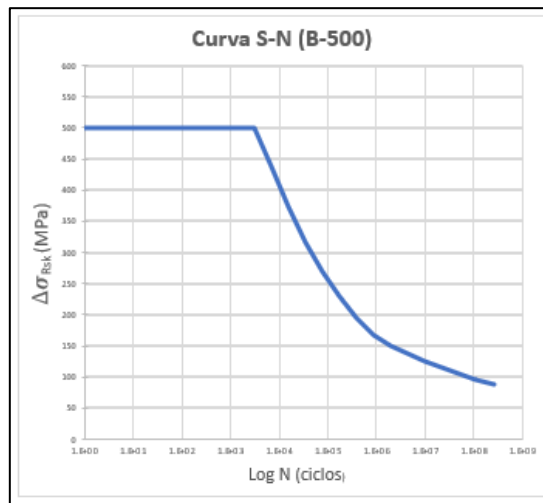


Figura 57. Curva S-N. Losa 0,35 m.

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

VEHÍCULOS	CICLOS	Log (CICLOS)	Log (S)	DS _{RSK} (MPa)
Trenes	$5,61 \times 10^7$	7,75	2,02	103,89
Camiones	$1,00 \times 10^7$	7,00	2,10	125,82
Trenes + Camiones	$6,61 \times 10^7$	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:

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

Dónde:

- $\Delta\sigma_s$: 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 n° de ciclos ($6,11 \times 10^7$) 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	$5,61 \times 10^7$	$6,61 \times 10^7$
$\Delta\sigma_{Rsk} (N^*)$ (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.

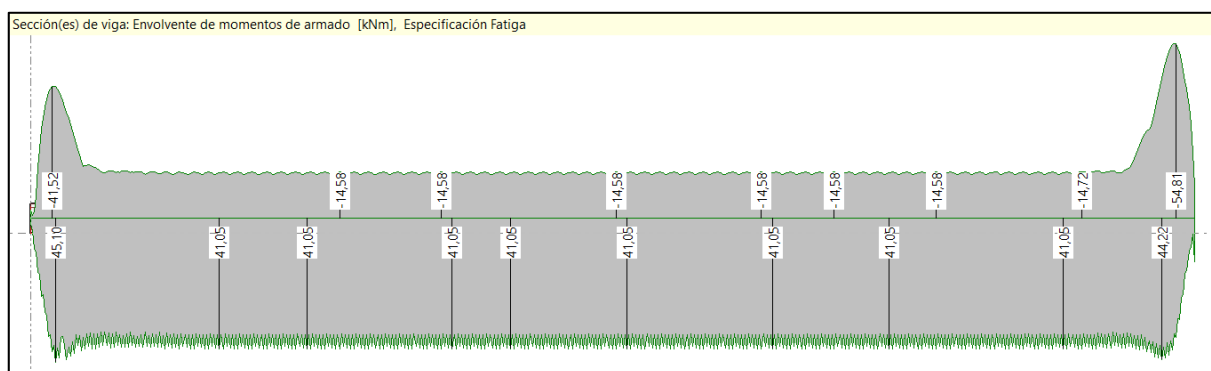


Figura 58. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,35 m.

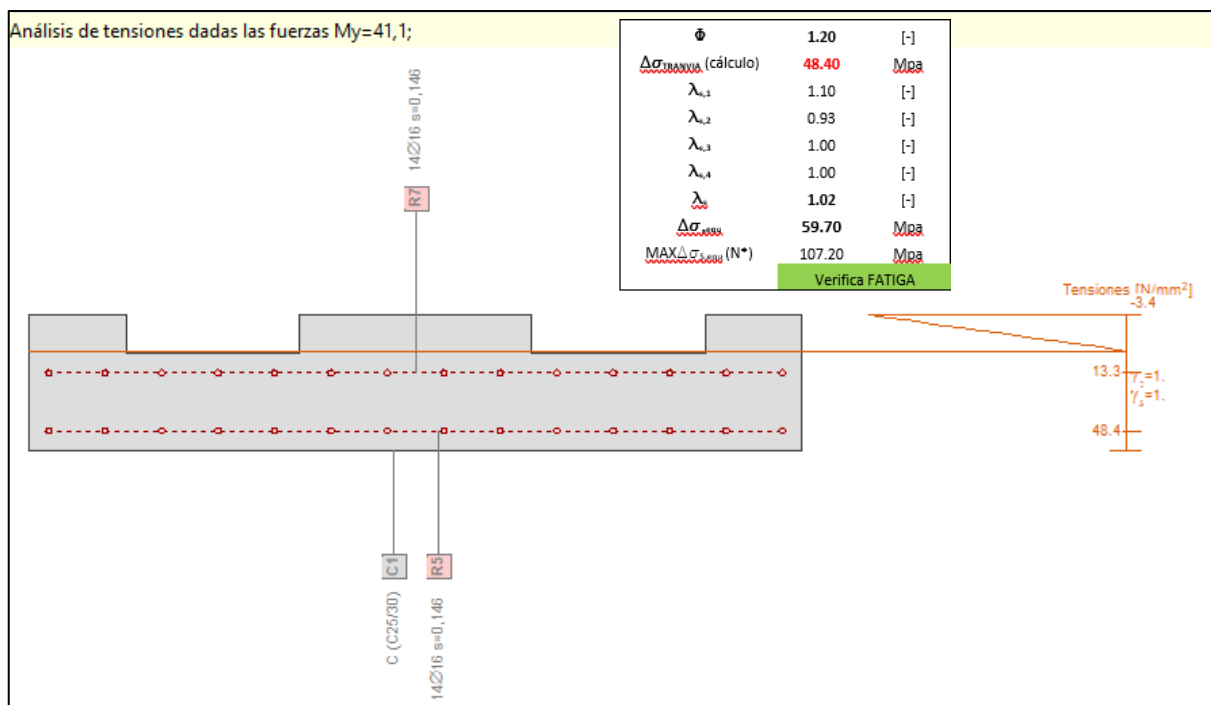


Figura 59. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,35 m.

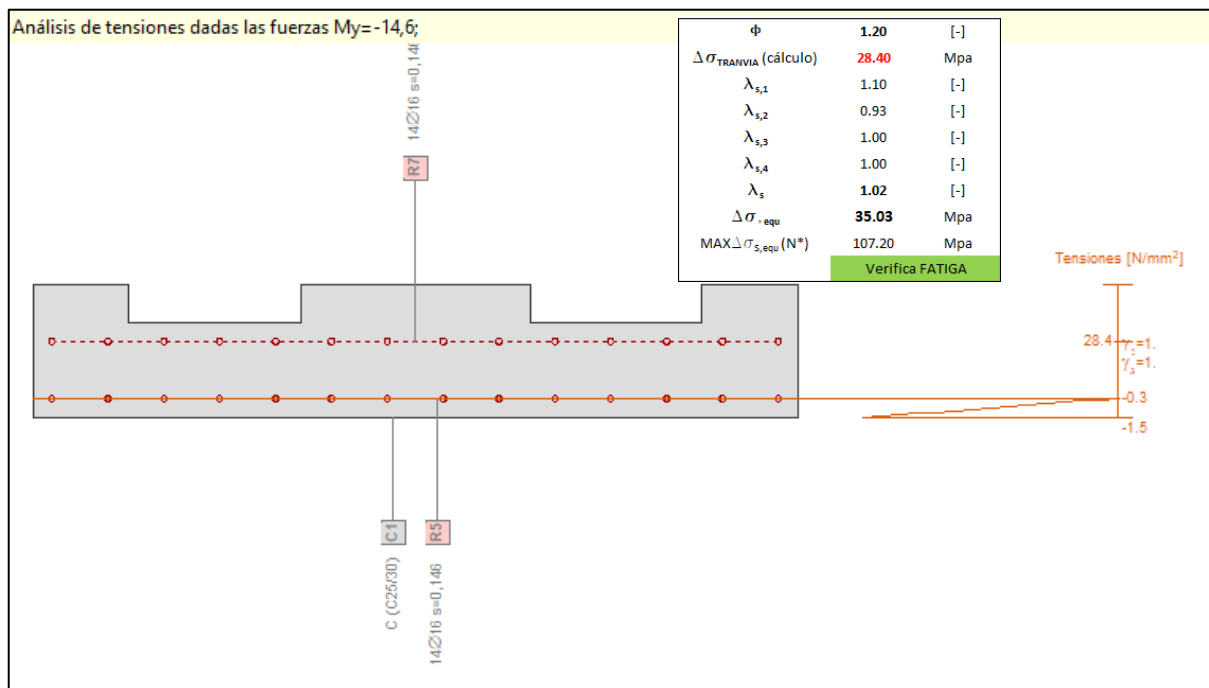


Figura 60. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,35 m.

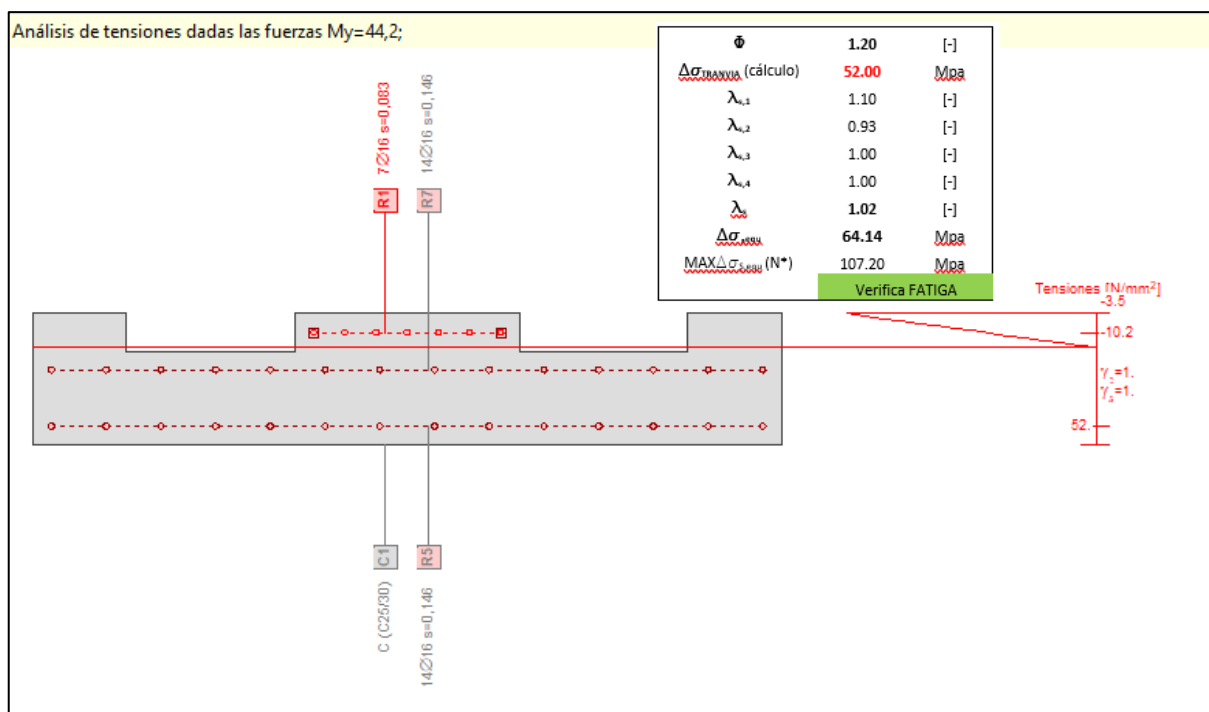


Figura 61. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,35 m.

