



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

CAMPUS I

**“EVALUACIÓN TÉCNICA DEL VIADUCTO, EN LA CIUDAD DE
CAMPECHE”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CON FORMACIÓN EN CONSTRUCCIÓN**

PRESENTA

JESUS VERA GALLEGOS PS1518

DIRECTOR DE TESIS

DR. JESÚS ALEJANDRO CABRERA MADRID

LUGAR Y FECHA

TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS; ABRIL DEL 2024





Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
15 de abril del 2024
Oficio No. F.I.01.658/2024

C. JESÚS VERA GALLEGOS
EGRESADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CON FORMACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
PRESENTE.

Con base en el Reglamento de Evaluación Profesional para los egresados de la Universidad Autónoma de Chiapas, y habiéndose cumplido con las disposiciones en cuanto a la aprobación por parte de los integrantes del jurado en el contenido de su Tesis Titulada:

“EVALUACIÓN TÉCNICA DEL VIADUCTO, EN LA CIUDAD DE CAMPECHE”.

CERTIFICO el **VOTO APROBATORIO** emitido por este jurado, y autorizo la entrega de tesis digital elaborada a través del Programa Institucional para la Obtención del Grado Académico (PIGA), para que sea sustentado en su Examen de grado de Maestro en Ingeniería con Formación en Construcción.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE
“POR LA CONCIENCIA DE LA NECESIDAD DE SERVIR”


DR. OMAR ANTONIO DE LA CRUZ COURTOIS
DIRECTOR




Ccp. Dr. Humberto Miguel Sansebastián García. Coordinador de Investigación y Posgrado. Facultad de Ingeniería, Campus I. UNACH.
Archivo/minutario
OACC/HMSG/tcpg*





Código: FO-113-09-05

Revisión: 0

CARTA DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LA TESIS DE TÍTULO Y/O GRADO.

El (la) suscrito (a) Jesus Vera Gallegos
Autor (a) de la tesis bajo el título de "EVALUACIÓN TÉCNICA DEL VIADUCTO, EN LA CIUDAD DE CAMPECHE"

presentada y aprobada en el año 20 24 como requisito para obtener el título o grado de MAESTRO EN INGENIERIA CON FORMACION EN CONSTRUCCION autorizo a la Dirección del Sistema de Bibliotecas Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH), a que realice la difusión de la creación intelectual mencionada, con fines académicos para que contribuya a la divulgación del conocimiento científico, tecnológico y de innovación que se produce en la Universidad, mediante la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Consulta del trabajo de título o de grado a través de la Biblioteca Digital de Tesis (BIDITE) del Sistema de Bibliotecas de la Universidad Autónoma de Chiapas (SIBI-UNACH) que incluye tesis de pregrado de todos los programas educativos de la Universidad, así como de los posgrados no registrados ni reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT.
- En el caso de tratarse de tesis de maestría y/o doctorado de programas educativos que sí se encuentren registrados y reconocidos en el Programa Nacional de Posgrados de Calidad (PNPC) del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), podrán consultarse en el Repositorio Institucional de la Universidad Autónoma de Chiapas (RIUNACH).

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas; a los 24 días del mes de Abril del año 20 24.



Jesus Vera Gallegos

Nombre y firma del Tesista o Tesistas

AGRADECIMIENTOS.

Gracias a mi mamá por brindarme el apoyo toda mi vida y siempre estar al pendiente de mí, nunca permitió que me rindiera y me enseñó a luchar por mis sueños. A mi papá por ayudarme aclarar la mente más de una vez con sus consejos.

A mi director de tesis el Dr. Jesús Alejandro Cabrera Madrid, por la aceptación, apoyo y sugerencias que me fueron de gran ayuda para culminar este trabajo.

Al Dr. Humberto Miguel San Sebastián García y el Mtro. Jesús Alexander Zea Estrada, por darme la oportunidad de realizar este trabajo, a la comprensión, la experiencia y sugerencias que me condujeron a mejorar mi formación, así mismo, agradezco de su amistad y profesionalismo que me demostraron durante este tiempo.

A la Facultad de Ingeniería por brindarme la oportunidad y apoyo durante la redacción de este documento.

Gracias a todas las personas que estuvieran durante el posgrado, compañeros, profesores y amigos, gracias por sus palabras de aliento y apoyo incondicional en más de una ocasión.

Nunca encontraré las palabras para describir mi gratitud.

DEDICATORIA.

A mis padres:

Laura Patricia Vera Gallegos, por todo su esfuerzo y apoyo incondicional,
quien ha sido mi soporte cada día y siempre impulsándome a seguir adelante
Efraín Espinoza Hernández, por alentarme a lograr todo lo que me proponga
y enseñarme a nunca rendirme

ÍNDICE GENERAL.

Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3 PROBLEMA.....	3
1.4 OBJETIVO GENERALRES.....	3
1.5 OBJETIVO ESPECIFICO.....	4
2. CAPITULOS.....	6
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA PARA EL VIADUCTO DE ESCÁRCEGA.....	6
2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	9
2.3. VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA.....	14
3. INSTRUCCIONES Y NORMAS CONSIDERADAS.....	14
3.1. ACCIONES.....	14
3.2. MATERIALES.....	15
3.2.1. HORMIGÓN ARMADO.....	15
3.2.2. ACERO ESTRUCTURAL.....	16
3.2.3. APOYOS.....	16
4. CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	16
4.1 FACTOR MODIFICADOR DE CARGAS.....	17
4.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	18
5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	23
5.1. CONCRETO.....	23
5.2. ACERO DE REFUERZO.....	28
5.3. ACERO ESTRUCTURAL.....	29
5.3.1. SISTEMA DE PROTECCIÓN.....	30
5.4. ELEMENTOS DE UNIÓN.....	31
5.4.1. TORNILLOS.....	31
5.4.2. UNIONES SOLDADAS.....	31
5.4.3. PERNOS CONECTADORES.....	32
5.5. APOYOS.....	32
6. ACCIONES A CONSIDERAR.....	33
6.1. CARGAS PERMANENTES.....	33
6.1.1. PESO PROPIO (DC).....	33

6.1.2. CARGA MUERTA (DW).	35
6.1.3. ACCIONES REOLÓGICAS (CR, SH).....	36
6.1.3.1. FLUENCIA (CR).	36
6.1.4. FUERZA DE FRICCIÓN (FR).....	37
6.1.5. EMPUJES DEL TERRENO (EV, EH).	38
6.1.5.1. PESO PROPIO DEL TERRENO (EV).....	38
6.1.5.2. EMPUJE HORIZONTAL DEL TERRENO (EH).....	38
6.2. CARGAS VIVAS.....	39
6.2.1. ACCIÓN FERROVIARIA.	39
6.2.1.1. Carga vertical (LL).	39
6.2.1.2. EFECTO DE IMPACTO VERTICAL (I).	41
6.2.1.3. FUERZA DE FRENADO Y ARRANQUE (LF).	42
6.2.1.4. FUERZA CENTRÍFUGA (CF).	43
6.2.1.5. FUERZA DE LAZO (NE).....	44
6.2.1.6. SOBRECARGA DE FATIGA.....	44
6.2.1.7. DESCARRILAMIENTO (DR).	46
6.2.2. SOBRECARGA DE USO PEATONAL (LLP).	47
6.2.3. EMPUJE LATERAL DEBIDO A UNA SOBRECARGA SITUADA EN EL TRASDÓS DE UN ELEMENTO DE CONTENCIÓN (LLS).	48
6.3. ACCIÓN TÉRMICA.	50
6.3.1. COMPONENTE UNIFORME DE LA TEMPERATURA (TU).	51
6.3.2. GRADIENTE DE TEMPERATURA (TG).....	51
6.4. VIENTO.	53
6.4.1. VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA (WS).	53
6.4.1.1. OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ACTUANTE.	53
6.4.1.2. COMPONENTE HORIZONTAL DEL VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA. ...	57
6.4.1.3. COMPONENTE VERTICAL DEL VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.	59
6.4.2. VIENTO SOBRE PANTALLA FONOAORSORBENTE.	60
6.4.3. VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA (WL).	61
6.4.4. CARGAS AERODINÁMICAS DEL TREN.	63
6.4.5. VIENTO EN SITUACIÓN DE CONSTRUCCIÓN.	64
6.5. ACCIÓN SÍSMICA (EQ).....	66
6.5.1. CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA. ESPECTRO DE RESPUESTA EN ACELERACIONES.	66
6.5.2. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE SISMO.	70

6.5.3. COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS SÍSMICOS.....	72
6.5.4. ESTRATEGIA SISMORRESISTENTE.....	72
6.6. EMPUJE DINÁMICO DEL TERRENO (ED).....	73
7. METODOLOGIA.....	76
7.1. CRITERIO DE DISEÑO (REQUISITOS DE SEGURIDAD).....	76
7.1.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	76
7.1.2. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	77
7.1.3. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.....	77
7.1.4. ESTADO LÍMITE DE FATIGA.....	77
7.2. FACTOR MODIFICADOR DE CARGAS.....	78
7.3. FACTORES DE RESISTENCIA.....	79
7.3.1. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	79
7.3.2. ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA.....	79
7.3.3. ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.....	82
7.4. COMPROBACIONES PARA LA APTITUD AL SERVICIO DEL PUENTE.....	82
7.4.1. Estado límite de deformaciones.....	84
7.4.1.1. Deformación vertical.....	84
7.4.1.2. DEFORMACIÓN TRANSVERSAL Y GIRO EN TORNO A UN EJE VERTICAL.....	85
7.4.1.3. GIRO EN TORNO A UN EJE TRANSVERSAL.....	86
7.4.1.4. ALABEO DEL TABLERO.....	87
7.4.2. ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES.....	88
7.4.2.1. FRECUENCIA DE VIBRACIÓN VERTICAL Y ACELERACIÓN VERTICAL DEL TABLERO.....	88
7.4.2.2. FRECUENCIA DE VIBRACIÓN TRANSVERSAL.....	90
7.4.3. INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA.....	91
7.4.3.1. TENSIONES EN EL CARRIL.....	93
7.4.3.2. DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN JUNTAS.....	94
7.4.3.3. DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN JUNTAS.....	95
7.5. VERIFICACIÓN DE FATIGA.....	95
7.5.1. ELEMENTOS DE CONCRETO.....	95
7.5.1.1. UMBRALES DE FATIGA A AMPLITUD CONSTANTE.....	96
7.5.2. ELEMENTOS DE METAL.....	96
7.5.2.1. ELEMENTOS LONGITUDINALES.....	99
7.5.2.2. ELEMENTOS TRANSVERSALES.....	101

8. CONCLUSIONES..... 103

9. SUGERENCIAS O PROPUESTAS. 104

10. LISTA DE OBRAS CONSULTADAS. 114

11. APÉNDICE..... 115

ÍNDICE DE TABLAS

CONTENIDO

Tabla 1. Combinaciones de acciones, <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)</i>	19
Tabla 2. Designación de las acciones permanentes y transitorias, <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)</i>	20
Tabla 3. Coeficientes de las acciones permanentes, γ_P , <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria</i>	21
(<i>HSR 14-32</i>).	21
Tabla 4. Coeficientes de las acciones permanentes debidas a deformaciones impuestas, γ_P , <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)</i>	21
Tabla 5. Necesidad de disposición de pantallas acústicas en el viaducto establecida en el documento TMPE-	34
1-VA-ACU-INF-IND-0003-E02 Estudio Acústico Y De Vibraciones De Proyecto Ramal 1 Tren Maya, México.....	34
Tabla 6. Coeficiente reductor por presencia múltiple (factor de simultaneidad)	40
Tabla 7. Definición del número de ciclos de fatiga por tipo de elemento. Tabla 15-1-7 del “ <i>Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012</i> ”	45
Tabla 8. Definición del porcentaje del coeficiente de impacto a considerar en el análisis de fatiga. Tabla 15- 1-8 del “ <i>Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012</i> ”	45
Tabla 9. Factor de protección. Tabla 4.3.17 del Manual de Diseño por viento de la CFE.	61
Tabla 10. Componentes del viento sobre la carga viva según el ángulo de incidencia.	62
Tabla 11. Componentes del viento sobre la carga viva según el ángulo de incidencia, en el caso de pantalla acústica en el lado de barlovento.	62
Tabla 12. Valores de los parámetros del espectro de diseño transparente, A2 F12	69
Tabla 13. Resumen de la agrupación de respuesta sísmica y EDS por cadenamiento, F12.	70
Tabla 14. Factores para modificar el espectro de diseño según el estado límite analizado, para puentes del Grupo A.	71
Tabla 15. Niveles recomendados de confort según el apartado A2.4.4.3.1 del EN 1990 (tabla A2.9) 85	
Tabla 16. Límites a la deformación transversal del tablero (tabla A2.8 de EN 1990)	86
Tabla 17. Máximo alabeo del tablero (tabla A2.7 de EN 1990).	87
Tabla 18. Definición del rango tensional admitido para cada categoría de detalle en función del n° de ciclos de carga. Tabla 15-1-10 del “ <i>Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012</i> ”	98
Tabla 19. Definición de la constante A para cada categoría de detalle. Tabla 6.6.1.2.5-1 de la “ <i>AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition, 2017</i> ”.....	98
Tabla 20. Definición del número de ciclos de fatiga por tipo de elemento. Tabla 15-1-7 del “ <i>Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012</i> ”	99

Tabla 21. Definición del número de ciclos de fatiga por tipo de elemento. *Tabla 15-1-7 del “Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012”*. 101

Tabla 22.- Encuesta a la población de escarcea si el viaducto sería construido por medio de traves o dovelas..... 105

Tabla 23.- Encuesta con Ingenieros y Constructoras para discutir sobre el material a utilizar en la construcción de las secciones del viaducto. 106

ÍNDICE DE FIGURAS.

CONTENIDO.

Figura 1. – Localización del viaducto en Zona Centro que atraviesa el municipio de Escárcega. Tren Maya, Tramo 1 Palenque-Escárcega.....	5
Figura 2. – Construcción del armado de plataforma con acero de diferentes dimensiones de acuerdo al plano Ejecutivo constructivo, en el municipio de Escárcega.....	5
Figura 3. – Colocación de Estructura de concreto armado en forma de Marco soportante para la plataforma de carriles. Proyecto Ejecutivo-Constructivo, en el municipio de Escárcega.....	5
Figura 4. Sección transversal tipo en centro de vano. Situación de servicio con dos vías.....	6
Figura 5. Sección transversal tipo en apoyos. Situación de servicio con dos vías.....	7
Figura 6. Sección transversal tipo en centro de vano. Situación de servicio con una vía.....	8
Figura 7. Sección transversal tipo en apoyos. Situación de servicio con una vía.....	8
Figura 8. Propuesta de proceso constructivo. Fase 1.....	11
Figura 9. Propuesta de proceso constructivo. Fase 2.....	11
Figura 10. Propuesta de proceso constructivo. Fase 3.....	12
Figura 11. Propuesta de proceso constructivo. Fase 4.....	12
Figura 12. Proceso constructivo. Fase n.....	12
Figura 13. Proceso constructivo. Fase n+1.....	12
Figura 14. Proceso constructivo. Fase m.....	12
Figura 15. Proceso constructivo. Fase m+1.....	13
Figura 16. Fase final.....	13
Figura 17. Fases de hormigonado de losa superior.....	13
Figura 18. Requerimientos para concretos en función de la exposición (tabla A.2.b de la NMX-C-403-ONNCCE 1999)	25
Figura 19. Clases de exposición ambiental (tabla A.1. de la NMX-C-403-ONNCCE 1999).....	26
Figura 20. Modelo tensión-deformación del acero de refuerzo (<i>figura 8.4.2-1 de la AASHTO LRFB SBD</i>).....	29
Figura 21. Secciones transversales tipo. Situación de servicio con dos vías (izquierda) y con una vía (derecha).....	33
Figura 22. Carga del tren Cooper E-80 (valores en libras y pies).....	40
Figura 23. Caso I de descarrilamiento, <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)</i>	46
Figura 24. Caso II de descarrilamiento, <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)</i>	46
Figura 25. Caso III de descarrilamiento.....	47
Figura 26. Distribución de la sobrecarga bajo el balasto.....	48
Figura 27. Apertura longitudinal de la sobrecarga.....	49
Figura 28. Apertura transversal de la sobrecarga.....	49
Figura 29. Zonificación del estribo.....	50
Figura 30. Gradientes de temperatura según la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01.....	52
Figura 31. Mapa de isotacas para velocidades regionales con período de retorno de 200 años, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).....	54

Figura 32. Figura A1 del Apéndice A. Valores del factor de arrastre C_{fx} , Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).....	57
Figura 33. Ángulo α de la dirección del viento respecto a la dirección perpendicular al eje longitudinal de la estructura.....	58
Figura 34. Figura A2 del Apéndice A. Valores del factor de arrastre C_{fy} , Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).....	59
Figura 35. Elementos de la sección transversal a los que aplica un factor de ocultamiento de 1 (en rojo) y a los que aplica un factor de ocultamiento de 0.2 (en verde).....	63
Figura 36. Figura 12-2 del manual <i>California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)</i> . Fuerzas equivalentes para superficies paralelas a la vía y velocidades de menos de 200Km/h..	64
Figura 37. Mapa de isotacas para velocidades regionales con período de retorno de 10 años, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).....	65
Figura 38. Regionalización sísmica de México, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE).....	66
Figura 39. Espectro de diseño transparente, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE).....	67
Figura 40. Espectro de diseño de sitio (ERN), para Clase A2 ($FIE = 1,5$) y el 5% de amortiguamiento crítico.....	69
Figura 41. Espectros de diseño de sitio para cada estado límite considerado.....	71
Figura 42. Variación de las presiones sísmicas del terreno.....	75
Figura 43. Factor de resistencia en secciones de concreto a flexión compuesta (<i>California Amendments to the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017 Eighth Edition)</i> , 2019)..	80
Figura 44. Tren de cargas <i>LM-71</i> a emplear para la comprobación de la aptitud al servicio del puente.....	83
Figura 45. Flecha vertical admisible en función de la luz del vano en estudio y de la velocidad del paso del tren para garantizar un confort del usuario “muy bueno” según el apartado A2.4.4.3.2 del EN 1990.....	85
Figura 46. Definición de giros extremos de los tableros según apartado A2.4.4.2.3 de EN 1990...	86
Figura 47. Definición del alabeo del tablero.....	87
Figura 48. Diagrama de flujo para determinar si es necesaria la realización de un análisis dinámico.....	88
Figura 49. Límites de la frecuencia propia vertical n_0 para no realizar un análisis dinámico (figura 6.10 de EN 1991-2).....	90
Figura 50. Esquema del modelo de sistema vía-estructura.....	91
Figura 51. Ley de comportamiento de los elementos de conexión vía-tablero.....	92
Figura 52. Propiedades del carril 115 RE.....	92
Figura 53.- Colocación de dovela en la sección de trabe para conexión.....	106
Figura 54.- Izaje de Dovela con Grúa y personal capacitado para su colocación.....	107
Figura 55.- Conexión de dovelas para su continuidad de las siguientes secciones.....	107
Figura 56.- Colocación de dovela en la sección de trabe para conexión.....	107
Figura 57.- Empotramiento de Dovela para la continuidad de las secciones.....	108
Figura 58.- Colocación de sección dovelas a estructura de concreto reposando sobre sección de caucho.....	109

Figura 59.- Colocación de prelosas sobre estructura metálica (dovela) lo que sería la parte del camino donde pasara el tren.....	111
Figura 60.- Colocación, izaje y montaje de la prelosas según lo estipulado en el plano del proyecto.....	111
Figura 61.- Colocación de pintura en áreas de unión para evitar la corrosión y calamidades ambientales.....	113

ÍNDICE DE ANEXOS (APÉNDICE).

CONTENIDO

Plano #1. Información de Secciones Transversales.....	115
Plano #2. Planta y Alzado de Viaducto (Primera Etapa)	116
Plano #3. Tablero de detalles de Estructura Metálica.....	117
Plano #4. Tablero. Def. de la losa superior y Tabletas prefabricadas.....	118
Plano #5. Tablero. Def. de la losa superior y Tabletas prefabricadas (Acero Total)	119

RESUMEN.

En esta tesis se presenta la parte estructural del diseño de un viaducto que se construyó en el Tramo 1 de la nueva obra ferroviaria de la parte sur del país, lo cual años anteriores dio paso al tren la Bestia y otros trenes dedicados al transporte público, comercio o envío de animales de la parte sur-este del país. Se nombró Tren Maya, llamado así por la nueva administración presidencial dándole un enfoque turístico y comercial a la parte sur del país. Se localiza en el municipio de Escárcega en el estado de Campeche. La propuesta fue hacerlo elevado, ya fue que su vía de tránsito y donde se trasladaría se localizó en la parte central del municipio generando problemas a los habitantes, viviendas y empresas locales. En particular se trata de un viaducto elevado 3 kilómetros de traslado que se conforma de 27 claros los cuales ayudaron en la trabajabilidad y transporte de la obra en sitio, cabezales de 20 m de altura y 28 apoyos que dan sostenibilidad de dicha estructura cuyos elementos son armados y de dimensiones robustas como lo representa este proyecto. Se desarrollo el análisis estructural y diseño tomando como punto de referencia los planos de la superestructura, donde se definen las características generales como: longitud total, ancho de calzada, número de carriles, parapetos, propiedades geométricas de la sección, dovelas, pre-losas, apoyos de neopreno zunchado, pilas, guarnición y banqueteta. Con forme las características de las normas AASHTO LRFD 2017 (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) con las que comúnmente se revisan y diseñan los puentes en México y estipuladas en el plano generado por Fomento Nacional del Turismo (FONATUR).

1. INTRODUCCIÓN.

Un viaducto es una obra de ingeniería capaz de conectar el extremo de un camino a otro por encima de una hondonada o valle. Por lo general, su infraestructura consta de una superficie altamente resistente, pensada para garantizar el paso de una gran cantidad de personas, ya sea a pie o a bordo de vehículos.

Su nombre deriva de la unión de dos palabras latinas: *vía*, que quiere decir «camino», y *ductus*, que significa «conducción». Su forma guarda cierta similitud con los acueductos construidos en la antigua Roma debido a su forma arqueada y proporción simétrica.

El Tramo 1 del Tren Maya es uno de los 7 tramos que componen el corredor turístico de 1,500 km que conectará los estados de Campeche (88 km), Chiapas (41 km), Tabasco, Quintana Roo y Yucatán (99 km), con un Total de 228 km

1.1 ANTECEDENTES.

El proyecto del Tren Maya, considera diferentes tipos de trenes: turísticos (de lujo y austeros), de pasajeros y de carga. El ferrocarril recorrerá 1.460 kilómetros en los estados de Chiapas, Tabasco, Campeche, Yucatán y Quintana Roo. En el estado de Quintana Roo y la parte meridional de Campeche es una nueva construcción, y en los otros estados se instalará en el trazo de la ruta del tren ya existente (Vidal, Rueda, y Ancona, 2020).

En un futuro próximo se visualizan polos de desarrollo en las ciudades donde se abastecerán las necesidades turísticas, tales como: hoteles, restaurantes, centros comerciales, mano de obra, etcétera. Implica además que como proyecto de reordenamiento territorial afectará las formas de vida de la población campesina e indígena en las regiones. Los beneficios se apreciarán desde las primeras etapas del proyecto al convertirse en fuente de empleos para los habitantes locales.

La institución ejecutora del proyecto es el Fondo Nacional del Fomento al Turismo, una entidad paraestatal creada en 1974 como fideicomiso del gobierno de México, que desde su fundación se ha dedicado a impulsar polos turísticos de masa exclusivos y destinados a la clase media-alta. Se creó una Sociedad Anónima de Capital Variable, FONATUR Tren Maya S.A. de C.V. (Giovanna Gasparello, 2019). El proyecto cuenta con el acompañamiento de las agencias de la Organización de las Naciones Unidas ONU-Hábitat, y la Oficina de las Naciones Unidas de Servicios

para Proyectos (UNOPS), así como convenios con centros de investigación y de educación nacionales y regionales para incorporar las mejores prácticas (FONATUR, 2019).

El Proyecto “Tren Maya” recorrerá una distancia 1541 Km conectando las regiones de Chiapas, Tabasco, Campeche, Yucatán y Quintana Roo; y dentro de la Elaboración del Proyecto Constructivo, Suministro de Materiales y Construcción de Plataforma y Vía del Tren Maya, Tramo 1 Palenque – Escárcega de 228 Km de vía férrea, se localizan los viaductos Tenosique, Candelaria y Escárcega, cuyas características de trazado se indican a continuación; viaductos que son objeto de una propuesta de campaña geotécnica complementaria, a fin de obtener los insumos necesarios para su diseño constructivo.

VIADUCTO	INICIO (PK)	FIN (PK)	LONGITUD (m)
TENOSIQUE	67+220	70+140	2,920 m
CANDELARIA	165+620	166+620	1,000 m
ESCÁRCEGA	226+060	227+120	1,060 m

Tabla 1. -Características de los viaductos localizados en el Tramo 1 del Tren Maya, Palenque-Escárcega.

En la siguiente tabla se observa los diferentes lugares en donde se construirá viaductos con sus estaciones correspondientes, por lo cual con el que estaré analizando será el viaducto de Escárcega (Campeche).

1.2 JUSTIFICACIÓN.

Para evitar embotellamientos o accidentes sobre la línea Escárcega-Chetumal que es una periferia importante para el Sur-Este y evitar que el tren pase al ras del piso, se realizó un Viaducto Elevado por medio de Dovelas, Pilas, Columnas Y Cabezal (Prefabricados echo en obra según el Proyecto ejecutado).

El Tren Maya en la región Sur-Sureste de México, reviste singular importancia como detonador económico al crear infraestructura que permita la conectividad para mejorar la comercialización de productos agroindustriales de la zona, e incrementar la oferta de medios de transporte, y sobre todo para impulsar el turismo nacional e internacional aprovechando las zonas arqueológicas y lugares de playa.

La ejecución y operación del Tren Maya significa un ajuste democrático ante la polarización económica donde el Sur-Sureste quedó rezagado en la historia económica de México. La alta inversión de esta obra, dinamiza la economía del sector privado nacional e internacional, genera empleo en la región y permite la reproducción de la fuerza de trabajo interna al crear condiciones de transporte que le den acceso a zonas de recreación y disfrute de la cultura. Es un gran acierto de la intervención del Estado en la economía, permite el desarrollo y vinculación de las actividades productivas

1.3 PROBLEMA.

Que el tren pasara por la parte de arriba para no intervenir en ninguna de las arterias (avenidas) y dañar la urbanización del pueblo de Escárcega, donde el flujo vehicular está en aumento gracias a las nuevas conexiones carreteras que se ha implementado en el paso de la construcción del Tren Maya.

1.4 OBJETIVO GENERALRES.

El antiguo FIT que pasa sobre el nivel del piso, se inició con el mejoramiento de la Estructura por eso se mandó a construir el Viaducto Elevado para no interferir a la población, la comunicación, el transporte y sin dañar parte del Ecosistema existente en la zona.

Para evitar el mayor impacto posible dentro de las localidades de Tenosique, Candelaria y el Escárcega se construirán **3 viaductos elevados**.

Tenosique:

- L= 2,900 m.
- 72 columnas
- 73 vanos isostáticos @ 40 m.
- 374 pilas de cimentación 17 m.
- Ancho de tablero = 14.1 m.

Candelaria:

- ✓ L= 1,310 m
- ✓ 32 columnas
- ✓ 27 vanos isostáticos @ 40 m
- ✓ 148 pilas de cimentación 13-35 m
- ✓ Ancho de tablero = 14.1 m
- ✓ Puente Peatonal adosado.

Escárcega:

- L= 1,080 m.
- 26 columnas
- 27 vanos isostáticos @ 40 m.
- 178 pilas de cimentación
- Ancho de tablero = 14.1 m

1.5 OBJETIVO ESPECIFICO.

El presente trabajo de investigación se desarrolla las bases de cálculo del proyecto ejecutivo para el viaducto mixto ferroviario de Escárcega, perteneciente al Frente 4 del Tramo 1 del Tren Maya. El viaducto, objeto del presente proyecto, atraviesa la ciudad de Escárcega transcurriendo desde el punto kilométrico 226+060 hasta el 227+120.