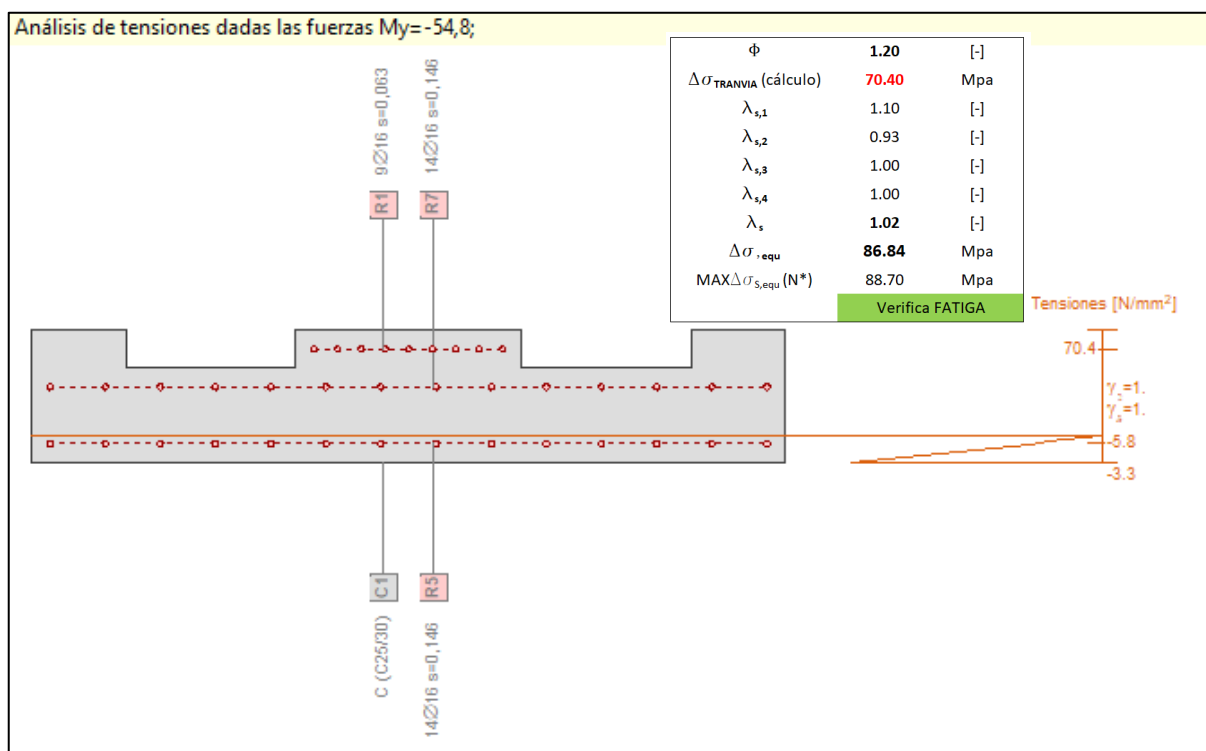


Figura 62. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,35 m.

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 $0,5 f_{ck}$ ”

En este caso $0,5 f_{ck} = 12,5 \text{ Mpa} = \sigma_c \text{ máx. admisible}$

Verificaciones de fatiga:

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

Sección típica de losa

Momento positivo; $\sigma_c = 3,4 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Momento negativo; $\sigma_c = 1,5 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Sección extremo de losa

Momento positivo; $\sigma_c = 3,5 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Momento negativo; $\sigma_c = 3,3 \text{ MPa} \leq 12,335 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

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

2.1.1.1. 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 $0,05 \text{ N/mm}^2$ (50 kN/m^2), por lo que debe verificarse.

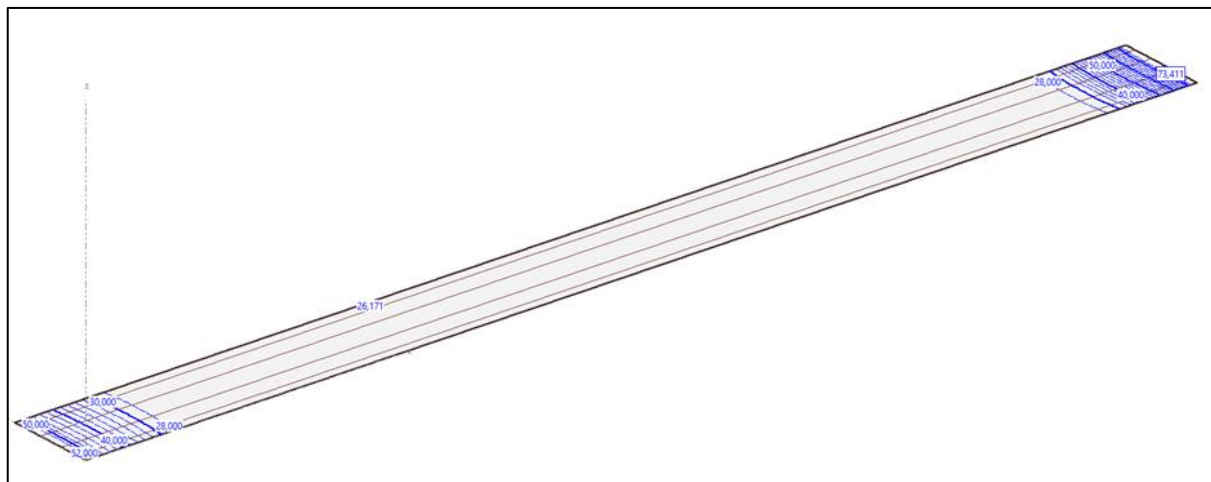


Figura 63. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m^2 . Losa 0,35 m.

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.

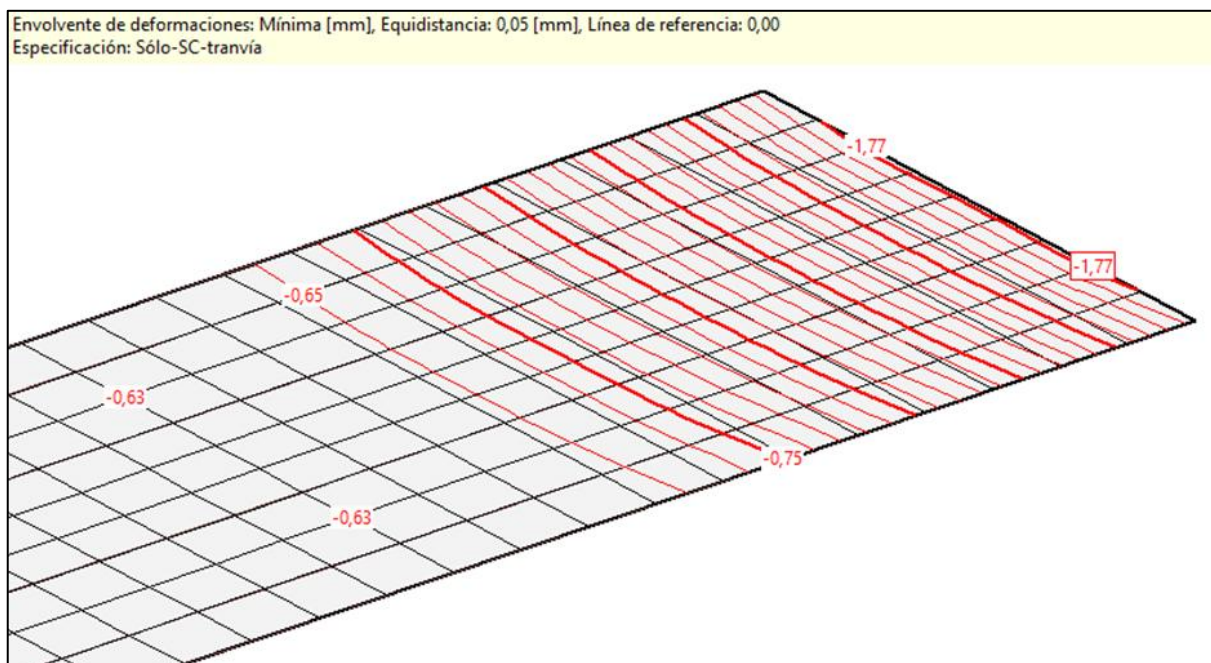


Figura 64. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,35 m.

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

2.1.1.1. 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			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	76.0	-				

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

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram			Strain Limits			Partial safety factor				Various parameters		
	c	s		ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	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/mm ²]	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

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	γ _y [km ⁻¹]	γ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /γ _y [kNm ²]	M _z /γ _z [kNm ²]
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 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	31 kN/mm ²	Duration of load k _t	0.4
α _e (E _s /E _c)	6.452	Bond properties k ₁	0.6
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k ₂	0.6
f _{ctm}	2.6 N/mm ²	k ₃	3.4
f _{ct,eff}	2.6 N/mm ²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	200 kN/mm ²	Moment	76. kNm
A _s (in tension surface)	1696 mm ²	Stress in reinforcement σ _s	137.4 N/mm ²
Diameter Ø _{eq}	12 mm	ε _{sm} -ε _{cm} (7.9)	0.412 o/oo
ρ _{eff}	1.485 o/o	Crack spacing s _{r,avg} (7.11)	0.29 m
		Crack width w _k (7.8)	0.12 mm

Figura 65. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,35 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	-67.5	-				

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

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram			Strain Limits			σ _s [N/mm ²]	Partial safety factor			Various parameters		
	c	s		ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]		α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	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 _a [m]	z _a [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	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			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	γ _y [km ⁻¹]	γ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /γ _y [kNm ²]	M _z /γ _z [kNm ²]
-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 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	31 kN/mm ²	Duration of load k _t	0.4
α _e (E _s /E _c)	6.452	Bond properties k ₁	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k ₂	0.5
ε _{ctm}	2.6 N/mm ²	k ₃	3.4
ε _{ct,eff}	2.6 N/mm ²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	200 kN/mm ²	Moment	-67.5 kNm
A _s (in tension surface)	1244 mm ²	Stress in reinforcement σ _s	145.8 N/mm ²
Diameter Ø _{eq}	12 mm	ε _{sn} -ε _{cm} (7.9)	0.437 o/o
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 66. Ancho de la fisura. Cara inferior transversal. Losa 0,35 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	-10.4	-				

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

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram			Strain Limits			Partial safety factor				Various parameters			
	c	s		ε _{c2} [‰]	ε _{c0.9} [‰]	ε _{sd} [‰]	α _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	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 ₀ [m]	z ₀ [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
RGS	c25/30	-0.5	0.	0.	-1.5	1.00
RGS	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			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _{y,t} [1/m]	χ _{z,t} [1/m]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm]	M _z /χ _z [kNm]
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 _{0,eff}	0.058 m
A _{0,eff} Tension surface	58333 mm ²	= Min[2.5 (h=d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	31 kN/mm ²	Duration of load k ₁	0.4
α _s (E _s /E _c)	6.452	Bond properties k ₁	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k ₂	0.5
f _{ctm}	2.6 N/mm ²	k ₃	3.4
f _{ct,eff}	2.6 N/mm ²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	200 kN/mm ²	Moment	-10.4 kNm
A _s (in tension surface)	792 mm ²	Stress in reinforcement σ _s	46.4 N/mm ²
Diameter Ø _{s4}	12 mm	k _{sm} =k _{sm} (7.9)	0.139 o/oo
p _{eff}	1.357 o/o	Crack spacing s _{cr,sm} (7.11)	0.3 m
		Crack width w _k (7.8)	0.04 mm