El objetivo de este trabajo de investigación es definir la tipología de la estructura, así como desarrollar las bases de cálculo que se van a emplear en el diseño del puente durante el Proyecto Ejecutivo.



Figura 1. – Localización del viaducto en Zona Centro que atraviesa el municipio de Escárcega. Tren Maya, Tramo 1 Palenque-Escárcega.



Figura 2. – Construcción del armado de plataforma con acero de diferentes dimensiones de acuerdo al plano Ejecutivo constructivo, en el municipio de Escárcega.

Tren Maya, Tramo 1 Palenque-Escárcega.



Figura 3. – Colocación de Estructura de concreto armado en forma de Marco soportante para la plataforma de carriles. Proyecto Ejecutivo-Constructivo, en el municipio de Escárcega.

Tren Maya, Tramo 1 Palenque-Escárcega.

2. CAPITULOS.

2.1. DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA PARA EL VIADUCTO DE ESCÁRCEGA.

(DESCRIPCIÓN DETALLADA DEL PUENTE).

La solución estructural del viaducto de Escárcega consiste en un tablero mixto de sección bñácena, con cierre inferior de torsión, constituido por vanos isostáticos de 40 metros de longitud. La sección mixta se materializa mediante la conexión monolítica de perfiles metálicos longitudinales y una losa de concreto reforzado. Estos perfiles metálicos presentan celosías de arriostramiento vertical, con la finalidad de reducir la distorsión de la sección transversal, y celosías de arriostramiento horizontal, con el objeto de hacer frente a las acciones horizontales que solicitan la estructura metálica durante el proceso constructivo. Además, la sección transversal presenta mamparos metálicos en la sección sobre columna para inyectar correctamente las cargas en los apoyos.

A continuación, se presentan las secciones transversales tipo del viaducto, tanto en centro de vano como en apoyos, en situación de servicio con dos vías ferroviarias:

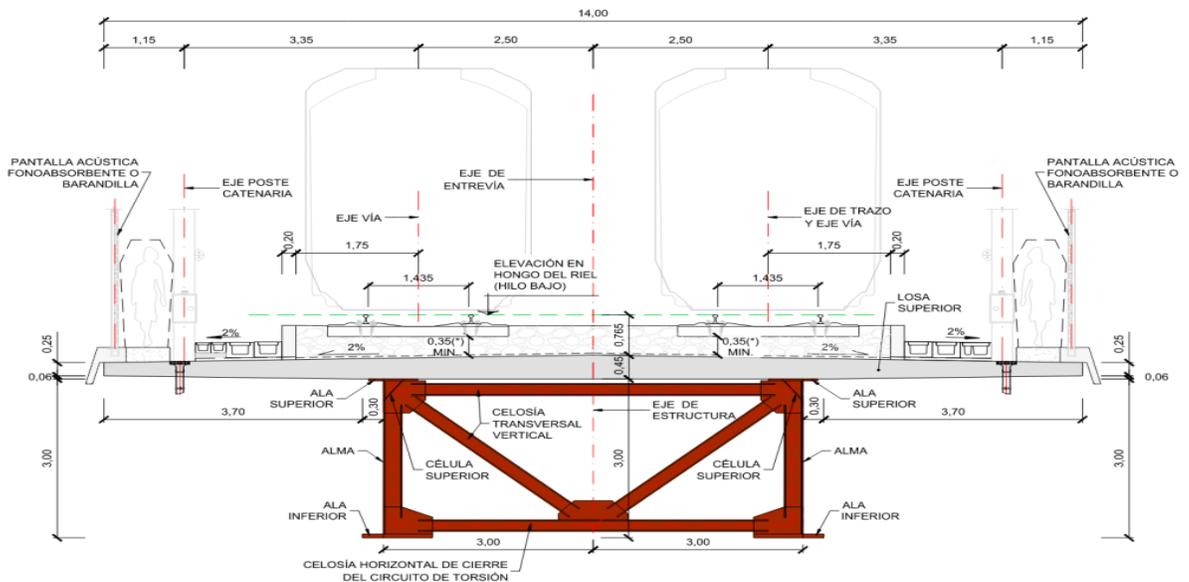


Figura 4. Sección transversal tipo en centro de vano. Situación de servicio con dos vías.

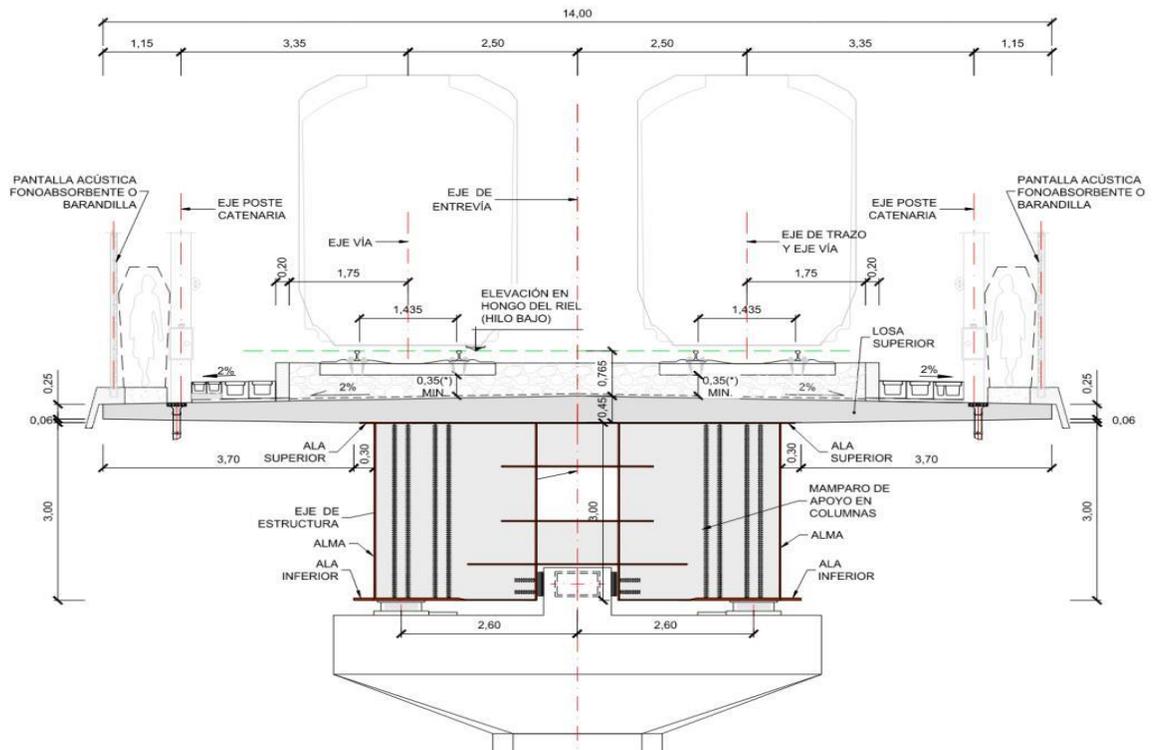


Figura 5. Sección transversal tipo en apoyos. Situación de servicio con dos vías.

El viaducto de Escárcega presentara la particularidad de que durante los primeros años de su explotación únicamente va a contar con una única vía en servicio. Por lo tanto, a continuación, se presentan las secciones transversales tipo del viaducto, tanto en centro de vano como en apoyos, en situación de servicio con una sola vía ferroviaria:

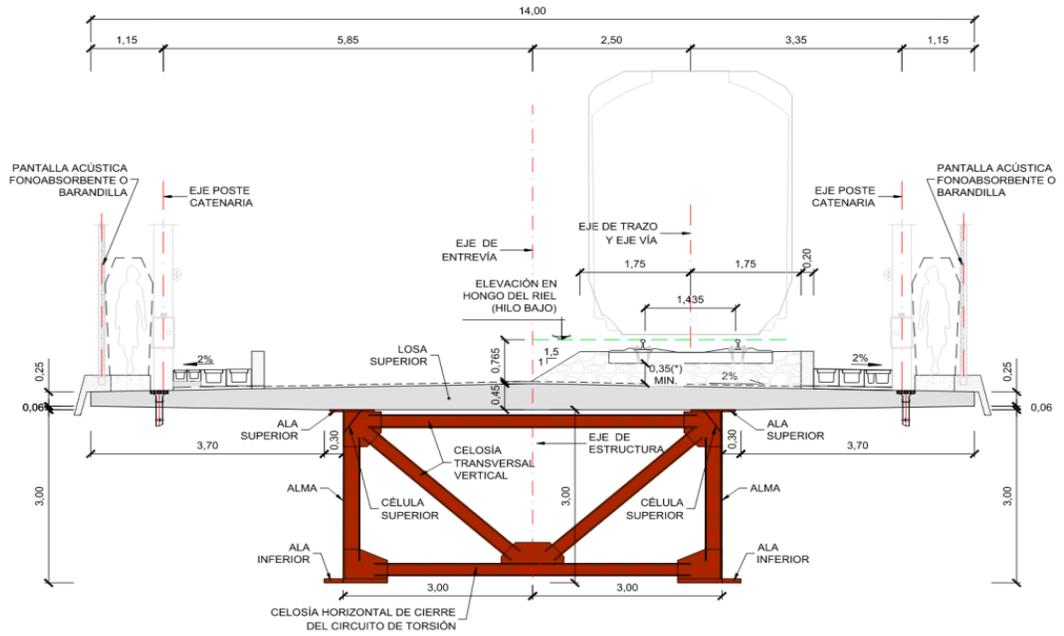


Figura 6. Sección transversal tipo en centro de vano. Situación de servicio con una vía.

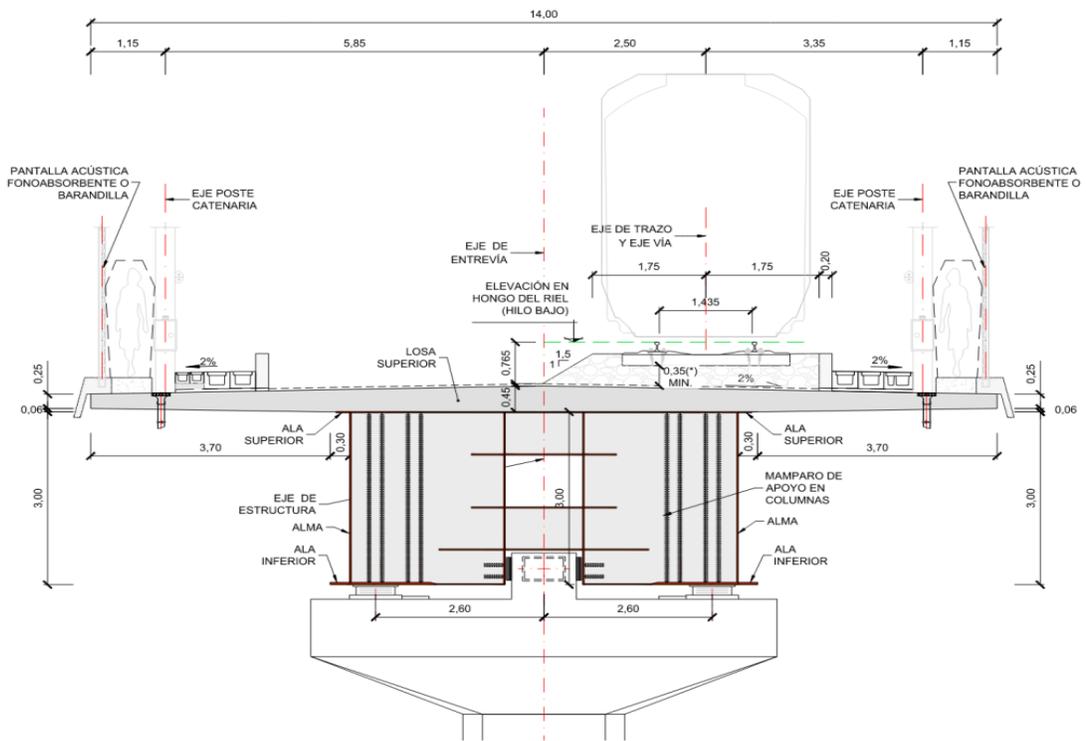


Figura 7. Sección transversal tipo en apoyos. Situación de servicio con una vía.

La ejecución de vanos isostáticos presenta las siguientes ventajas:

Se independiza la ejecución del puente por tramos; de tal manera que es posible colocar en obra los tramos en el orden que se decida, sin tener que ejecutar de manera secuencial y en orden en cada viaducto todos los vanos desde un extremo hasta el otro.

Cada vano se fija en sentido longitudinal a una columna, de altura moderada y que es capaz de asumir las fuerzas longitudinales de sismo, frenado y arranque; y al presentar solo 40 m de longitud dilatable no es necesario disponer aparatos de dilatación de vía.

No será necesario ejecutar prelosas (tabletas) inferiores ni hormigón de fondo, dado que el ala inferior de la sección se encuentra traccionada en todo momento; de tal manera que se reducen las tareas de obra. Como se menciona al principio del presente apartado, el cierre inferior del circuito de torsión se realizará mediante una celosía horizontal con perfiles metálicos.

Sobre las vigas se dispondrán tabletas superiores de ancho completo; lo que permitirá el ferrallado y vertido del concreto sin necesidad de utilizar cimbras o encofrados de voladizos, permitiendo industrializar la producción y facilitar la rapidez de la ejecución de la losa.

La losa superior de concreto se encuentra principalmente comprimida; de tal manera que solo será necesario disponer cuantías mínimas de armado longitudinal para hacer frente a la retracción. En este sentido, se consigue simplificar enormemente la ejecución de la losa y se facilita el vertido del concreto.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Como se menciona en el apartado anterior, la ejecución de vanos isostáticos permite independizar la construcción de los distintos claros del viaducto, sin tener que recurrir necesariamente a una ejecución secuencial y en un orden determinado.

Sin embargo, a continuación, se propone un proceso constructivo que puede favorecer el orden y la agilidad de la ejecución del viaducto:

- Fase 1:

Ejecución de pilas de cimentación y caballetes.

Ejecución de encepados de columnas y caballetes.

Ejecución de alzados de columnas y caballetes.

- Fase 2:

Colocación de la estructura metálica del claro i , con i diferente de 1 y de 73 (primer y último claro).

- Fase 3:

Colocación de la estructura metálica del claro $i+1$.

Colocación de tabletas del claro i .

- Fase 4:

Colocación de la estructura metálica del claro $i+2$.

Colocación de tabletas del claro $i+1$.

Ejecución de la losa del claro i .

Las fases 2, 3 y 4 se repiten consecutivamente hasta la ejecución de la losa del último claro intermedio.

- Fase n :

Colocación de la estructura metálica del claro 2

Colocación de la estructura metálica del claro 1

De forma inmediatamente posterior a la colocación de la estructura metálica del claro 1, realización de soldaduras de chapas de conexión entre claro 1 y claro 2.

- Fase $n+1$:

Colocación de tabletas del claro 2

Colocación de tabletas del claro 1

Colado de losa de claro 1 y claro 2.

- Fase m:

Colocación de la estructura metálica del claro 27

Colocación de la estructura metálica del claro 28

De forma inmediatamente posterior a la colocación de la estructura metálica del claro 28, realización de soldaduras de chapas de conexión entre claro 28 y claro 27.

- Fase m+1:

Colocación de tabletas del claro 27

Colocación de tabletas del claro 28

Colado de losa de claro 28 y claro 27.

- Fase final:

Colocación de la superestructura ferroviaria y ejecución de acabados.

A continuación, se presenta un esquema con las primeras fases de construcción:

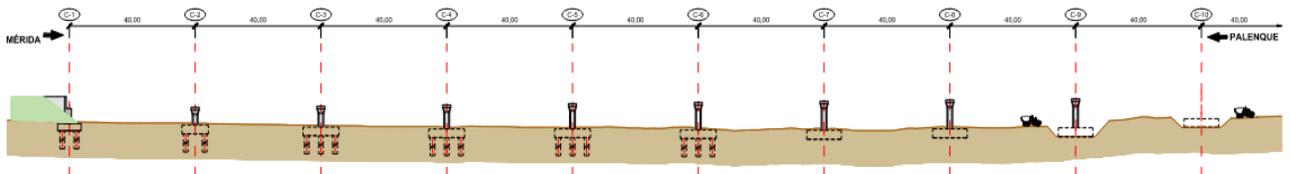


Figura 8. Propuesta de proceso constructivo. Fase 1

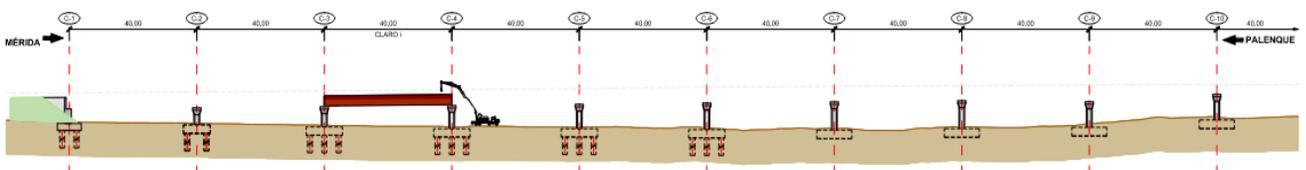


Figura 9. Propuesta de proceso constructivo. Fase 2

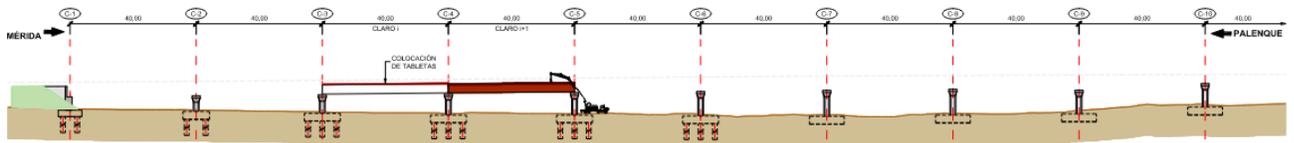


Figura 10. Propuesta de proceso constructivo. Fase 3

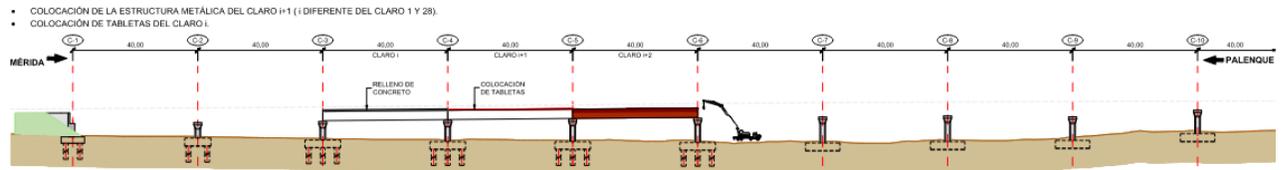


Figura 11. Propuesta de proceso constructivo. Fase 4

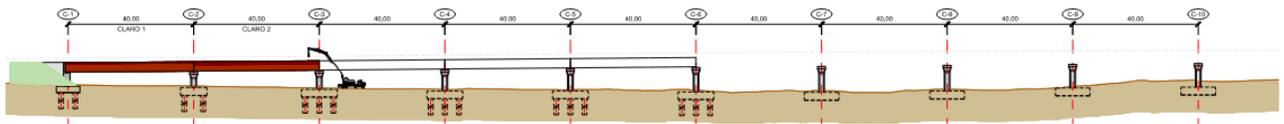


Figura 12. Proceso constructivo. Fase n

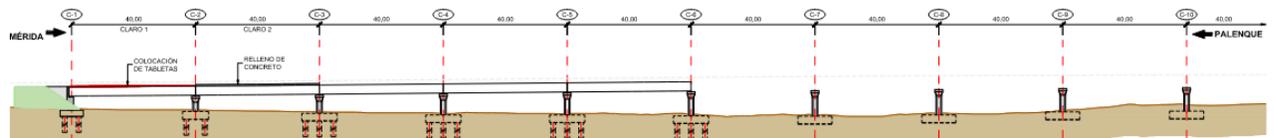


Figura 13. Proceso constructivo. Fase n+1

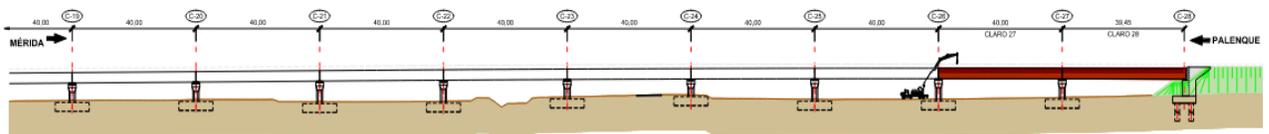


Figura 14. Proceso constructivo. Fase m

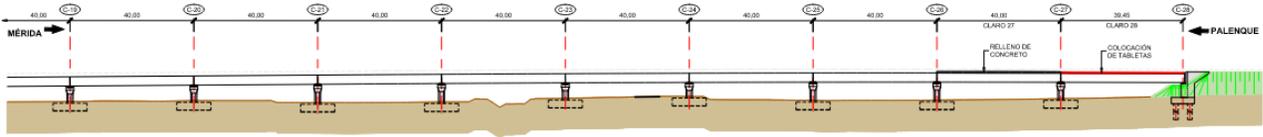


Figura 15. Proceso constructivo. Fase m+1

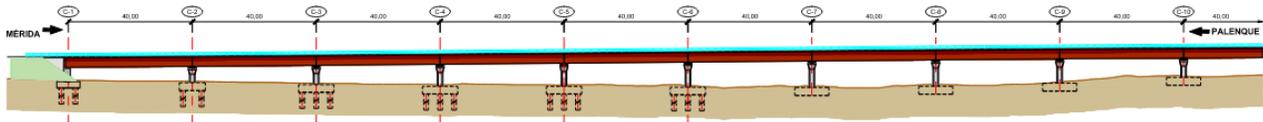


Figura 16. Fase final

A pesar de que el proceso constructivo general, según se ha indicado, no exige la ejecución en un orden determinado, la ejecución del tablero de cada uno de los vanos sí requiere una secuencia determinada. En concreto, la estructura se dimensiona para una ejecución de la losa superior en dos fases de hormigonado: en una primera fase se ejecuta la zona central de la losa y una vez esta zona haya adquirido una resistencia suficiente se ejecutan las alas, según se muestra en el siguiente esquema:

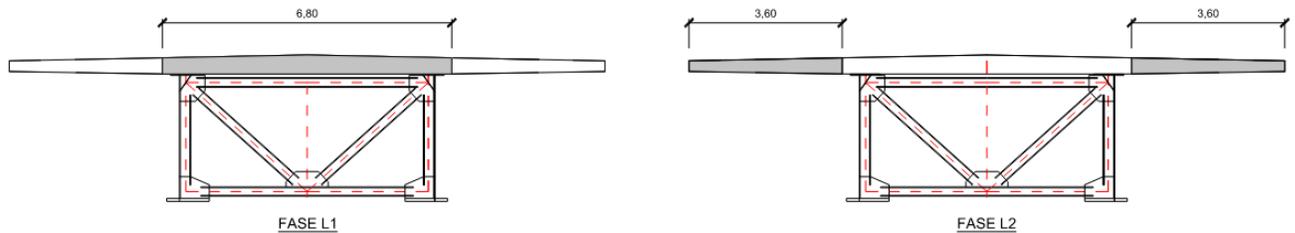


Figura 17. Fases de hormigonado de losa superior

Adicionalmente, la secuencia de colocación de los vanos 1 y 2 así como 27 y 28 debe realizarse según se ha descrito, de forma que la conexión entre ambos tableros metálicos se realice lo antes posible, no dejando libre en dirección longitudinal los claros extremos, de forma que en el caso de un evento sísmico durante la construcción los claros extremos estén fijados.

2.3. VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo con el documento “TMPE-1-VA-VAR-INF-0001-E02 Bases de Diseño para el Proyecto Ejecutivo Tren Maya Tramo 1 – Palenque -Escárcega” se considera una vida útil para el viaducto de 50 años.

3. INSTRUCCIONES Y NORMAS CONSIDERADAS.

Se indica a continuación la normativa que se seguirá en su conjunto, si bien en aquellas fases del cálculo que lo requieran se citarán expresamente las Instrucciones particulares que regulan los casos correspondientes.

3.1. ACCIONES.

Para el establecimiento de acciones y las combinaciones necesarias para la obtención de las solicitudes de cálculo empleadas en la comprobación de los diferentes Estados Límite se ha seguido en general lo indicado en la *“California High-Speed Train Project. Design Criteria. California High-Speed Rail Authority, 2016. (HSR 14-32)”*. Cabe comentar que en todo lo no referente estrictamente a las acciones ferroviarias, esta norma se apoya en la *“California Bridge Design Specification. California Department of Transportation (CBDS-CALTRANS)”*, que se trata básicamente de la norma *“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-LRFD)”* modificada puntualmente por las correspondientes enmiendas realizadas por la *California Department of Transportation (CALTRANS)*. Las últimas enmiendas de la *CALTRANS a la AASHTO-LRFD* se realizan para la edición 8, por lo que siempre que sea necesario acudir a dicha norma, en este proyecto se emplea la *“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-2017)”*.

En definitiva, la normativa de referencia para el establecimiento de acciones y las combinaciones necesarias para la obtención de las solicitudes de cálculo empleadas en la comprobación de los diferentes Estados Límite ha sido la siguiente:

“California High-Speed Train Project. Design Criteria. California High-Speed Rail Authority, 2016. (HSR 14-32)”.

Como salvedad a lo anterior, en el caso de la relación de acciones recogidas en las siguientes líneas se ha seguido la normativa específica indicada a continuación:

En aquellos aspectos relacionados con las acciones de tráfico ferroviario en los que lo establecido en el *“California High-Speed Train Project. Design Criteria. California High-Speed Rail Authority, 2016. (HSR 14-32)”* no recoge el alcance requerido por el proyecto, se ha recurrido al *“Manual of Railway Engineering. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association. AREMA. 2012”*.

En todo lo referente a las acciones de viento se ha seguido lo establecido en el *“Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento. Comisión Federal de Electricidad. México, 2008”*.

En todo lo referente a las acciones térmicas se ha seguido lo establecido en la *“N-PRY-CAR-6-01-003/01, Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). México, 2001”*.

En todo lo referente a la acción del sismo se ha seguido lo establecido en el *“Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. Recomendaciones. Comisión Federal de Electricidad. México, 2015”* y en el *“Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. Comentarios. Comisión Federal de Electricidad. México, 2015”*.

3.2. MATERIALES.

3.2.1. HORMIGÓN ARMADO.

Para la consideración de las características del hormigón armado y pretensado y para las comprobaciones de los diferentes Estados Límite relacionados con estructuras o elementos de hormigón se ha seguido lo indicado en la *“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-2017)”*, teniendo en cuenta las enmiendas realizadas por la CALTRANS a dicha edición.

Para las comprobaciones de Estados Límite de elementos de hormigón en situación sísmica se ha seguido lo indicado en la *“AASHTO - Guide Specifications for LFRD Seismic Bridge Design - 2011 - Interim Revisions 2015”*.

3.2.2. ACERO ESTRUCTURAL.

Para la consideración de las características del acero estructural y para las comprobaciones de los diferentes Estados Límite relacionados con estructuras o elementos de acero se ha seguido lo indicado en la *“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-2017)”*, teniendo en cuenta las enmiendas realizadas por la CALTRANS a dicha edición.

Para las comprobaciones de Estados Límite de elementos de acero estructural en situación sísmica se ha seguido lo indicado en la *“AASHTO - Guide Specifications for LFRD Seismic Bridge Design - 2011 - Interim Revisions 2015”*.

3.2.3. APOYOS.

Para la consideración de las características de los apoyos y la caracterización de su interacción con la estructura, así como para las comprobaciones de los diferentes Estados Límite relacionados con los apoyos, se ha seguido la *“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO-2017)”*, teniendo en cuenta las enmiendas realizadas por la CALTRANS a dicha edición.

4. CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Cada componente estructural o elemento de conexión debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límite considerados en el diseño de acuerdo al manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HRS 14-32)*:

Donde:
$$\sum n_i Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Y_i es el coeficiente de mayoración de cargas (según *HSR 14-32*).