Figura 67. Ancho de la fisura. Cara superior longitudinal. Losa 0,35 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	1SLS		0	35.9	=				

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

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	e-e-diagram	Strain Limits			Partial safety factor				Various parameters		
	c	s	ϵ_{c2} [%]	$\epsilon_{c,d}$ [%]	$\epsilon_{s,d}$ [%]	α_s [N/mm ²]	α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	θ [-]	ϕ [-]
1SLS	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/mm ²]	γ [-]
RQS	c25/30	0.5	0.35	-0.2	-5.	1.00
RQS	c25/30	-0.5	0.	1.	0.	1.00
TOP	B500s	-0.45	0.3	0.	-0.3	1.00
BOTTOM	B500s	-0.45	0.05	0.8	160.2	1.00

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ϵ_x [%]	χ_y [1/m]	χ_z [1/m]	N/ ϵ_x	M _y / χ_y	M _z / χ_z
0.	35.9	0.	0.4	3.2	0	66.23	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 _{cr,cr}	0.058 m
A _{s,cr} Tension surface	58333 mm ²	= Min[2.5 (h=d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	31 kN/mm ²	Duration of load k _t	0.4
α_s (E _s /E _c)	6.452	Bond properties k ₁	0.8
Creep coefficient ϕ	0.	Distribution of strain k ₂	0.5
f _{ctm}	2.6 N/mm ²	k ₃	3.4
f _{ct,cr}	2.6 N/mm ²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	200 kN/mm ²	Moment	35.9 kNm
A _s (in tension surface)	792 mm ²	Stress in reinforcement σ_s	160.1 N/mm ²
Diameter $\phi_{s,q}$	12 mm	$\epsilon_{ss} = \epsilon_{sm}$ (7.9)	0.48 o/o
ρ_{cr}	1.357 o/o	Crack spacing s _{cr,sm} (7.11)	0.9 m
		Crack width w _k (7.8)	0.14 mm

Figura 68. 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.

2.1.1. 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 $\Phi 16/0,15$.

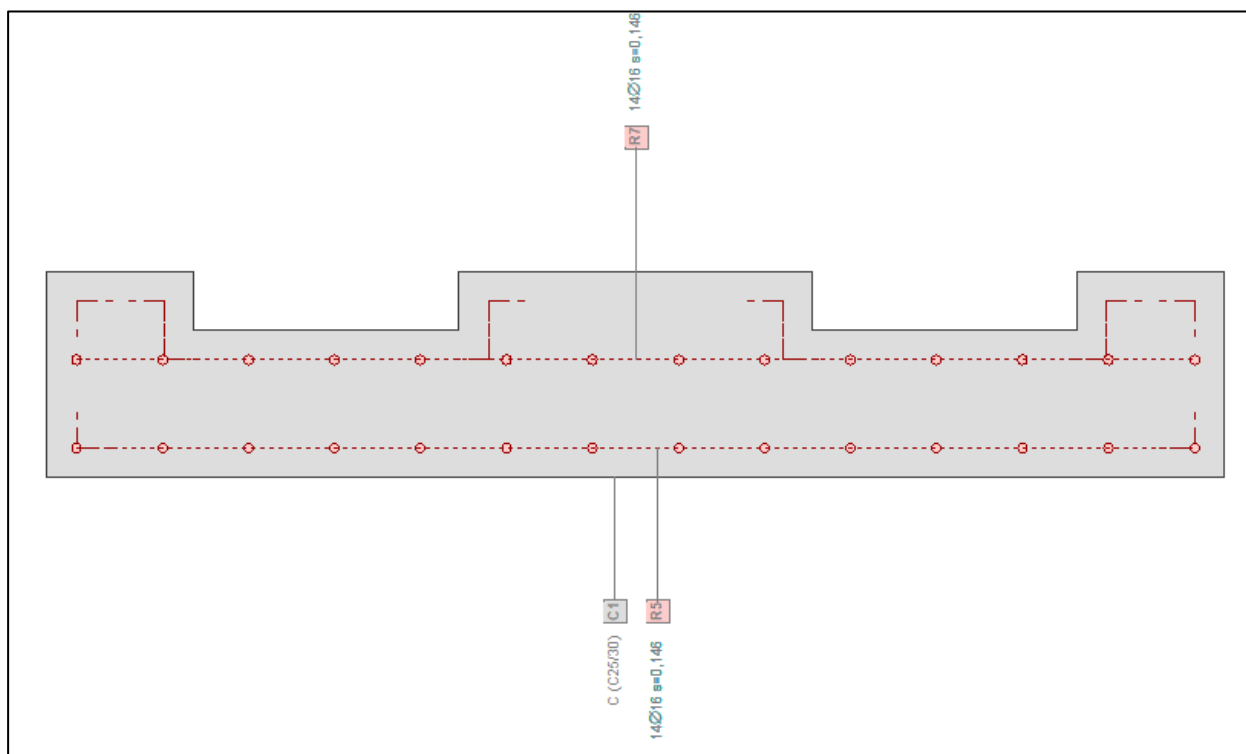


Figura 69. Sección transversal típica losa 0,35 m.

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 $\Phi 16$, como se muestra en la imagen:

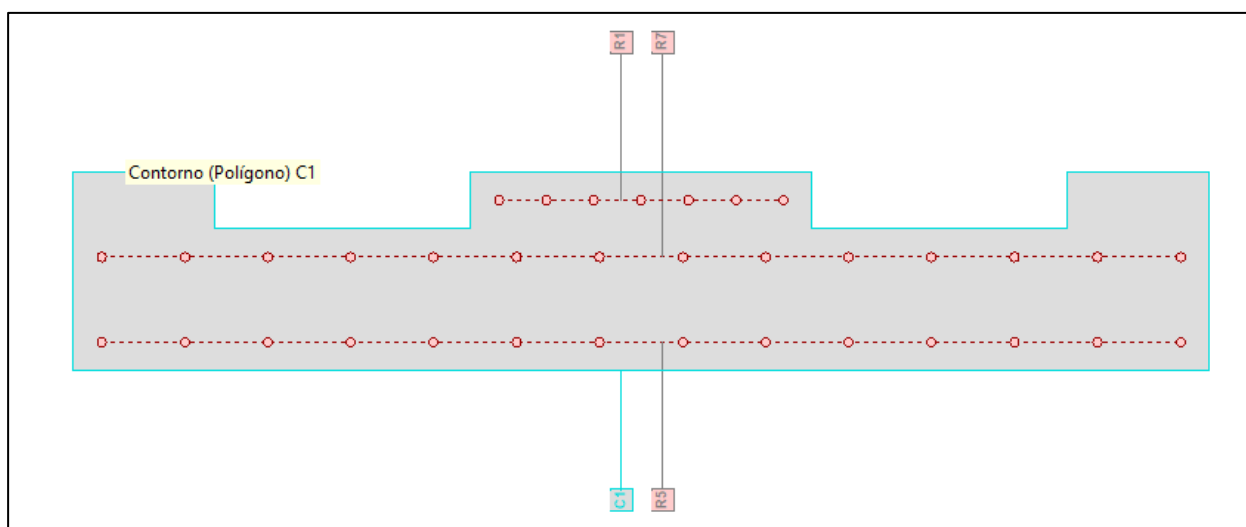


Figura 70. Sección transversal típica losa 0,35 m, en 5 m extremos.

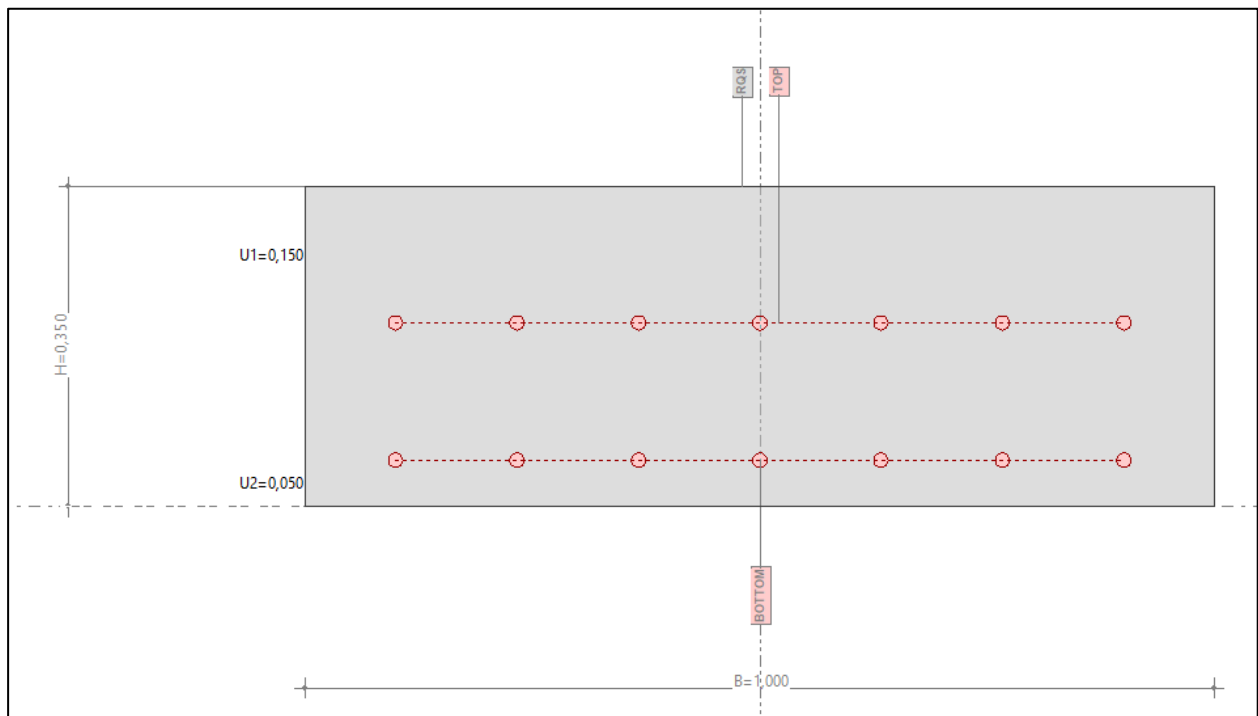


Figura 71. Sección longitudinal típica losa 0,35 m.

2.1. LOSA ESPESOR 0,5M

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

2.1.1. Modelo estructural

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

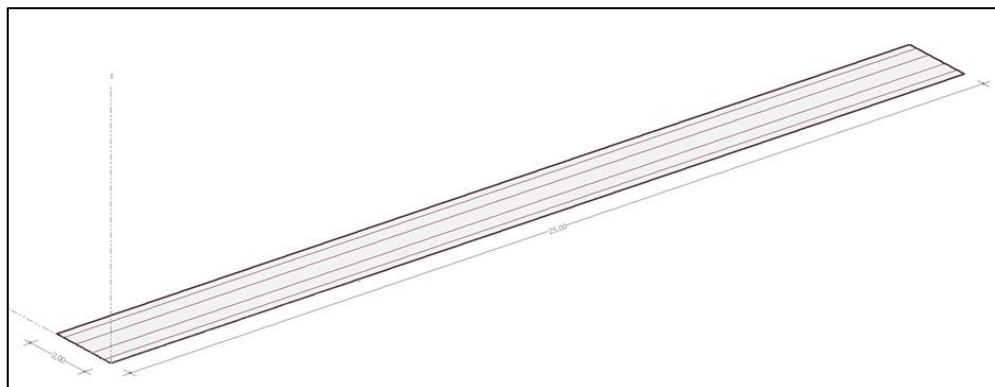


Figura 72. Modelo CEDRUS. Losa 0,50 m.