ϕ el factor de resistencia (según *AASHTO LRFD 2017* y las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* a dicha edición)

n_i el factor modificador de cargas (según *AASHTO LRFD 2017* y las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* a dicha edición).

Q_i el efecto debido a la acción

R_n la resistencia nominal

R_r la resistencia ponderada

4.1 FACTOR MODIFICADOR DE CARGAS.

Para cargas donde un valor máximo de γ_i es apropiado (cargas desfavorables), el factor de modificación de carga resulta:

$$n_i = n_D * n_R * n_I \geq 0.95$$

Mientras que, para cargas donde un valor mínimo de γ_i es apropiado (cargas favorables), el factor de modificación de carga resulta:

$$n_i = \frac{1}{n_D * n_R * n_I} \leq 1.0$$

n_D es un factor de modificación relacionado con la ductilidad. Se adoptará el valor de 1.00 para todos los casos, conforme a lo que se indica en el “Artículo 1.3” de la *AASHTO LRFD 2017* con las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* en el artículo 1.3.

n_R es un factor de modificación relacionado con la redundancia. De forma análoga, se asume un valor de 1.00 para todos los casos, de acuerdo con lo que se recoge en el “Artículo 1.3.4” de la *AASHTO LRFD 2017* con las enmiendas de la *CALTRANS* antes referidas.

η_i es un factor de modificación relacionado con la importancia operativa. Se adopta el valor de 1.00 de acuerdo con lo que se recoge en el “Artículo 1.3.5” de la *AASHTO LRFD 2017* con las enmiendas de la *CALTRANS* antes referidas.

4.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES.

La combinación de acciones se llevará a cabo conforme a lo especificado en el manual *California High- Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*:

Se considerarán las siguientes combinaciones de carga:

STRENGTH: combinación de cargas básica para el uso normal del puente, sin viento.

STRENGTH: combinación de cargas asociada a la acción del viento sobre la estructura.

STRENGTH: combinación de cargas con efectos de la carga muerta mucho mayores que los de la carga viva.

STRENGTH: combinación de cargas para el uso normal de la estructura junto con la acción del viento.

STRENGTH: combinación de cargas para uso normal, para el diseño de las columnas con el efecto del sismo operacional básico (OBE).

EXTREME: combinación de cargas para el descarrilamiento del tren.

EXTREME: combinación de cargas asociada a la colisión del tren contra los elementos estructurales.

EXTREME: combinación de cargas para los efectos sísmicos extremos (MCE).

SERVICE: combinación de cargas de servicio básica para el uso normal del puente con viento.

SERVICE: combinación de cargas para controlar el comportamiento de estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas debido a la carga del tren.

SERVICE: combinación de carga relativa a las tensiones en superestructuras de hormigón pretensado, con el objetivo de controlar la fisuración y las tensiones principales en las almas de tableros de hormigón contruidos por fases.

FATIGUE: combinación de carga relativa a la fatiga y fractura debida a la acción reiterada de la sobrecarga vertical.

Se adoptan los factores de carga para las diferentes combinaciones definidos en la Tabla 12-4 del *California High-Speed Train Project. Design Criteria. California High-Speed Rail Authority, 2016. (HSR 14-32):*

Tabla 1. Combinaciones de acciones, *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32).*

Load Combinations and Load Factors, γ_i Load Combination/ Limit State	DC DW DD EV EH ES EL PS CR SH	LLP LLV + I LLRR + I LLH + I LLS LF NE CF SS	WA FR	WS	WL	TU	TG	SE	DR	CL	OBE WA D ED	MCE WA D ED
Strength 1	γ_P	1.75	1.00	--	--	0.50/ 1.20	--	γ_{SE}	--	--	--	--
Strength 2	γ_P	--	1.00	1.40	--	0.50/ 1.20	--	γ_{SE}	--	--	--	--
Strength 3	γ_P	--	1.00	--	--	0.50/ 1.20	--	--	--	--	--	--
Strength 4	γ_P	1.35	1.00	0.65	1.00	0.50/ 1.20	--	γ_{SE}	--	--	--	--
Strength 5	γ_P	γ_{EQ}	1.00	--	--	--	--	--	--	--	1.0	--
Extreme 1	1.00	1.00	1.00	--	--	--	--	--	1.40	--	--	--
Extreme 2	1.00	0.50	1.00	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--
Extreme 3	1.00	γ_{EQ}	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00
Service 1	1.00	1.00	1.00	0.45	1.00	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--
Service 2	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00/ 1.20	--	--	--	--	--	--
Service 3	1.00	1.00	1.00	--	--	1.00/ 1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--
Buoyancy @ Dewatering Shutoff	0.80	--	1.10	0.45	--	--	--	--	--	--	--	--
Fatigue	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Notes:

1. Additional load combinations are found in Section 12.6.
2. Additional loads and load combinations for cut-and-cover construction are found in the Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements; FHWA-NHI-09-010, March, 2009, Chapter 5.
3. γ_{TG} is equal to 1.0 when live load is not considered and 0.50 when live load is considered.
4. γ_{EQ} is equal to 0.0 for MCE. γ_{EQ} is equal to 0.50 for OBE, for a 2 track system, 1 train is used. For other track configurations, refer to the *Seismic* chapter.
5. γ_{SE} is equal to 1.0, in absence of better criteria. For specific areas where settlement values are uncertain, or if otherwise justified, a larger value should apply.
6. γ_{TU} is equal to the larger value for deformations, and the lesser value for force effects.
7. Derailment load factor taken greater than unity to account for absence of dynamic impact. Refer to Section 12.5.2.13- A.
8. WS load factors for Service I and Strength 4 are larger than the AASHTO LRFD BDS with California Amendments to account for a higher wind speed under train operations. Operation of trains is assumed to cease at a wind speed of 67 mph.

La nomenclatura empleada en la tabla anterior se define en la siguiente tabla:

Tabla 2. Designación de las acciones permanentes y transitorias, *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*.

Permanent Loads	
DC	dead load of structural components and permanent attachments
DW	dead load of non-structural and non-permanent attachment
DD	downdrag force
EV	vertical earth pressure
EH	lateral static earth pressure
ES	surcharge loads
SE	earth settlement effects
EL	locked-in construction forces
PS	secondary forces from prestressing
CR	creep effects
SH	shrinkage effects
WA	water loads and stream pressure
Transient Loads	
LLP	floor, roof, and pedestrian live loads
LLV	high-speed train live loads
LLRR	maintenance and construction train live loads
LLH	highway live loads
LLS	live load surcharge
I	vertical impact effect
LF	traction or braking forces
NE	nosing and hunting effects
CF	centrifugal force
DR	derailment loads
CL	collision loads
WS	wind load on structure
WL	wind load on live load
SS	slipstream effects
TU	uniform temperature effects
TG	gradient temperature effects
FR	frictional force
MCE	Maximum Considered Earthquake
OBE	Operating Basis Earthquake
WAD	hydrodynamic force
ED	dynamic earth pressures

Los coeficientes de las acciones permanentes se definen en la siguiente tabla:

Tabla 3. Coeficientes de las acciones permanentes, γ_P , California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32).

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		γ_P Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Components and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength 3 only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles: α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles: λ Method	1.05	0.30
	Drilled Shafts: O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Non-structural dead load and non-permanent attachments		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for Anchored Walls		1.35	N/A
EL: locked-in construction forces		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structures		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
ES: Surcharge Loads		1.50	0.75

Tabla 4. Coeficientes de las acciones permanentes debidas a deformaciones impuestas, γ_P , California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32).

Bridge Component	PS	CR, SH
Superstructures - Segmental Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (Refer to AASHTO LRFD BDS with California Amendments Articles 3.12.4 and 3.12.5)	1.00	see γ_P for DC, Table 12-4 and Table 12-6
Concrete Superstructures – non-segmental	1.00	1.00
Substructures supporting non-segmental superstructures		
• Using I_{gross}	0.50	0.50
• Using $I_{effective}$	1.00	1.00
Steel Substructures	1.00	1.00

Además de los anteriores, tanto la HSR 14-32 como la AASHTO LRFD 2017 definen una serie de condiciones de combinación específicas que matizan o amplían la información contenida en las tablas anteriores:

De acuerdo con el criterio para líneas de ferrocarril con una única vía establecido en el apartado 11.7.3.12 del manual *California High-Speed Train Project. Design Criteria. California High-Speed Rail Authority, 2016. (HSR 14-32)*, para el sismo de servicio (acción sísmica tipo OBE) se debe considerar un coeficiente $Y_{EQ} = 1.0$, considerando las siguientes componentes de la acción ferroviaria:

Efecto de la carga vertical del tren, afectado por el coeficiente de impacto.

Fuerza longitudinal asociada al tren (frenado).

Acción sísmica en la que se tiene en cuenta un tren como masa vibrante de forma conjunta al propio puente, aplicada en el centro de gravedad del tren.

De acuerdo con el criterio para líneas de ferrocarril con múltiples vías, establecido en el mismo apartado mencionado anteriormente, para el sismo de servicio (acción sísmica tipo OBE) se debe considerar un coeficiente $Y_{EQ} = 1.0$, considerando las siguientes componentes de la acción ferroviaria:

Efecto de la carga vertical de la mitad de los trenes que potencialmente pueden ocupar la plataforma, considerando el coeficiente de impacto.

Fuerza longitudinal de frenado asociada a la mitad de los trenes que pueden ocupar la plataforma. Esta fuerza de frenado puede ser considerada en la misma dirección o en direcciones opuestas, según sea conveniente para el diseño.

Masa de la mitad de los trenes que pueden ocupar la plataforma, aplicada en el centro de gravedad de los trenes.

Si la mitad de los trenes es un valor impar, debe redondearse dicho valor al entero menor.

Según el apartado 11.6.5.1, las fuerzas inerciales y el empuje dinámico del terreno producidos en situación sísmica no se producen en fase, por lo que su valor se considera teniendo en cuenta las siguientes combinaciones:

100% del empuje dinámico del terreno con el 50% de las fuerzas inerciales del caballete (incluyendo el peso de tierras sobre la cimentación).

50% del empuje dinámico del terreno con el 100% de las fuerzas inerciales del caballete (incluyendo el peso de tierras sobre la cimentación).

5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

En este apartado se resumen las características de los materiales que han sido empleados en el cálculo de los elementos que componen el puente.

5.1. CONCRETO.

Las características de los concretos serán acordes a la norma *AASHTO LRFD 2017* (artículo 5.4.2). Características del concreto:

Módulo de elasticidad a corto plazo: $E_c = 17236.8 (0.145038 f'_c)^{0.33}$ MPa

Coefficiente de Poisson: $\nu = 0.2$

Módulo de rigidez transversal: $G = E_c/2(1+\nu)$

Coefficiente de expansión térmica: $\alpha = 1.08 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Humedad relativa promedio: $H = 75\%$

Los requerimientos de resistencia mínima (probeta cilíndrica a los 28 días) de los diferentes elementos de concreto considerados son:

Concreto prefabricado:

Tableta superior: $f'c = 30 \text{ MPa}$ (300 kg/cm^2)

Concreto "in situ":

Losa superior: $f'c = 30 \text{ MPa}$ (300 kg/cm^2)

Alzado de columnas: $f'c = 30 \text{ MPa}$ (300 kg/cm^2)

Alzado de caballetes: $f'c = 30 \text{ MPa}$ (300 kg/cm^2)

Cimentaciones: $f'c = 30 \text{ MPa}$ (300 kg/cm^2)

Planilla bajo cimentación: $f'c = 15 \text{ MPa}$ (150 kg/cm^2)

Los bancos de apoyo se ejecutarán con un mortero autonivelante adecuado con una resistencia mínima de 45 MPa (450 kg/cm^2).

Los recubrimientos libres de la armadura principal de los diferentes elementos de concreto considerados son;

Concreto prefabricado:

Tableta superior: 30 mm

El recubrimiento de 30 mm indicado para la tableta superior es el recubrimiento mínimo considerando tanto la armadura longitudinal como la transversal de armaduras principales. Para ello, el concreto se dosificará con una relación agua/cemento (A/C) inferior o igual a 0.40.

Concreto "in situ":	
Losa superior:	50 mm
Alzado de columnas:	50 mm
Alzado de caballetes:	50 mm
Cimentaciones:	50 mm
Pilas de cimentación	75 mm

Según el apartado 5.10.1 de la *AASHTO LRFD 2017*, el recubrimiento libre del refuerzo secundario podrá reducirse 12.5 mm respecto a los valores de la armadura principal, no siendo nunca inferior a 25 mm.

Los concretos deberán cumplir con los requerimientos especificados en la tabla A.2.b de la NMX-C-403- ONNCCE 1999 en función de la clase de exposición:

Tabla A.2.b.- Especificaciones contra el ataque químico de agentes agresivos cuando existen sulfatos

Parámetro	Clase de exposición 5a		Clase de exposición 5b	Clase de exposición 5c	Clase de exposición 5d
	Ligera		Moderada	Alto	Muy alto
Tipo de cemento	CPO	RS	RS	RS	RS
Máxima relación agua/cementante	0,50	0,55	0,50	0,45	0,45
Mínimo contenido de cementante (kg/m ³)	330	300	330	370	370
Protección adicional	No necesaria		No necesaria	No necesaria	Necesaria

CPO Cemento Portland Ordinario

RS Cemento con característica especial de resistencia a los sulfatos según NMX-C-414-ONNCCE (véase Capítulo 3).

Figura 18. Requerimientos para concretos en función de la exposición (tabla A.2.b de la NMX-C-403-ONNCCE 1999).

Las clases de exposición se definen en la tabla A.1. de la *NMX-C-403-ONNCCE 1999*:

Tabla A.1.- Clasificación de exposición ambiental															
Clase de exposición	Condiciones ambientales														
1	Ambiente seco: <ul style="list-style-type: none"> Interior de edificaciones habitables Componentes interiores que no se encuentran expuestos en forma directa al viento ni a suelos o agua Regiones con humedad relativa mayor al 60 % por un lapso no mayor a tres meses al año 														
2a	Ambiente húmedo sin congelamiento: <ul style="list-style-type: none"> Interior de edificaciones con humedad relativa mayor al 60% por más de tres meses al año Elementos exteriores expuestos al viento pero no al congelamiento Elementos en suelos no reactivos o no agresivos, y/o en agua sin posibilidad de congelamiento. 														
2b	Ambiente húmedo con congelamiento: <ul style="list-style-type: none"> Elementos exteriores expuestos al viento y al congelamiento Elementos en suelos no reactivos o no agresivos, y/o en agua con posibilidad de congelamiento 														
3	Ambiente húmedo con congelamiento y agentes descongelantes: <ul style="list-style-type: none"> Elementos exteriores expuestos al viento, con posibilidad de congelamiento y/o exposición a agentes descongelantes Elementos en suelos no reactivos o no agresivos y/o en agua con posibilidad de congelamiento y agentes químicos descongelantes 														
4	Ambiente marino: <ul style="list-style-type: none"> Elementos en zonas de humedad o sumergidas en el mar con una cara expuesta al aire Elementos en aire saturado de sales (zona costera) 														
5a	Ambiente de agresividad química ligera (por gases, líquidos o sólidos): <ul style="list-style-type: none"> En contacto con agua <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">PH</td> <td style="text-align: right;">6,5-5,5</td> </tr> <tr> <td>CO₂ agresivo (en mg/l como CO₂)</td> <td style="text-align: right;">15-30</td> </tr> <tr> <td>Amonio (en mg/l como NH₄⁺)</td> <td style="text-align: right;">15-30</td> </tr> <tr> <td>Magnesio (en mg/l como Mg²⁺)</td> <td style="text-align: right;">100-300</td> </tr> <tr> <td>Sulfato (en mg/l como SO₄²⁻)</td> <td style="text-align: right;">200-600</td> </tr> </table> En contacto con suelo <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">Grado de acidez según Baumann - Gully</td> <td style="text-align: right;">mayor a 20</td> </tr> <tr> <td>Sulfatos (en mg de SO₄²⁻/kg de suelo secado al aire)</td> <td style="text-align: right;">2 000 - 6 000</td> </tr> </table> 	PH	6,5-5,5	CO ₂ agresivo (en mg/l como CO ₂)	15-30	Amonio (en mg/l como NH ₄ ⁺)	15-30	Magnesio (en mg/l como Mg ²⁺)	100-300	Sulfato (en mg/l como SO ₄ ²⁻)	200-600	Grado de acidez según Baumann - Gully	mayor a 20	Sulfatos (en mg de SO ₄ ²⁻ /kg de suelo secado al aire)	2 000 - 6 000
PH	6,5-5,5														
CO ₂ agresivo (en mg/l como CO ₂)	15-30														
Amonio (en mg/l como NH ₄ ⁺)	15-30														
Magnesio (en mg/l como Mg ²⁺)	100-300														
Sulfato (en mg/l como SO ₄ ²⁻)	200-600														
Grado de acidez según Baumann - Gully	mayor a 20														
Sulfatos (en mg de SO ₄ ²⁻ /kg de suelo secado al aire)	2 000 - 6 000														
5b	Ambiente de agresividad química moderada (por gases, líquidos o sólidos): <ul style="list-style-type: none"> En contacto con agua <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">PH</td> <td style="text-align: right;">5,5 - 4,5</td> </tr> <tr> <td>CO₂ agresivo (en mg CO₂/l)</td> <td style="text-align: right;">31 - 60</td> </tr> <tr> <td>Amonio (en mg NH₄⁺/l)</td> <td style="text-align: right;">31 - 60</td> </tr> <tr> <td>Magnesio (en mg Mg²⁺/l)</td> <td style="text-align: right;">301 - 1 500</td> </tr> <tr> <td>Sulfato (en mg SO₄²⁻/l)</td> <td style="text-align: right;">601 - 3 000</td> </tr> </table> En contacto con suelo <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">Sulfatos (en mg SO₄²⁻/kg de suelo secado al aire)</td> <td style="text-align: right;">6 000-12 000</td> </tr> </table> 	PH	5,5 - 4,5	CO ₂ agresivo (en mg CO ₂ /l)	31 - 60	Amonio (en mg NH ₄ ⁺ /l)	31 - 60	Magnesio (en mg Mg ²⁺ /l)	301 - 1 500	Sulfato (en mg SO ₄ ²⁻ /l)	601 - 3 000	Sulfatos (en mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo secado al aire)	6 000-12 000		
PH	5,5 - 4,5														
CO ₂ agresivo (en mg CO ₂ /l)	31 - 60														
Amonio (en mg NH ₄ ⁺ /l)	31 - 60														
Magnesio (en mg Mg ²⁺ /l)	301 - 1 500														
Sulfato (en mg SO ₄ ²⁻ /l)	601 - 3 000														
Sulfatos (en mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo secado al aire)	6 000-12 000														
5c	Ambiente de agresividad química alta (por gases, líquidos o sólidos): <ul style="list-style-type: none"> En contacto con agua <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">PH</td> <td style="text-align: right;">4,5 - 4,0</td> </tr> <tr> <td>CO₂ agresivo (en mg CO₂/l)</td> <td style="text-align: right;">61 - 100</td> </tr> <tr> <td>Amonio (en mg NH₄⁺/l)</td> <td style="text-align: right;">61 - 100</td> </tr> <tr> <td>Magnesio (en mg Mg²⁺/l)</td> <td style="text-align: right;">1 501 - 3 000</td> </tr> <tr> <td>Sulfato (en mg SO₄²⁻/l)</td> <td style="text-align: right;">3 001 - 6 000</td> </tr> </table> En contacto con suelo <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">Sulfatos (en mg SO₄²⁻/kg de suelo secado al aire)</td> <td style="text-align: right;">> 1 200</td> </tr> </table> 	PH	4,5 - 4,0	CO ₂ agresivo (en mg CO ₂ /l)	61 - 100	Amonio (en mg NH ₄ ⁺ /l)	61 - 100	Magnesio (en mg Mg ²⁺ /l)	1 501 - 3 000	Sulfato (en mg SO ₄ ²⁻ /l)	3 001 - 6 000	Sulfatos (en mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo secado al aire)	> 1 200		
PH	4,5 - 4,0														
CO ₂ agresivo (en mg CO ₂ /l)	61 - 100														
Amonio (en mg NH ₄ ⁺ /l)	61 - 100														
Magnesio (en mg Mg ²⁺ /l)	1 501 - 3 000														
Sulfato (en mg SO ₄ ²⁻ /l)	3 001 - 6 000														
Sulfatos (en mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo secado al aire)	> 1 200														
5d	Ambiente de agresividad química muy alta (por gases, líquidos o sólidos): <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 80%;">pH</td> <td style="text-align: right;">< 4,0</td> </tr> <tr> <td>CO₂ agresivo (en mg CO₂/l)</td> <td style="text-align: right;">> 100</td> </tr> <tr> <td>Amonio (en mg NH₄⁺/l)</td> <td style="text-align: right;">> 100</td> </tr> <tr> <td>Magnesio (en mg Mg²⁺/l)</td> <td style="text-align: right;">> 3 000</td> </tr> <tr> <td>Sulfato (en mg SO₄²⁻/l)</td> <td style="text-align: right;">> 6 000</td> </tr> </table>	pH	< 4,0	CO ₂ agresivo (en mg CO ₂ /l)	> 100	Amonio (en mg NH ₄ ⁺ /l)	> 100	Magnesio (en mg Mg ²⁺ /l)	> 3 000	Sulfato (en mg SO ₄ ²⁻ /l)	> 6 000				
pH	< 4,0														
CO ₂ agresivo (en mg CO ₂ /l)	> 100														
Amonio (en mg NH ₄ ⁺ /l)	> 100														
Magnesio (en mg Mg ²⁺ /l)	> 3 000														
Sulfato (en mg SO ₄ ²⁻ /l)	> 6 000														

Figura 19. Clases de exposición ambiental (tabla A.1. de la *NMX-C-403-ONNCCE 1999*).

Requisitos de durabilidad por ataques químicos:

Se incluye a continuación los requisitos de durabilidad en relación con el concreto a utilizar en la construcción del viaducto, que deberán compararse con los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio que se recogerán en el informe geotécnico.

Ataque por ácidos:

Según lo recogido en ACI 201 Ap. 2.5.3, los elementos de concreto no estarán sometidos a aguas cuyo pH sea igual a superior a 3. La NMX-C-403-ONNCCE 1999 establece diferentes límites de pH para las diferentes clases de exposición de agresividad química.

Según el informe geotécnico, el mínimo valor obtenido en las muestras de laboratorio es de 7.60, lo que no supone una exposición ambiental con agresividad química a este respecto.

Ataque por sulfatos:

Según *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Ap. 5.14.2.4, se indica que contenidos en sulfatos por encima del 0.2% en peso o 1500 ppm en agua requerirá mezclas de concreto específicas.

Según el análisis Químico del informe geotécnico, el contenido máximo en sulfatos es de 2000 mg/kg (0.2%). De acuerdo a la NMX-C-403-ONNCCE 1999 este contenido de sulfatos corresponde a una clase de exposición 5A luego es necesario la adopción de medidas específicas frente al ataque de sulfatos.

Ataque por cloruros:

Según *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Ap. 5.14.2.2, se remite a lo recogido en el Ap. 5.10.1, donde se indica que se considerarán aguas o suelos corrosivos aquellos con un contenido igual o superior a 500 ppm. El contenido máximo de cloruros es de 7.5 ppm, por lo que no se consideran suelos corrosivos.

Por tanto, de acuerdo con todo lo anterior, para cumplir con los requisitos de durabilidad exigidos por la tabla A.2.b de la Norma Mexicana NMX-C-403-ONNCCE 1999 para clase de exposición 5A (agresividad química ligera), se garantizará un contenido mínimo de cemento de 300 kg/m³, una máxima relación agua/cemento de 0.55 y un cemento RS (Resistente a los sulfatos).

5.2. ACERO DE REFUERZO.

Las características del acero de refuerzo son acordes a la normativa AASHTO LRFD 2017 (artículo 5.4.3). Se utilizará un acero de refuerzo Grado 60, según norma ASTM A 706, con las siguientes especificaciones:

Límite elástico:	$f_y = 420 \text{ MPa (4,200 kg/cm}^2\text{)}$
Módulo de elasticidad:	$E_s = 200,000 \text{ MPa (2,000,000 kg/cm}^2\text{)}$
Coefficiente de expansión térmica:	$\alpha_s = 1.17 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

El acero también cumplirá las siguientes especificaciones indicadas en “AASHTO LRFD Seismic Bridge

Design 2011” (artículo 8.4.1):

Deformación de fluencia nominal: ϵ_y : 0.0021

Tensión de fluencia esperada: f_{ye} : 468 MPa

Deformación de fluencia esperada ϵ_{ye} : 0.0023

Deformación en rotura ϵ_{su} : 0.12 para barras de 32mm de diámetro y menores y 0.09 para barras de diámetro mayor a 32mm.

Deformación en rotura reducida ϵ_{Rsu} : 0.09 para barras de 32mm de diámetro y menores, 0.06 para barras de diámetro mayor a 32mm.

Mínima tensión especificada de rotura: f_u : 551.5 MPa

Tensión de rotura esperada: f_{ue} : 655 MPa

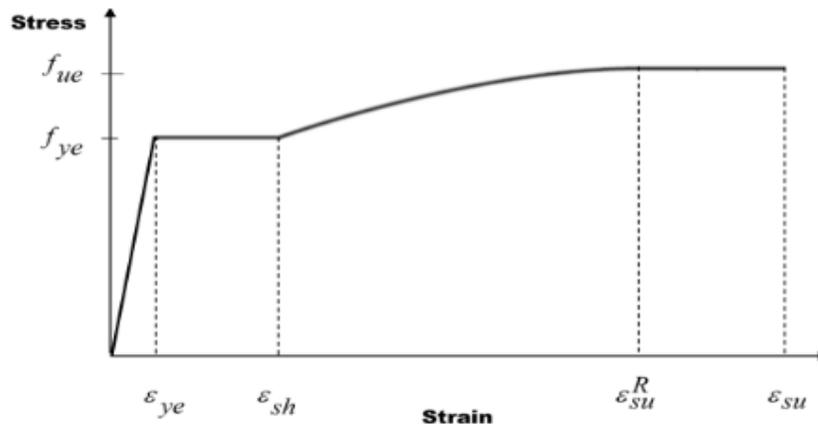


Figura 20. Modelo tensión-deformación del acero de refuerzo (figura 8.4.2-1 de la AASHTO LRFB SBD).

5.3. ACERO ESTRUCTURAL.

Las características del acero estructural serán acordes a la norma *AASHTO LRFD 2017*.

Se utilizarán los siguientes tipos de acero estructural:

Chapas principales (vigas longitudinales) y perfiles armados:

A 709 Grado 50: $f_y = 345$ MPa (3,450 kg/cm²) / $f_u = 450$ MPa (4,500 kg/cm²)

Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares:

A 500 Grado B: $f_y = 320$ MPa (3,200 kg/cm²) / $f_u = 400$ MPa (4,000 kg/cm²) Otras características de los aceros estructurales:

Módulo de elasticidad: $E_s = 200,000$ MPa (2,000,000 kg/cm²)

Coefficiente de expansión térmica: $\alpha_s = 1.17 \cdot 10^{-5}$ °C⁻¹

En los planos del proyecto se identificarán los elementos de acero estructural que son de tipo “*Fracture Critical Members*” (FCM). De acuerdo con el artículo 6.6.2 de la *AASHTO LRFD 2017* los elementos de acero estructural deberán cumplir con las siguientes características mínimas de resiliencia:

Elementos de tipo “*Fracture Critical Members*” (FCM, ASTM A709 Grado 50F):

$e \leq 50$ mm: 34 JULIOS A +4°C

$50 \text{ mm} < e < 100$ mm: 41 JULIOS A +4°C

Elementos de tipo “*Non Fracture Critical Members*” (NFCM, ASTM A709 Grado 50T y A 500 Grado B con requisitos especiales de resiliencia):

$e \leq 50$ mm: 20 JULIOS A +4°C

$50 \text{ mm} < e < 100$ mm: 27 JULIOS A +4°C

5.3.1. SISTEMA DE PROTECCIÓN.

El sistema a utilizar deberá estar certificado en base a ensayos para su uso en ambientes clasificados como C3 (categoría de corrosividad media) según ISO 12944, y clasificado como de durabilidad muy alta.