2.1.2. Cargas

Las cargas que afectan al cálculo estructural de la losa son las mismas especificadas en el apartado 2.1.1 del presente anexo.

2.1.3. Resultados del modelo

2.1.3.1. ELU

Para los casos de ELU se obtienen los siguientes resultados:



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

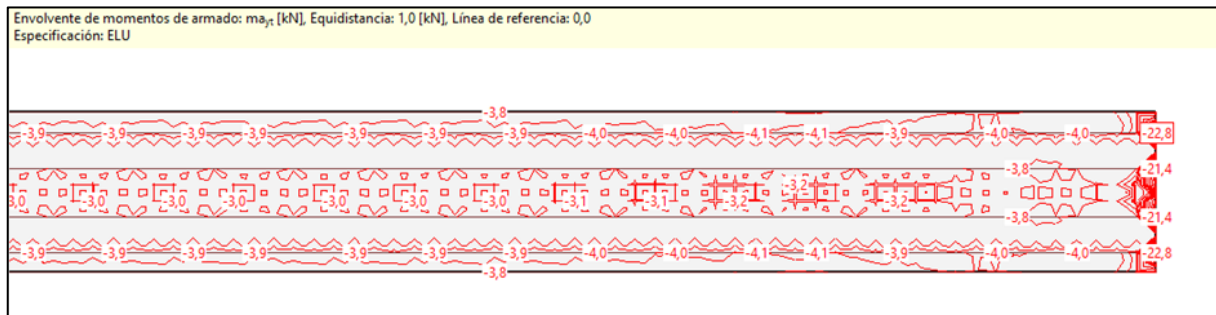


Figura 74. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.

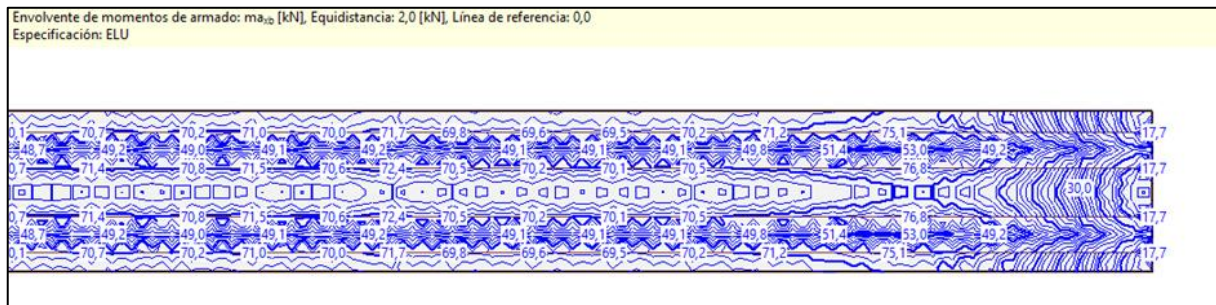


Figura 75. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

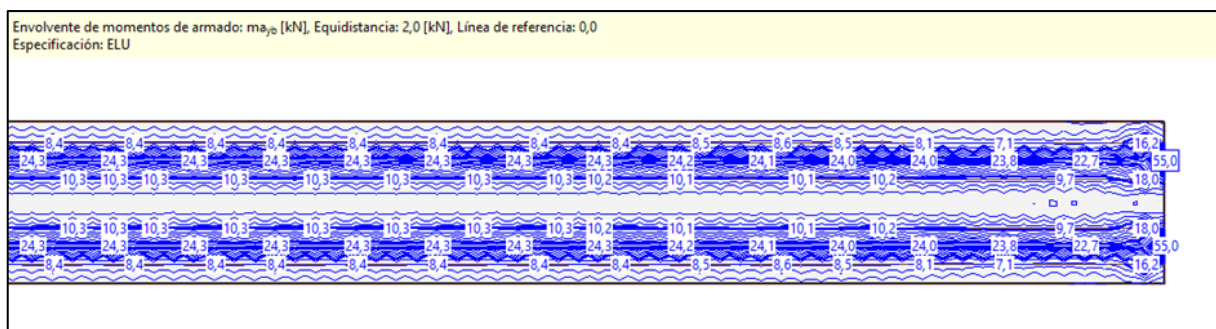


Figura 76. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

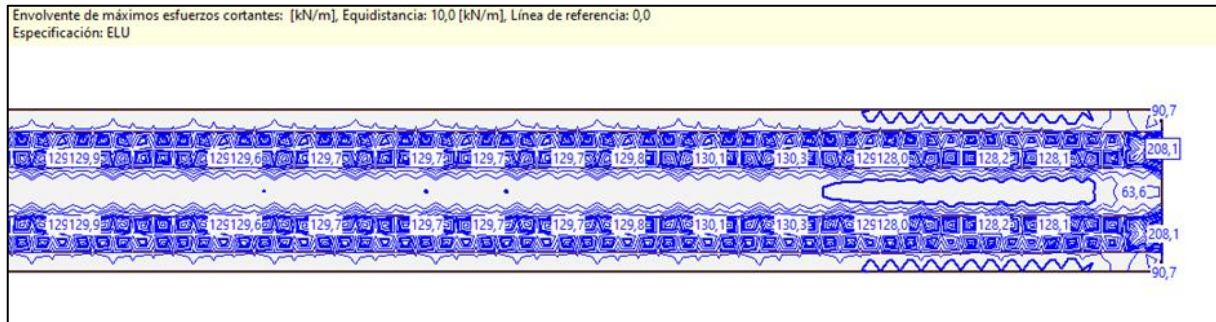


Figura 77. Esfuerzos cortantes en placa. Losa 0,50 m.

2.1.3.1. ELS

Para los casos ELS se obtienen los siguientes resultados:

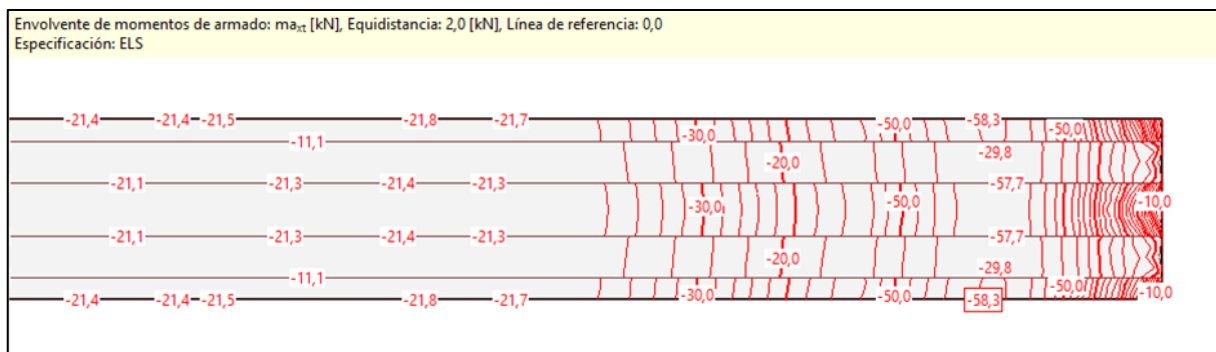


Figura 78. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.

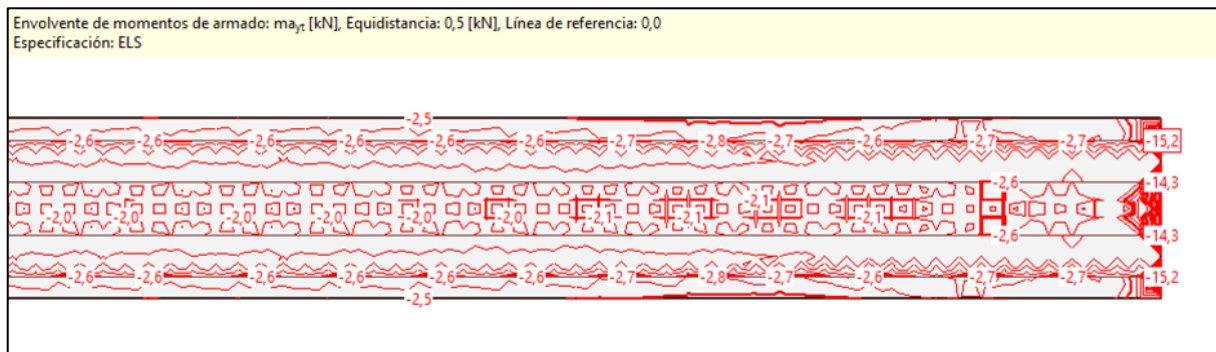


Figura 79. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.

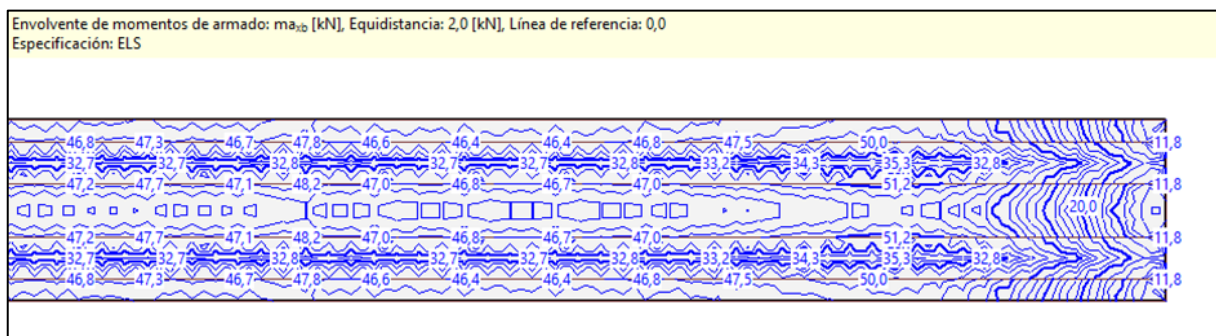


Figura 80. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

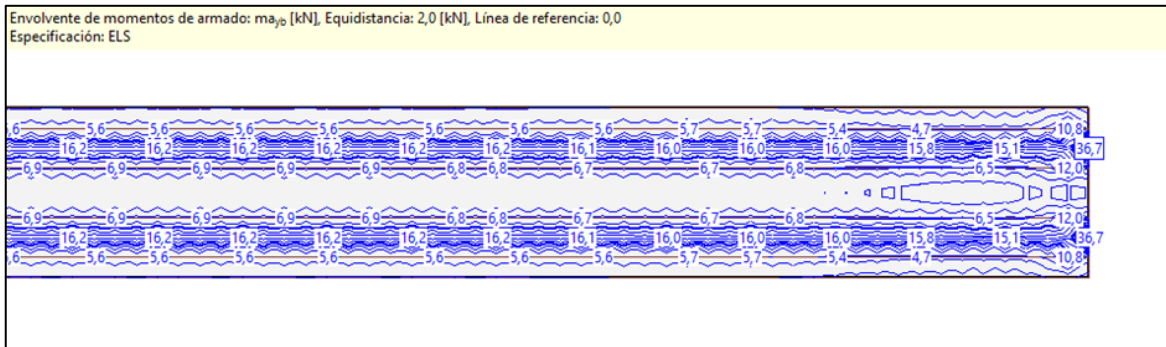


Figura 81. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

2.1.3.2. 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.

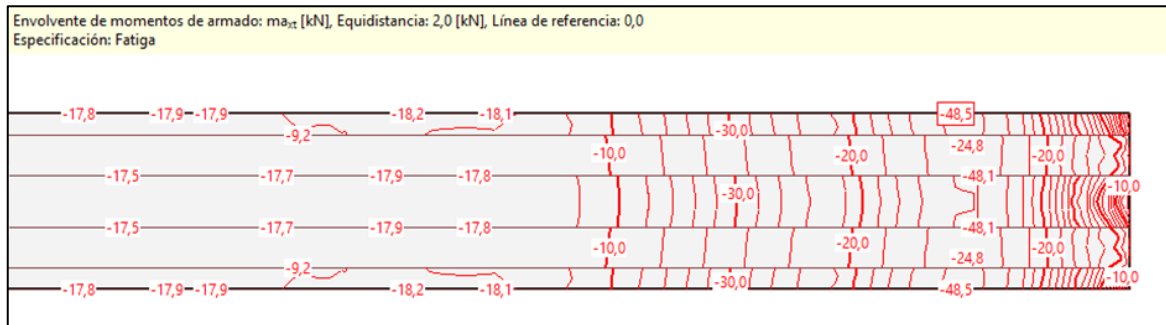


Figura 82. Momentos longitudinales armado cara superior. Losa 0,50 m.

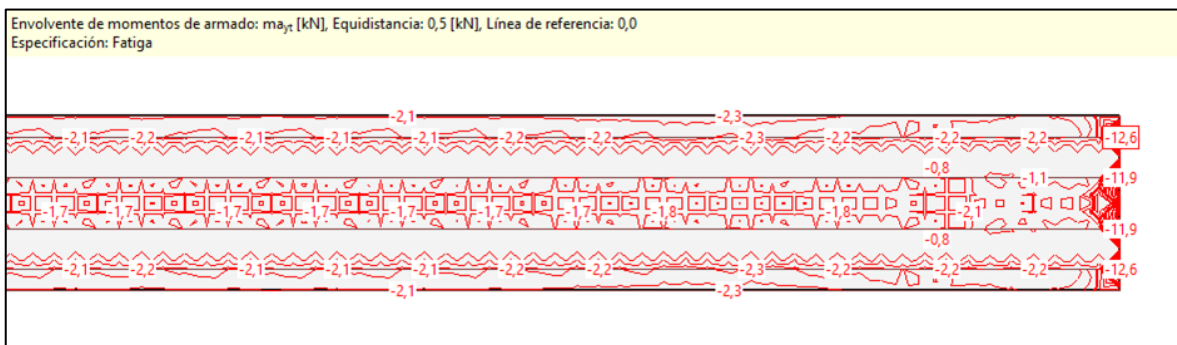


Figura 83. Momentos transversales armado cara superior. Losa 0,50 m.

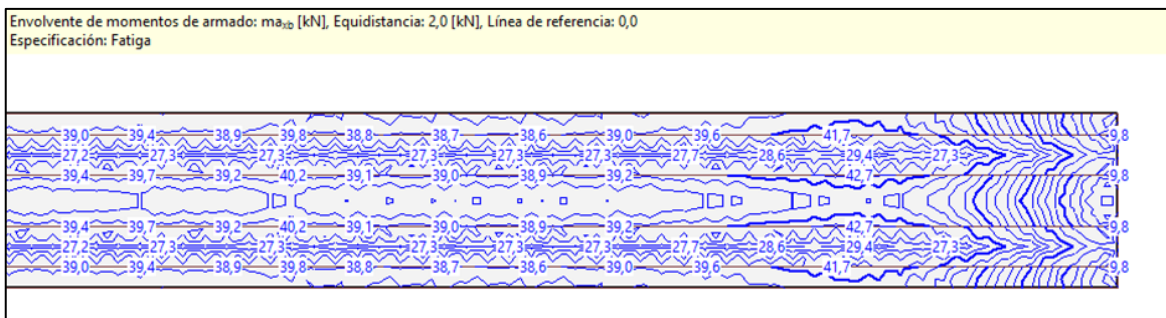


Figura 84. Momentos longitudinales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

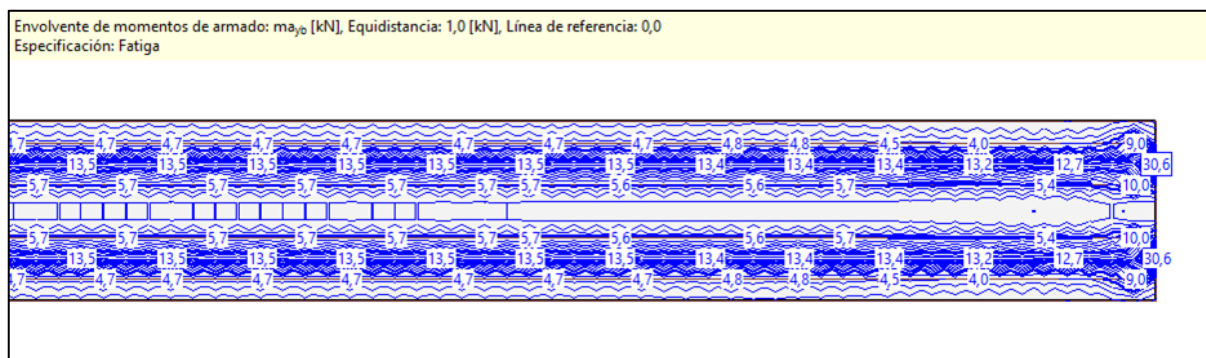


Figura 85. Momentos transversales armado cara inferior. Losa 0,50 m.

2.1.1. 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.

2.1.1.1. Verificación ELU flexión

Action forces / Efficiency: $\text{eff}(M,N)=0.33$ OK

No.	AP	P	N [kN]	Bending and axial force M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	$\text{eff}(V,T)$ [-]	Complete CS $\text{eff}(M,N,V,T)$ [-]
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

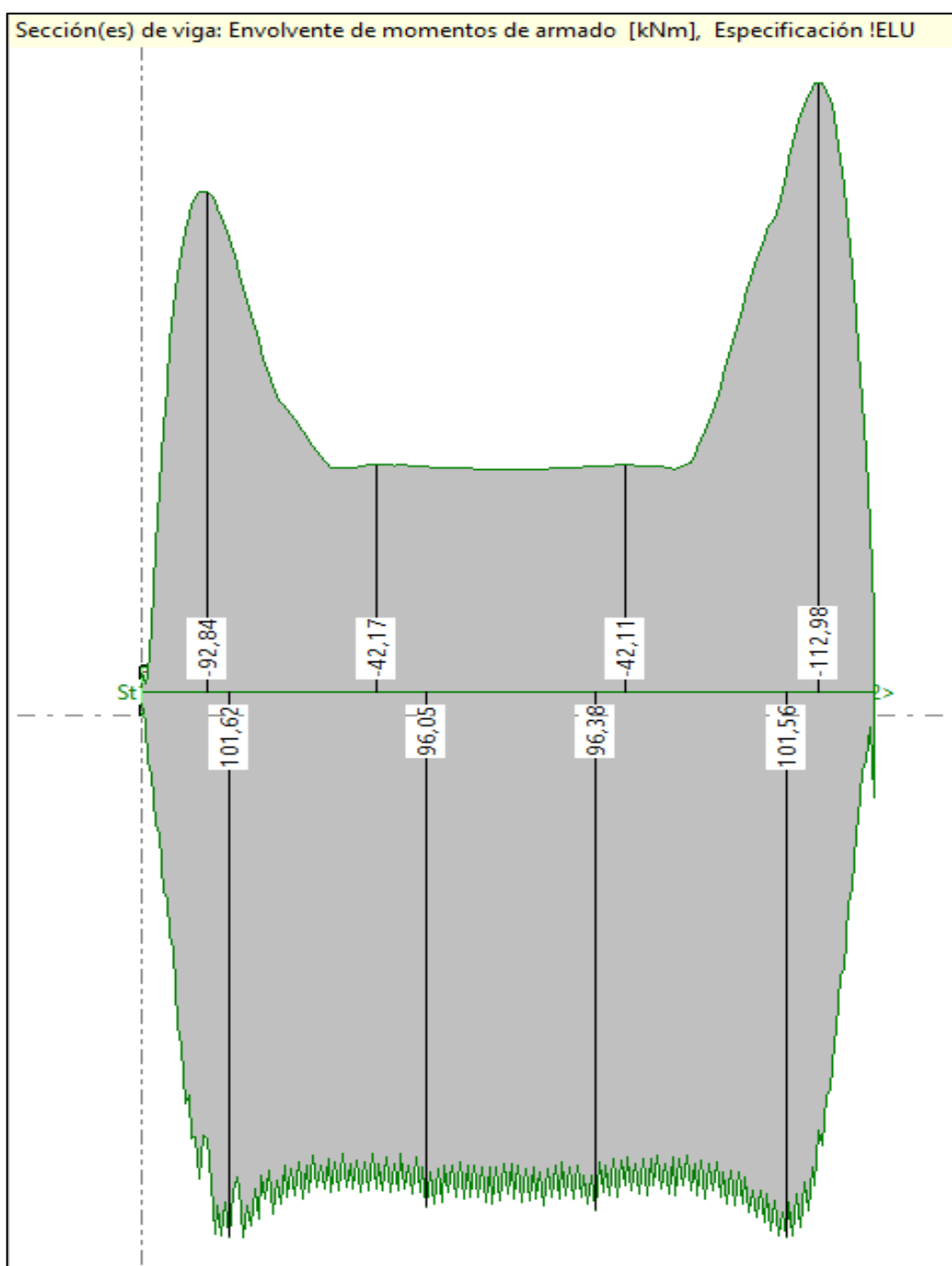
ID	σ - ϵ -diagram c	s	Strain Limits ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu3} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	σ_s [N/mm ²]	Partial safety factor α_{cc} [-]	γ_c [-]	γ_s [-]	Various parameters θ [°]	ϕ [°]
!ULS	2/0	1	-2.	-3.5	20.		0.85	1.5	1.15	45.	0.

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/mm ²]	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 86. Análisis de flexión de la sección transversal. Losa 0,50 m.



☒ Esfuerzos / Factores de eficiencia: $\text{eff}(M,N)=0.18$ OK

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

Figura 87. Envolvente Momentos de armado. Losa 0,50 m.