Su expectativa de vida, o tiempo hasta un primer mantenimiento, deberá ser mayor o igual a 25 años. Toda la pintura a utilizar en el mismo sistema procederá del mismo fabricante, que garantizará la compatibilidad de las distintas capas.

La empresa responsable deberá definir el sistema de pintura a utilizar, definiendo todas las capas necesarias de acuerdo al tipo de ambiente y durabilidad antes definidos. Se seguirán todas las condiciones de aplicación señaladas en las hojas técnicas del Fabricante. El industrial respetará los requisitos del sustrato y los intervalos de repintado que señale el fabricante en esas hojas técnicas.

Previo a la aplicación de la primera capa de pintura, las superficies metálicas deberán quedar limpias de aceites u otros líquidos, así como exentas de óxidos y calamina. Para ello se le dará una preparación de superficie mediante chorreado hasta grado Sa 2-1/2 según norma *ISO 8501-1*.

Las superficies que queden en contacto con el concreto deberán también estar limpias de aceites u otros líquidos, y exentas de óxido y calamina. No necesitan ningún tipo de pintura, aunque se prolongará el sistema de protección del resto de la estructura, a excepción de la capa de acabado, 5 cm hacia dentro de la zona de contacto con el concreto.

El interior de los elementos metálicos, tanto de los laminados como los conformados por chapas, deberá quedar estanco.

5.4. ELEMENTOS DE UNIÓN.

5.4.1. TORNILLOS.

Con carácter general se evitará el empleo de uniones atornilladas en los elementos definitivos, salvo aquellas uniones de este tipo indicadas expresamente en planos.

En cualquier otro caso las uniones atornilladas serán con tornillos presforzados de alta resistencia clase *ASTM A 325M* o *ASTM A 490M*.

5.4.2. UNIONES SOLDADAS.

Las uniones de los elementos principales del puente se realizarán mediante soldadura, salvo indicación contraria en planos.

Las características técnicas del material de base, del material de aportación, así como los detalles de diseño de la soldadura se adecuarán a los requerimientos del *AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code*.

Los símbolos para designar las soldaduras en planos serán conformes a los especificados en la *AWS Publication A2.4*.

El material de aportación se elegirá en función del material de base, de forma que sus características mecánicas (límite elástico, límite de rotura, alargamiento en rotura y resiliencia), no sean inferiores a las de éste.

5.4.3. PERNOS CONECTADORES.

Se utilizarán pernos conectadores de diámetro 22 mm.

El material utilizado para los pernos será acero *ASTM 108* con bajo contenido en carbono Grado C1015. Deberá tener las siguientes características:

Límite elástico mínimo = 345 MPa (3,450 kg/cm²)

Límite de rotura mínimo = 415 MPa (4,150 kg/cm²)

Alargamiento mínimo en rotura = 15% (medido en probeta normalizada de longitud $L_0 = 5.65\sqrt{A_0}$). Además, la relación entre el límite de rotura y el límite elástico no deberá ser inferior a 1.20.

Las propiedades del material que se emplee deberán ser las adecuadas para el procedimiento de soldadura que se vaya a utilizar.

5.5. APOYOS.

Los aparatos de apoyo esféricos deberán cumplir con los requisitos especificados en el art *14.7.3 de la AASHTO LRFD 2017*.

Por otro lado, para los apoyos de neopreno zunchado el material elastomérico estará constituido por caucho clorado completamente sintético (cloropreno, neopreno), cuyas características deberán cumplir las especificaciones siguientes:

Dureza *IRHD (ASTM D 1415)* = 60±5

Resistencia tracción a la ruptura (*ASTM D 412*) > 16 MPa

Alargamiento a la ruptura (*ASTM D 412*) > 425%

Resistencia al desgarro (*ASTM D-624*) > 45 MPa

El módulo de deformación transversal para acciones lentas será 1.10 ± 0.16 MPa

Las placas de acero empleadas en zunchos tendrán un límite elástico mínimo de 250 N/mm² y una carga en rotura mínima de 400-550 N/mm² (*ASTM A36/A 36M/ASTM A1011M*).

6. ACCIONES A CONSIDERAR.

Se indican seguidamente las acciones a considerar en el cálculo. Como se ha indicado en el apartado 3.1, las acciones se definen en general mediante lo dispuesto en la norma *California High-Speed Train Project. Design Criteria. California High-Speed Rail Authority, 2016. (HSR 14-32)*, con las salvedades comentadas en el citado apartado.

6.1. CARGAS PERMANENTES.

6.1.1. PESO PROPIO (DC).

El peso propio de la estructura se evaluará teniendo en cuenta un peso específico de 25 kN/m³ para el hormigón armado y 78.5 kN/m³ para el acero. Según el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, deben considerarse como peso propio los elementos estructurales y otros elementos anexos fijados de forma permanente a la estructura. Se consideran como tal las siguientes cargas:

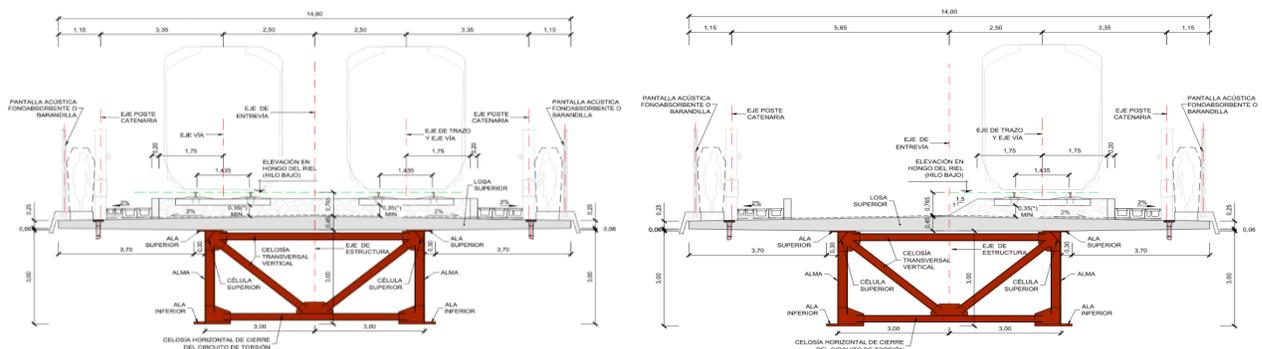


Figura 21. Secciones transversales tipo. Situación de servicio con dos vías (izquierda) y con una vía (derecha).

Estructura metálica y losa superior: el peso de estos elementos se evalúa según la geometría definida en los planos de proyecto y el peso específico definido al comienzo de este apartado.

Muretes guardabalasto: el peso de estos elementos se evalúa según la geometría definida en los planos de proyecto y un peso específico de 25 kN/m³. Para la sección considerada se estima un peso unitario de 3.25 kN/m por cada murete guardabalasto. En la sección se disponen 2 muretes sin excentricidad. Durante la situación de una vía en servicio se dispondrán los muretes guardabalasto de la situación definitiva, por lo que no es necesario diferenciar ambas situaciones.

Macizos para el anclaje de las barandillas/pantallas: el peso de estos elementos se evalúa según la geometría definida en los planos de proyecto y el peso específico definido al comienzo de este apartado. Estos elementos incluyen el recrado para la acera. Peso unitario para cada macizo, izquierdo o derecho: 8.5 kN/m. Tanto en situación de una vía en servicio como en dos vías, se considera un macizo a cada lado del viaducto.

Barandillas: según los términos de referencia del proyecto, se considera que las barandillas tienen un peso de 2 kN/m cada una. Se considera la colocación de una barandilla en cada extremo del viaducto tanto en situación de servicio con una vía como con dos. No obstante, en aquellas secciones que requieran pantallas acústicas, se eliminarán las barandillas, sustituyéndose por aquéllas.

Pantalla acústica fonoabsorbente: según los términos de referencia del proyecto, se considera que las pantallas acústicas tienen un peso de 2.5 kN/m cada una. La distribución de pantallas acústicas se ha establecido en el documento TMPE-1-VA-ACU-INF-IND-0003-E02 Estudio Acústico Y De Vibraciones De Proyecto Ramal 1 Tren Maya, México, y se resume en la siguiente tabla:

Tabla 5. Necesidad de disposición de pantallas acústicas en el viaducto establecida en el documento TMPE-1-VA-ACU-INF-IND-0003-E02 Estudio Acústico Y De Vibraciones De Proyecto Ramal 1 Tren Maya, México.

Municipio	Identificador	Altura	Longitud	Ubicación		
		(m)	(m)	Margen	PK inicio	PK final
Tenosique PK 66+500 PK 71+000	Ten1	3	710	Izquierdo	67+400	68+110
	Ten2	3	890	Derecho	67+480	68+370
	Ten3	3	170	Izquierdo	68+200	68+370
	Ten4	3	510	Derecho	68+540	69+050
	Ten5	3	180	Izquierdo	68+590	68+770
	Ten6	3	335	Izquierdo	68+900	69+235
	Ten7	3	40	Derecho	69+100	69+140
	Ten8	3	25	Derecho	69+210	69+235
	Ten9	3	30	Izquierdo	69+250	69+280
	Ten10	3	385	Derecho	69+250	69+635
	Ten11	3	285	Izquierdo	69+350	69+635
	Ten12	3	85	Izquierdo	69+655	69+740
	Ten13	3	90	Derecho	69+710	70+800
	Ten14	3	590	Izquierdo	69+910	70+500
	Ten15	3	450	Izquierdo	70+600	71+050
	Ten16	3	100	Derecho	70+900	71+000

De forma general, para el cálculo de los vanos tipo se considerará que en la sección se disponen barreras acústicas a ambos lados, de forma similar en situación de una vía en servicio o de dos vías.

Catenaria: se considera un peso total de la electrificación, incluyendo postes y cableado, de 1.5 kN/m. Adicionalmente para las comprobaciones locales relativas al anclaje de los postes al tablero se aplicará lo definido en el apartado 12.5.3.1 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*. Para la situación de una vía en servicio se considera una línea de catenaria y postes, con una excentricidad respecto al eje del viaducto de 5.85m.

Para la situación de dos vías en servicio se consideran se consideran dos líneas de catenaria y postes, sin excentricidad.

En total se consideran las siguientes cargas de peso propio para las diferentes secciones:

Sección con una vía en servicio:

$$q_{pp} = 30 \frac{KN}{m} a 0.2925 m \text{ del eje} + \text{peso estructural (acero + losa)}$$

Sección con dos vías en servicio:

$$q_{pp} = 31.5 \frac{KN}{m} + \text{peso estructural (acero + losa)}$$

6.1.2. CARGA MUERTA (DW).

Según el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, deben considerarse como peso carga muerta los elementos anexos ya sean permanentes o no permanentes. Se consideran como tal las siguientes cargas:

Balasto: el peso del balasto se evalúa según la geometría definida en los planos de proyecto, descontando el volumen correspondiente a los durmientes, y considerando un peso específico de 22 kN/m³. Para la sección considerada se estima un peso unitario de: 50.76 kN/m y una excentricidad de 2.02 m para la situación de una vía, y de 103.37 kN/m sin excentricidad en la situación de 2 vías.

Vía: para la obtención del peso debido a la vía, se tienen en cuenta durmientes de 315 kg dispuestos a 0.60 m y dos carriles con un peso total para la vía de 1.7 kN/m. Ello aporta un peso unitario debido a los dos carriles y a los durmientes de 6.95 kN/m por vía.

Canaletas: se considera un peso de las canaletas de 3 kN/m cada una. Según los términos de referencia del proyecto, la sección transversal de la vía en estructura consta de un total de 3 canaletas (con una excentricidad de 1.82m), en la sección con una vía en servicio y 4 canaletas para el caso de dos vías.

En total se consideran las siguientes cargas muertas para las diferentes secciones:

Sección con una vía en servicio:

$$q_{dw} = 75.71 \frac{KN}{m} \text{ a } 1.58 \text{ m del eje}$$

Sección con dos vías en servicio:

$$q_{dw} = 135.27 \frac{KN}{m}$$

6.1.3. ACCIONES REOLÓGICAS (CR, SH).

De acuerdo con el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, los efectos debidos al acortamiento de fragua y la fluencia se determinan según el Código modelo CEB-FIP 2010.

6.1.3.1. FLUENCIA (CR).

Según el borrador definitivo del Código modelo CEB-FIP 2010, la deformación por fluencia del concreto entre el momento de la puesta en carga (t_0) y un instante $t > t_0$ se determina como:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} * \rho(t, t_0)$$

El módulo de elasticidad del concreto a la edad de 28 días, E_{ci} , se obtiene como:

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{c0} * \left[\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

f_{ck} = Es la resistencia característica del concreto a los 28 días en MPa.

$\Delta f = 8$ MPa.

$E_{c0} = 21.5 \cdot 10^3$ MPa.

El coeficiente de fluencia se calcula como:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$$

Donde $\varphi_{bc}(t, t_0)$ es la fluencia básica:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) * \beta_{bc}(t, t_0)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1.8}{(f_{cm})^{0.7}}$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln\left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0.0035\right) * (t, t_0) + 1\right)$$

6.1.4. FUERZA DE FRICCIÓN (FR).

Según la descripción de la estructura realizada en el apartado 2.1, los apoyos del viaducto se realizan mediante apoyos elastoméricos convencionales, por lo que en la estructura no existen superficies de deslizamiento PTFE que ejerzan fuerzas de fricción sobre el resto de elementos estructurales.

6.1.5. EMPUJES DEL TERRENO (EV, EH).

La acción debida a los empujes del terreno se evalúa según lo recogido en el capítulo 10 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)* y en la *AASHTO LRFD BDS 2017*.

6.1.5.1. PESO PROPIO DEL TERRENO (EV).

Para calcular la presión vertical que ejerce el terreno sobre los elementos estructurales se considerará un peso específico del terreno de valor $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$

6.1.5.2. EMPUJE HORIZONTAL DEL TERRENO (EH).

De acuerdo con el apartado 10.8 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, para los muros de contención del terreno que tienen restringido el desplazamiento en cabeza, como es el caso de los estribos de la presente estructura, se debe determinar el empuje horizontal que ejerce el terreno considerando el coeficiente de empuje en reposo, excepto para la combinación de carga de evento extremo de sismo, en cuyo caso se tomará el mayor valor de aplicar el empuje en reposo o el empuje activo más el empuje dinámico (determinado de acuerdo con el apartado 6.6 de este documento).