2.1.1.2. Verificación ELU cortante

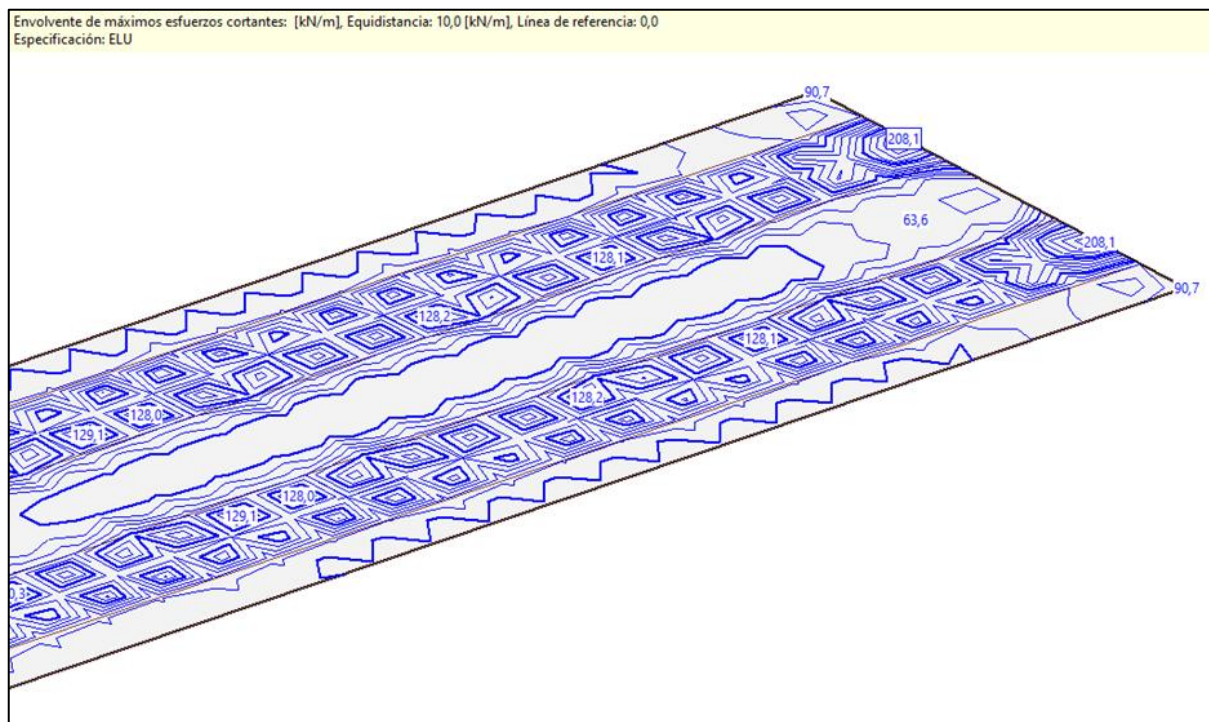


Figura 88. Esfuerzos cortantes. Losa 0,50 m.

Los valores del cortante de diseño son:

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

Considerando:

$$\varphi V_n \geq V_u$$

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

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

Con:

$$\varphi = 0.6$$

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

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

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

No es necesario ningún refuerzo de corte.

2.1.1.3. Verificación ELU fatiga

Acero

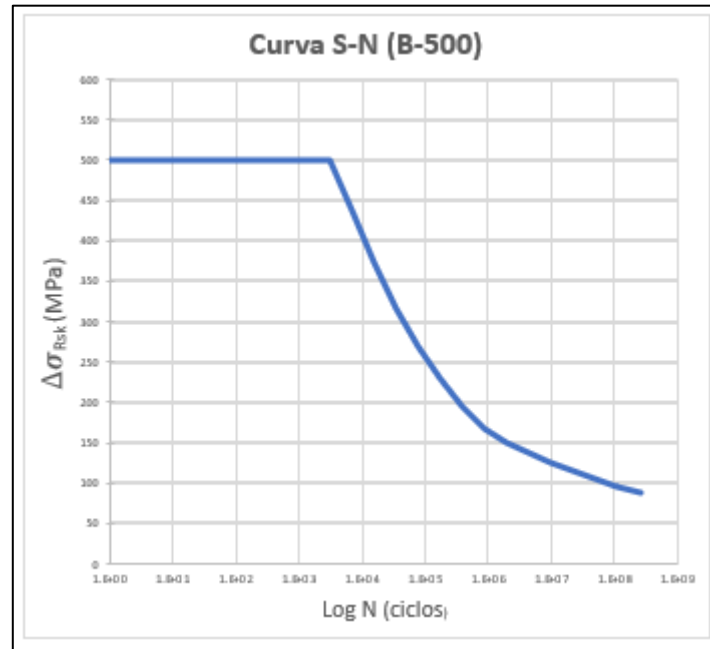


Figura 89. Curva S-N. Losa 0,50 m.

Como en el caso anterior, para el acero B500 y un nº de ciclos durante la vida útil de la estructura de 6.61×10^7 , 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	$6,61 \times 10^7$
$\Delta \sigma_{Rsk} (N^*)$	102,01
$\gamma_{S,fat}$	1,15
$\gamma_{F,fat}$	1,00
$MAX \Delta \sigma_{S,eq} (N^*)$	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:

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

- $\Delta \sigma_{s,71}$: 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.

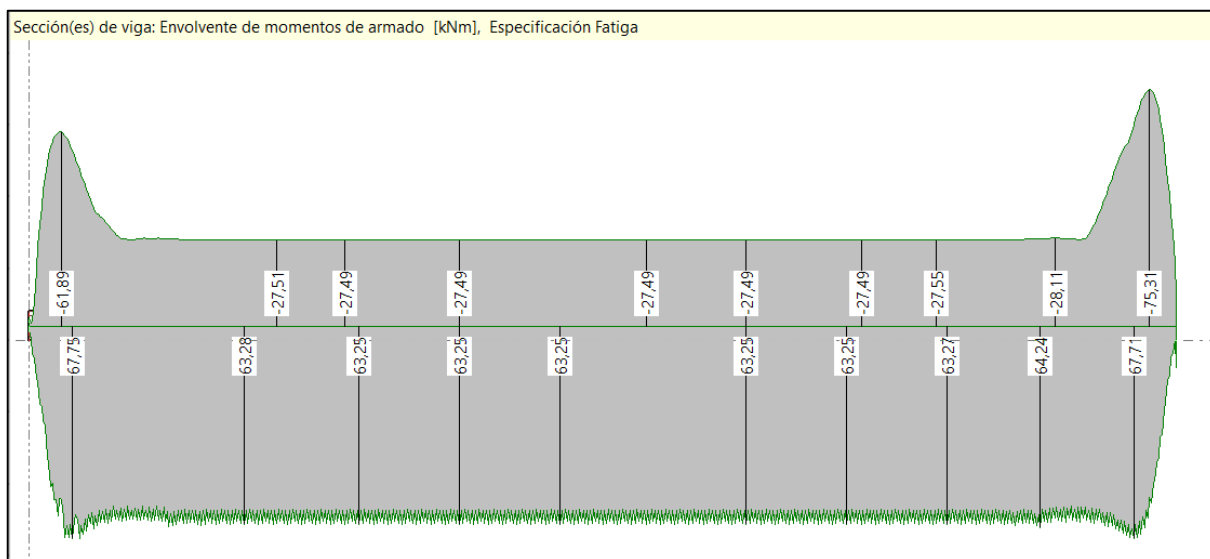


Figura 90. Sección tipo de resultados. Envolvente de momentos a fatiga. Losa 0,50 m.

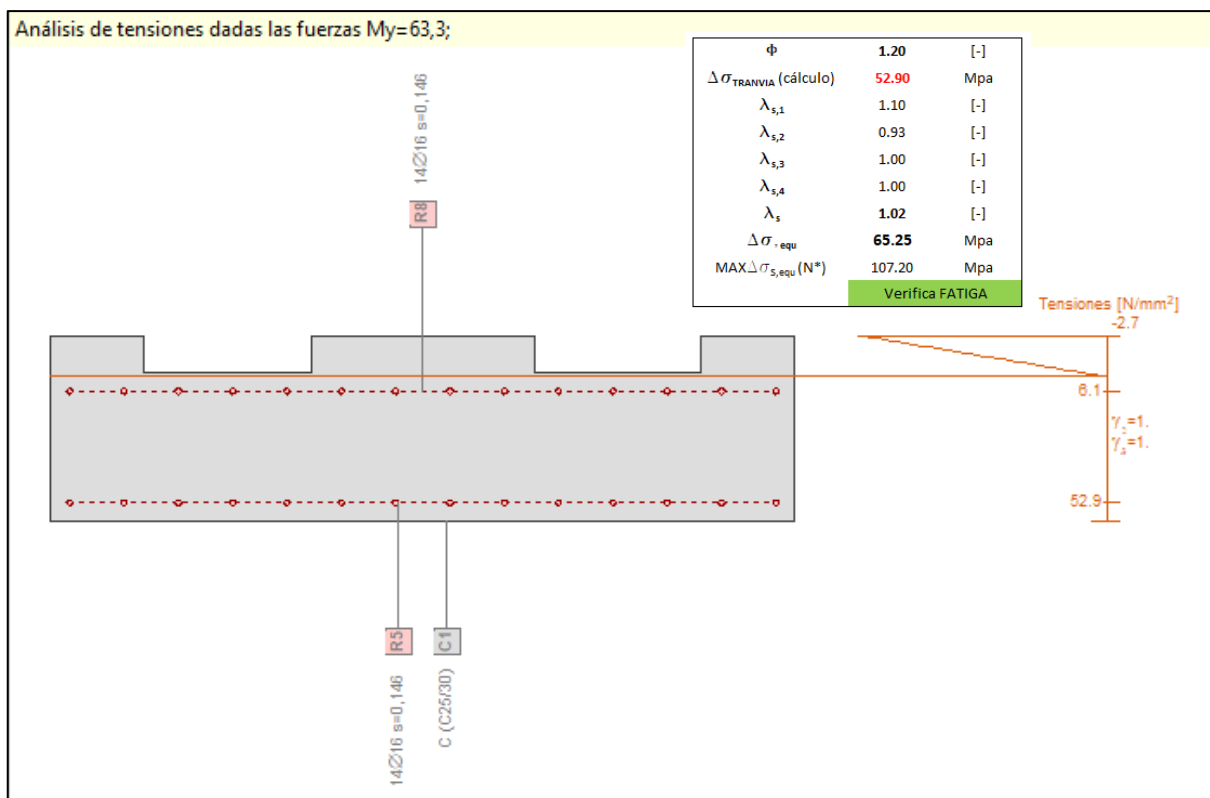


Figura 91. Comprobación fatiga - Momentos positivos. Losa 0,50 m.

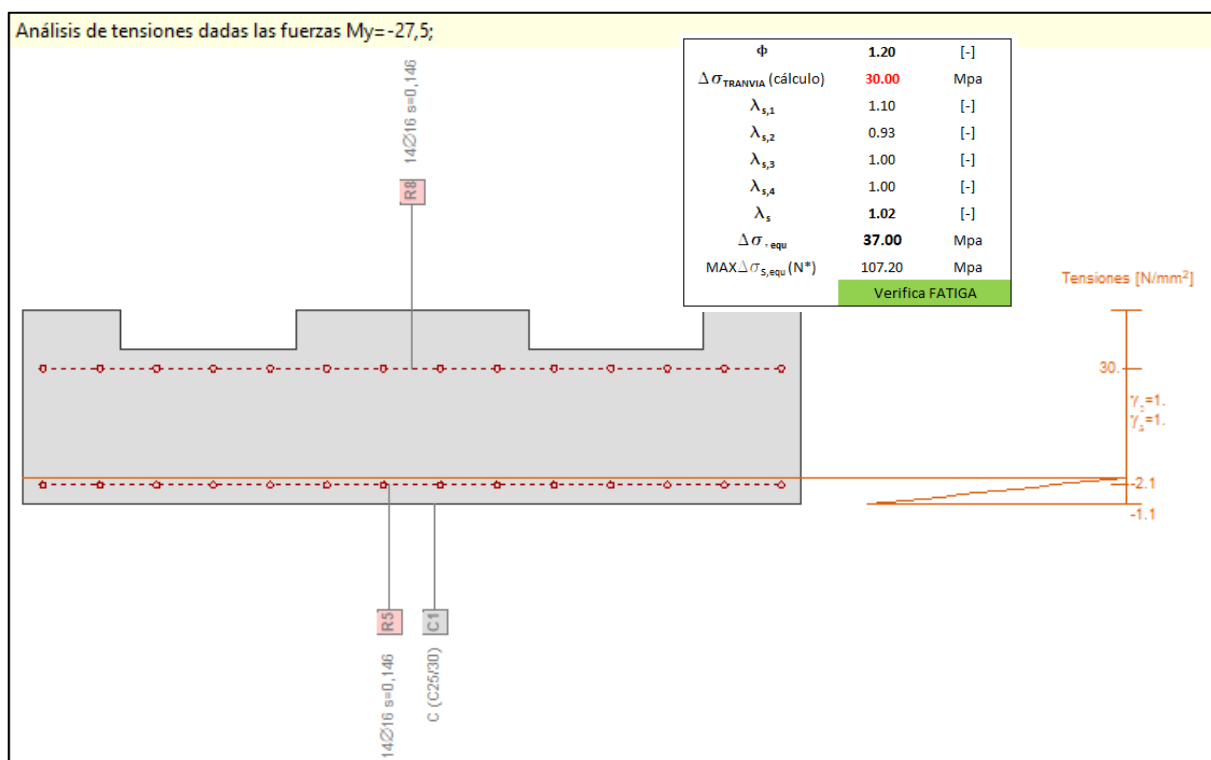


Figura 92. Comprobación fatiga - Momentos negativos. Losa 0,50 m.

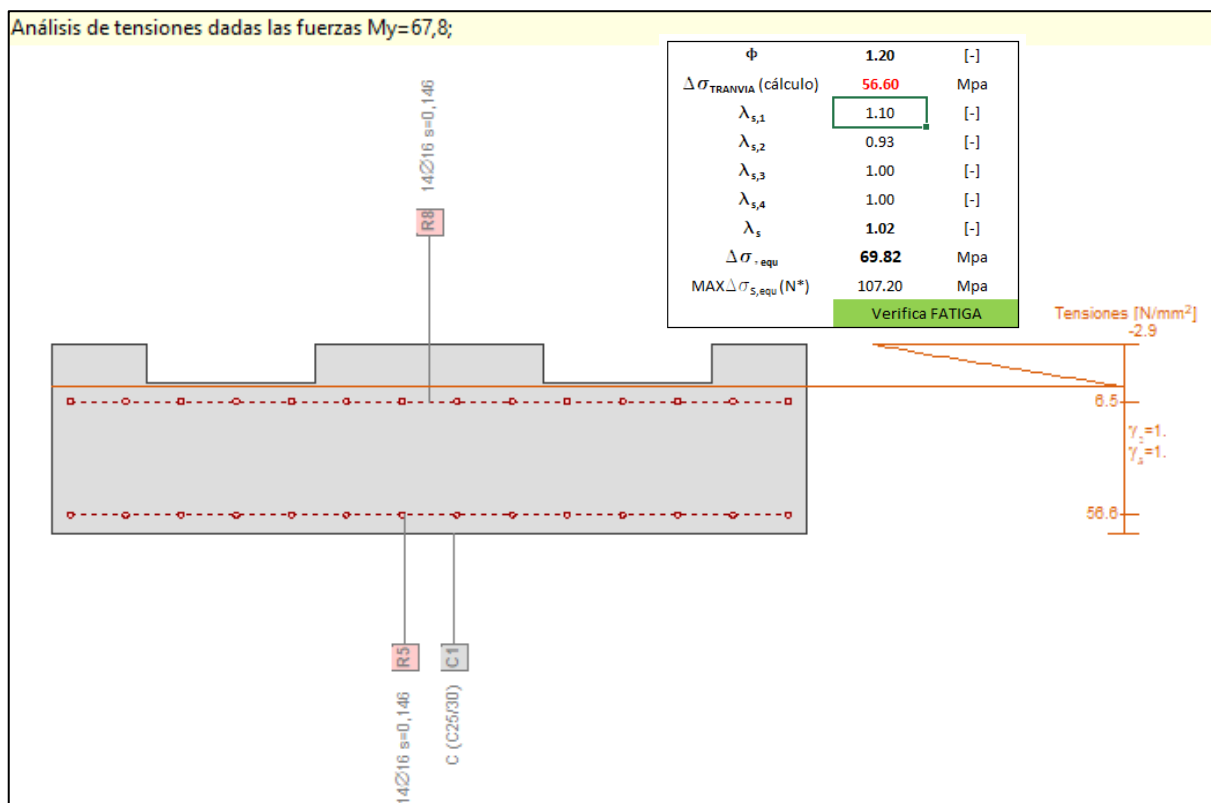


Figura 93. Comprobación fatiga - Momentos positivos extremos de losa. Losa 0,50 m.

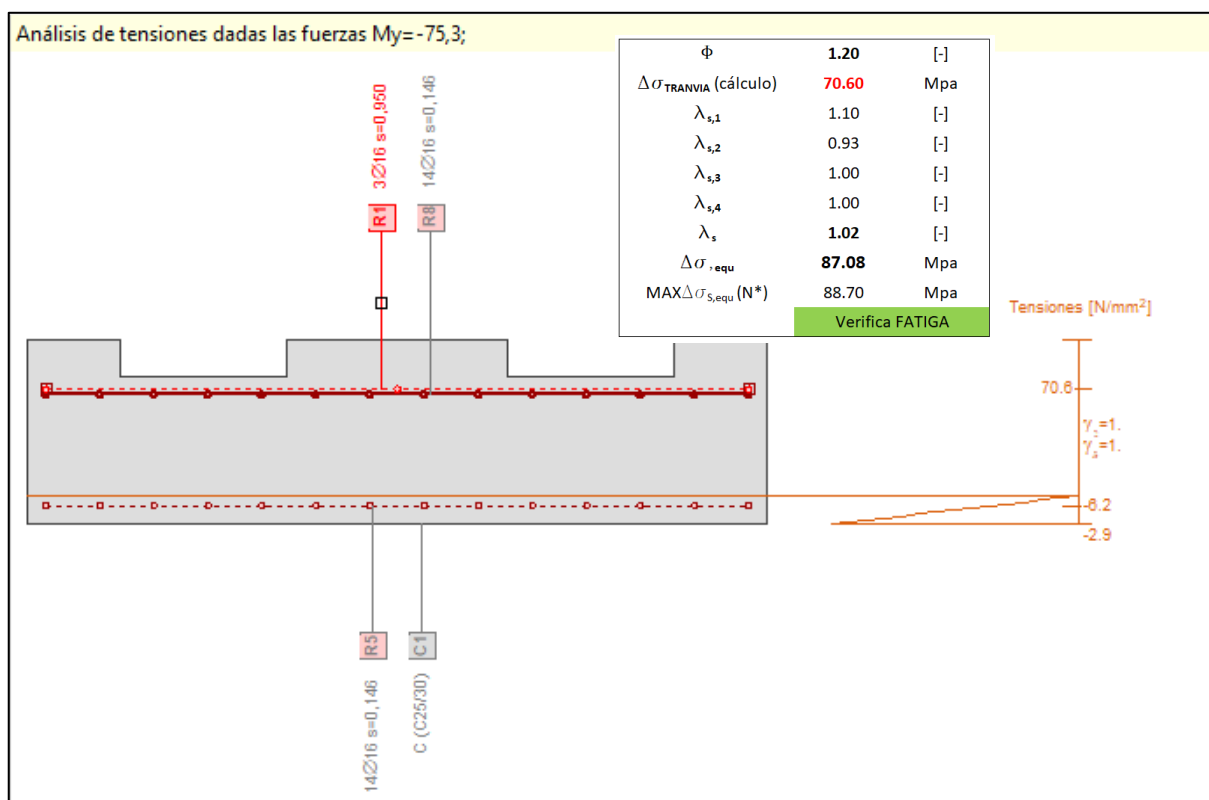


Figura 94. Comprobación fatiga - Momentos negativos extremos de losa. Losa 0,50 m.

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 $0,5 f_{ck}$ ”

En este caso, $0,5 f_{ck} = 12,5 \text{ Mpa} = \sigma_c \text{ máx. admisible}$

Verificaciones de fatiga:

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

Sección típica de losa

Momento positivo; $\sigma_c = 2,7 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Momento negativo: $\sigma_c = 1,1 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Sección extremo de losa

Momento positivo; $\sigma_c = 2,9 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

Momento negativo: $\sigma_c = 2,9 \text{ MPa} \leq 12,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$

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

2.1.1.1. 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 $0,05 \text{ N/mm}^2$ (50 kN/m^2), por lo que debe verificarse.

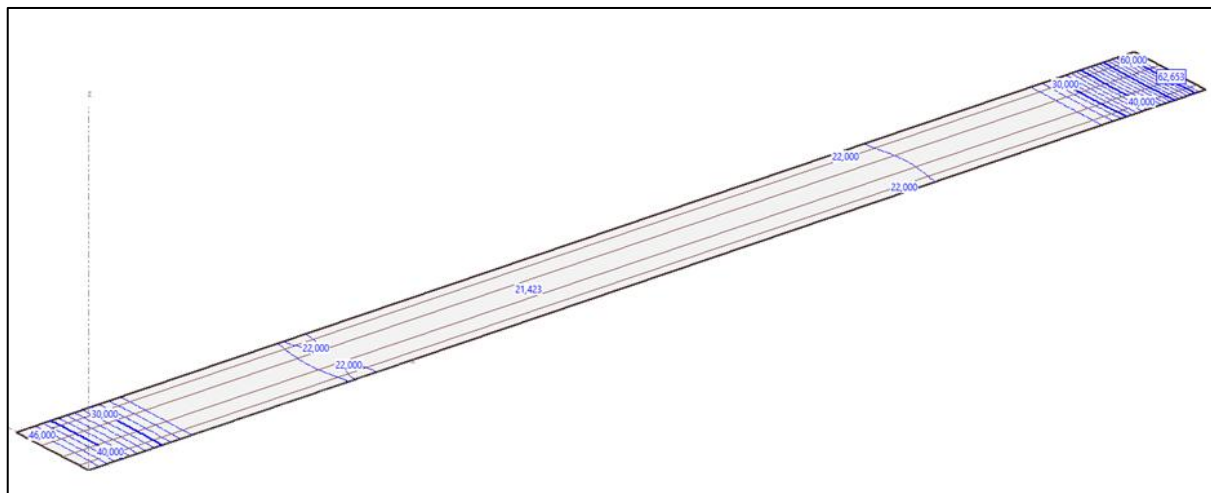


Figura 95. Presiones del suelo y planta. Valores en kN/m^2 . Losa 0,50 m

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.

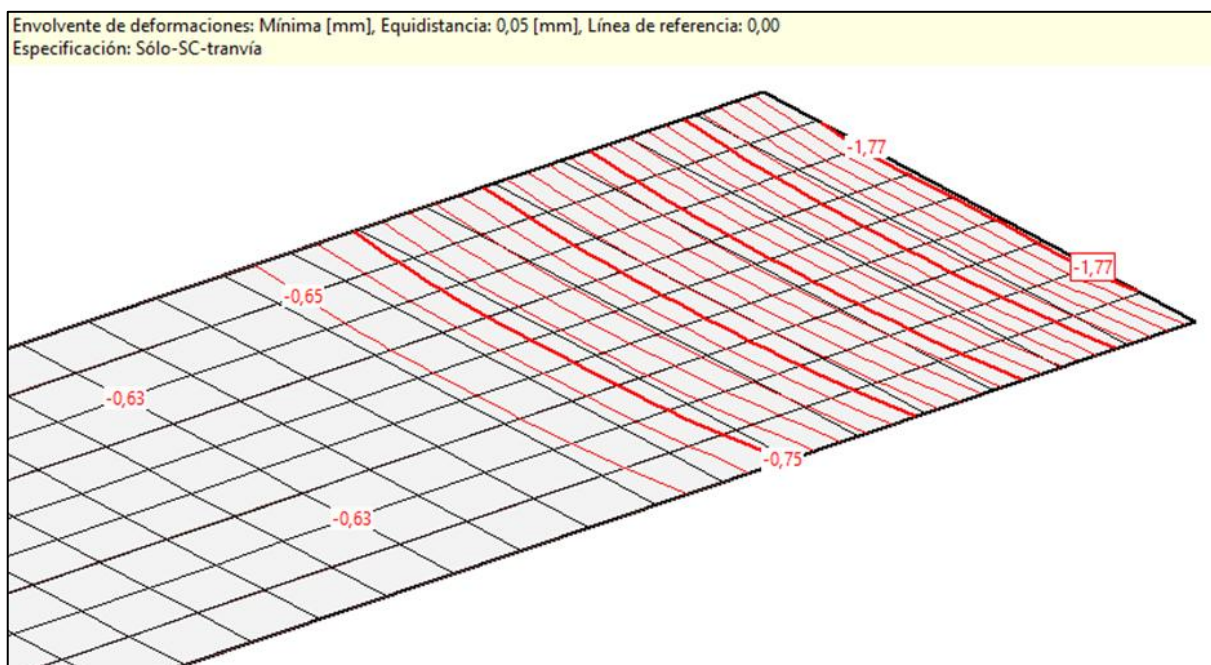


Figura 96. Deformación mínima. Valores en mm. Losa 0,50 m

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

2.1.1.1. 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			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	76.0	0				

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-ε-diagram			Strain Limits			Partial safety factor				Various parameters			
	C	S		ε _{c2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]	σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	γ _c [-]	γ _s [-]	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/mm ²]	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]	σ _{elas.} [N/mm ²]
C1	1.	0.	0.5	-0.6
C1	1.	3.	0.	0.6

Stresses and strain during the last iterations step

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	γ _y [km ⁻¹]	γ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /γ _y [kNm ²]	M _z /γ _z [kNm ²]
-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 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x) / 3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	31 kN/mm ²	Duration of load k _t	0.4
α _e (E _s /E _c)	6.452	Bond properties k ₁	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k ₂	0.5
f _{ctm}	2.6 N/mm ²	k ₃	3.4
f _{ct,eff}	2.6 N/mm ²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	200 kN/mm ²	Moment	76. kNm
A _s (in tension surface)	4222 mm ²	Stress in reinforcement σ _s	40.6 N/mm ²
Diameter Ø _{eq}	16 mm	ε _{sm} -ε _{cm} (7.9)	0.122 o/o
ρ _{eff}	1.72 o/o	Crack spacing s _{r,max} (7.11)	0.3 m
		Crack width w _k (7.9)	0.04 mm

Figura 97. Ancho de la fisura. Cara superior transversal. Losa 0,50 m.

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	-67.5	0				

Analysis parameters !SLS Standard: Eurocode EN

ID	σ-s-diagram			Strain Limits			σ _s [N/mm ²]	α _{cc} [-]	Partial safety factor			Various parameters		
	c	s		ε _{cu2} [‰]	ε _{cu3} [‰]	ε _{ud} [‰]			γ _c [-]	γ _s [-]		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/mm ²]	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 _{elas} [N/mm ²]
C1	1.	0.	0.	-0.6
C1	1.	3.	0.5	0.6

Stresses and strain during the last iterations step

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	γ _y [km ⁻¹]	γ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /γ _y [kNm ²]	M _z /γ _z [kNm ²]
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 mm ²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	31 kN/mm ²	Duration of load k _t	0.4
α _e (E _s /E _c)	6.452	Bond properties k ₁	0.8
Creep coefficient φ	0.	Distribution of strain k ₂	0.5
f _{ctm}	2.6 N/mm ²	k ₃	3.4
f _{ct,eff}	2.6 N/mm ²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	200 kN/mm ²	Moment	-67.5 kNm
A _s (in tension surface)	4021 mm ²	Stress in reinforcement σ _s	32.2 N/mm ²
Diameter Ø _{eq}	16 mm	ε _{sm} -ε _{cm} (7.9)	0.097 o/o
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 98. 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.

2.1.1. 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 $\Phi 16/0.15$; en los 5 m extremos se disponen 3 $\Phi 16$ en el plano superior de armado.

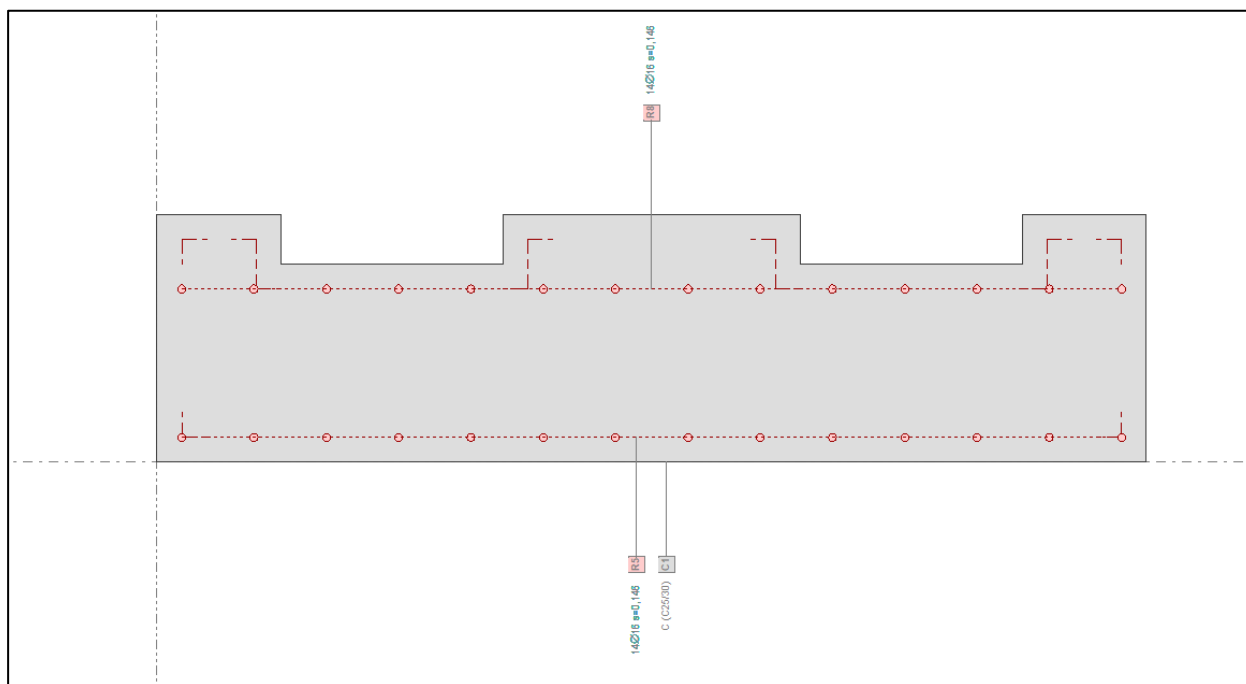


Figura 99. Sección transversal típica losa 0,50 m.

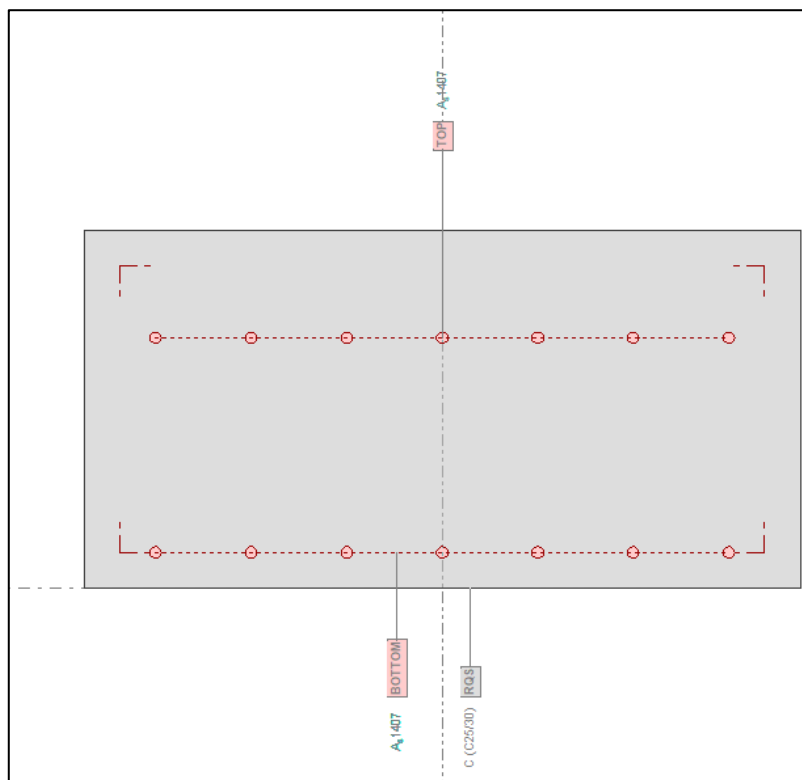


Figura 100. Sección longitudinal típica losa 0,50 m.

2.2. 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
Ref. Longitudinal	Superior	$\Phi 16/0,15$	$\Phi 16/0,15$
	Inferior	$\Phi 16/0,15$	$\Phi 16/0,15$
Arm. Adicional en juntas (superior 5 m)		9 $\Phi 16$	3 $\Phi 16$
Ref. Transversal	Superior	$\Phi 16/0,15$	$\Phi 16/0,15$
	Inferior	$\Phi 16/0,15$	$\Phi 16/0,15$

Tabla 14. 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

2.3. 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/m³.
- Absorción de agua = 0,50 %.
- Conductividad térmica = 0,50 W/°C·m.
- Coeficiente de dilatación lineal = $\alpha = 10^{-6}$ °C⁻¹.
- Rigidez dieléctrica = 7 kW/mm.
- Temperatura de trabajo desde -50°C hasta 100°C.

Se disponen estas barras únicamente en las zonas marcadas de circuitos de vías. En el resto de secciones 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 $\Phi 16/0,15$ 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 15. Comprobación armadura de poliéster reforzado.