Los coeficientes de empuje en reposo y activo se calculan de acuerdo con el apartado 3.11.5 de la *AASHTO LRFD 2017*.

Se considera un ángulo de fricción interna del terreno de valor:

$$\phi'_f = 30^\circ$$

El coeficiente de empuje en reposo se calcula como:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'_f = 30^\circ$$

Y el coeficiente de empuje activo:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\sin^2 \theta * \sin(\theta - \delta)]}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Para un ángulo de la pared del muro horizontal $\theta = 90^\circ$, un talud en la cara posterior horizontal $\beta = 0^\circ$ y un ángulo de fricción muro de terreno $\delta = 0.67\phi'_f = 20.1^\circ$ se obtiene el siguiente coeficiente de empuje activo:

$$k_a = 0.297$$

6.2. CARGAS VIVAS.

6.2.1. ACCIÓN FERROVIARIA.

El manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)* distingue dos tipos distintos de acción ferroviaria:

- LLV: carga viva debida a trenes de alta velocidad.
- LLRR: carga viva debida a la acción ferroviaria en líneas de tráfico compartido.

En el caso de este proyecto, como el tráfico de la línea no será de alta velocidad, la carga viva ferroviaria

será del tipo LLRR, aunque en adelante se designará como “LL”.

6.2.1.1. Carga vertical (LL).

Puesto que así se especifica en los términos de referencia del proyecto, para caracterizar la carga vertical debida a la acción ferroviaria se considera el tren *Cooper E-80* (Figura 19), conforme a lo que se recoge en el *Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012*

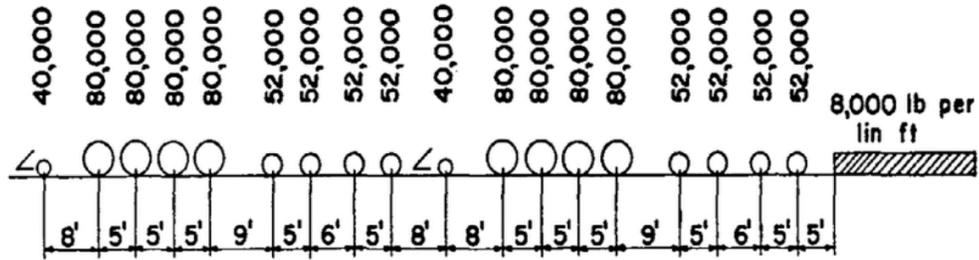


Figura 22. Carga del tren Cooper E-80 (valores en libras y pies)

Distribución transversal de la carga.

La carga viva vertical debida a la acción ferroviaria se distribuirá entre ambos carriles considerando un desequilibrio del $\pm 20\%$ entre ellos debido al efecto del traqueteo (Rocking), de acuerdo al manual California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32). Este desequilibrio no estará afectado por el coeficiente de impacto.

Además, se considerará un descentramiento adicional de la vía respecto a su posición teórica de 30 cm en el sentido más desfavorable para el efecto analizado, debido al posible ripado de la misma.

Coeficiente de simultaneidad:

Cuando se considere la actuación simultánea de la carga viva en dos o más vías se deberán considerar adicionalmente los siguientes factores de simultaneidad, en la posición más desfavorable para el efecto en estudio.

Tabla 6. Coeficiente reductor por presencia múltiple (factor de simultaneidad)

Número de vías cargadas	1º vía	2º vía	3º vía	Restantes
1	100%	-	-	-
2	100%	100%	-	-
3	100%	100%	50%	-
>3	100%	100%	50%	25%

6.2.1.2. EFECTO DE IMPACTO VERTICAL (I).

Los trenes en movimiento generan cargas dinámicas en los puentes, las cuales se consideran a través de un factor de impacto dinámico.

Según el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, los efectos estáticos de la acción del tren, distintos de centrífuga, frenado y arranque y movimiento de lazo, se incrementarán en los siguientes porcentajes, para el caso de vía sobre balasto y trenes que no sean de alta velocidad o tráfico de trenes de varios usos:

Puentes de hormigón armado o pretensado:

$$I = 60\% \quad \text{Para } L \leq 14 \text{ pies (4.27 m)}$$

$$I = \frac{225}{\sqrt{L}} \quad \text{Para } 14 \text{ pies (4.27m)} < L \leq 127 \text{ pies (38.7m)}$$

$$I = 20\% \quad \text{Para } L > 127 \text{ pies (38.7m)}$$

Puentes metálicos:

$$I = 40 - \frac{3L^2}{1600} \quad \text{Para } L < 80 \text{ pies (24.4m)}$$

$$I = 16 + \frac{600}{L - 30} \quad \text{Para } L \geq 80 \text{ pies (24.4m)}$$

L Es la luz del claro.

Para las luces de los claros de este puente resulta el siguiente coeficiente de impacto (tomando los valores de puentes metálicos):

Claros mixtos isostáticos: $L = 131.23 \text{ pies} \rightarrow I = 21.93 \%$

6.2.1.3. FUERZA DE FRENADO Y ARRANQUE (LF).

Según el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, para el caso de trenes que no sean de alta velocidad o tráfico de trenes de varios usos, las fuerzas de frenado y arranque son:

$$\text{Arranque} = N * (25\sqrt{L}) \text{ kips, actuando 3 pies (0.91 m) por encima del carril}$$

$$\text{Frenado} = N * (45 + 1.2L) \text{ kips, actuando 8 pies (2.44 m) por encima del carril}$$

L es la longitud, en pies, del tramo de puente considerado.

N la relación entre la carga del tren Cooper considerado y la carga del tren Cooper E80, para las dimensiones de los trenes que realmente circularán por las vías. Para el viaducto toma un valor de 1.

La fuerza indicada debe distribuirse en la longitud considerada "L". Los factores de presencia en vías múltiples especificados en la Tabla 7 serán de aplicación también para estas cargas.

Adicionalmente se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

Para la sección de una vía en servicio, se tendrá en cuenta el caso más desfavorable entre frenado y arranque. Además, en el caso de arranque, se considerará que el tren está iniciando su movimiento, por lo que no se aplicará la fuerza centrífuga.

Para la sección de dos vías en servicio, se tendrá en cuenta el caso de frenado del tren en una vía de forma simultánea al arranque del tren en la segunda vía. La fuerza centrífuga será concomitante con el caso de frenado, pero no se aplicará en el tren que arranca. No se considerará la opción de que ambos trenes circulen en el mismo sentido, por lo tanto, no se contemplará el frenado simultáneo de dos trenes en el mismo sentido, ni el arranque simultáneo de dos trenes en el mismo sentido.

6.2.1.4. FUERZA CENTRÍFUGA (CF).

De acuerdo con el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, para vías en curva, se considerará la fuerza centrífuga asociada una carga horizontal aplicada hacia el exterior de la curva. La fuerza centrífuga será función de la carga viva del tren, la velocidad y el radio de curvatura horizontal:

$$CF = (LL) * \frac{0.0668 * V^2 * f}{R}$$

Donde:

V Es la velocidad del tren (mph).

R El radio de curvatura horizontal (feet).

f Un factor de reducción, nunca menor de 0.35:

f = 1, para LLRR y $V \leq 120$ km/h

f = $1 - [(V-75) / 621.4] \times [506/V + 1.75] \times [1 - (9.45/L)^{1/2}] \geq 0.35$, para LLRR y $V > 75$ mph (120 km/h)

f = 1, para LLV y para todas las velocidades.

En este proyecto se aplicará la formulación correspondiente a LLRR

L La longitud, en pies, de la parte cargada de la vía curva del puente, para el elemento estructural considerado.

La fuerza centrífuga actúa 6 pies (1.829 m) por encima de la cota superior del carril (TOR).

Según los términos de referencia del Tren Maya las velocidades de proyecto del tramo son 160 km/h para trenes de pasajeros (máximo de 120 km/h en curva) y 100 km/h para trenes de mercancías. Por lo tanto, el diseño del puente se realizará, tal y como se indica en los Términos de Referencia, para dichas velocidades de proyecto. Para la fuerza centrífuga se considerará la pésima situación entre tren de pasajeros a 120 km/h y tren de mercancías a 100 km/h. Para la modelización del tren de mercancías se ha utilizado en este proyecto el *Cooper E-80 del AREMA*. Para modelizar el tren de pasajeros se utiliza el Cooper E-50, según lo preconizado en la *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*.

El tren *Cooper E-50* supone un 62.5% del *Cooper E-80*.

El tramo curvo del viaducto presenta un radio de curvatura de 1100 m.

Con las consideraciones anteriores se obtienen la siguiente fuerza centrífuga:

Vanos Curvos: $CF = (Cooper E - 80) * 0.625 * 0.103 = (Cooper E - 80) * 0.0644$

Vanos Curvos: $CF = (Cooper E - 80) * 0.0715$

Se observa que limita el estudio del tren de mercancías. El valor de la fuerza centrífuga no se ve afectado por el coeficiente de impacto.

6.2.1.5. FUERZA DE LAZO (NE).

Conforme a lo que se indica en el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, las fuerzas laterales que generan las ruedas en contacto con los carriles se considerarán como una fuerza horizontal de valor 22 kip (97.9 kN), actuando en la parte superior del carril, en dirección perpendicular al eje de la vía, y en la posición más desfavorable.

En las combinaciones de carga que consideran la carga vertical ferroviaria (LLR o LLV), la fuerza de lazo (NE) se aplicará de forma concomitante con la fuerza centrífuga (CF).

6.2.1.6. SOBRECARGA DE FATIGA.

El manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, define la sobrecarga de fatiga a aplicar para vías de alta velocidad. Dado que éste no resulta el caso, al igual que en el caso de las cargas verticales, la carga de fatiga se define siguiendo lo dispuesto en el capítulo 15 del volumen 2 dedicado a estructuras metálicas del "*Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012*". En el apartado 1.3.13, se indica que:

La carga de fatiga se define como la carga vertical del tren definida en el apartado 6.2.1.1 (LLR), afectada por el coeficiente de impacto minorado indicado en este apartado e incluyendo la fuerza centrífuga definida en el apartado 6.2.1.4 (CF). Se deberá considerar tanto la situación de

carga en una única vía, como el 100% de la acción ferroviaria actuando de forma simultánea en ambas vías.

El número de ciclos N se obtiene de la tabla 15-1-7, y depende de la luz del vano para el caso de los elementos longitudinales, y del número de vías para el caso de los elementos transversales.

Tabla 7. Definición del número de ciclos de fatiga por tipo de elemento. Tabla 15-1-7 del "Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012"

Member Description	Span Length, L of Flexural Member or Truss or Load Condition	Constant Stress Cycles, N
Classification I		
Longitudinal flexural members and their connections. Truss chord members including end posts, and their connections	L > 100 feet	2,000,000
	L ≤ 100 feet	> 2,000,000
Classification II		
Floorbeams and their connections. Truss hangers and sub-diagonals that carry floorbeam reactions only, and their connections. Truss web members and their connections.	Two Tracks Loaded	2,000,000
	One Track Loaded	> 2,000,000
Note: This table is based on bridges designed for the live loading specified in Article 1.3.13e. For bridges designed for other live loadings see Part 9, Commentary, Article 9.1.3.13.		

Para los elementos longitudinales de puentes de $L \geq 30.5$ m, $N = 2 \cdot 10^6$.

Para los elementos transversales:

En puentes cargados con 2 vías, $N = 2 \cdot 10^6$.

En puentes cargados con 1 vía, $N > 2 \cdot 10^6$.

El coeficiente de impacto definido en el apartado 6.2.1.2 debe venir afectado por el coeficiente definido en la tabla 15-1-8:

Tabla 8. Definición del porcentaje del coeficiente de impacto a considerar en el análisis de fatiga. Tabla 15-1-8 del "Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012"

Member	Percentage
Members with loaded Lengths ≤ 10 feet (3m) and no load sharing	65%
Hangers	40%
Other Truss members	65%
Beams, Stringers, Girders and Floor Beams	35%
Note: Where bridges are designed for operation of trains handling a large percentage of cars with flat or out of round wheels which increase impact and/or poor track which increases impact, and the loaded length of the member is less than 80 feet (24m), the mean impact should be 100% of the design impact.	

En este caso, tanto para los elementos longitudinales como para los transversales se considera $IM_{fatiga} = IM \cdot 0.35$

6.2.1.7. DESCARRILAMIENTO (DR).

En el caso de que se produzca el descarrilamiento, los daños en puentes deberán ser mínimos, no permitiéndose en ningún caso, el vuelco o el colapso de la estructura.

Según el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, se considerarán las siguientes situaciones de diseño:

Caso I: los vehículos descarrilados permanecen en el área de la vía en el tablero del puente. Se aplican las acciones verticales, tanto puntuales como distribuidas, correspondientes al tren Cooper E-80, en la posición más desfavorable dentro de un área de ancho 1.5 veces el ancho del carril a cada lado del eje de la vía, según se indica en la Figura 20. No se aplica el coeficiente de impacto a las cargas verticales del tren.

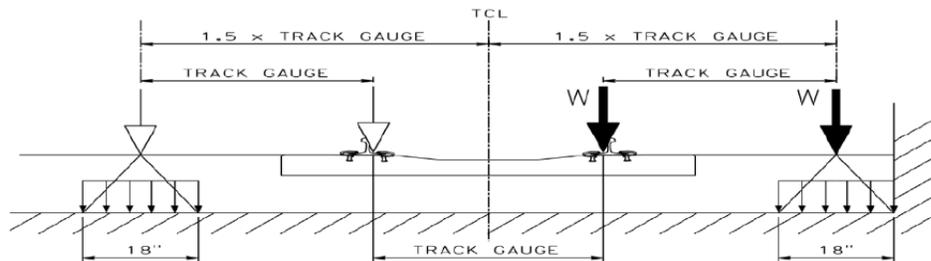


Figura 23. Caso I de descarrilamiento, *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*.

Caso II: los vehículos descarrilados se equilibrarán en el borde del puente, cargando el borde de la superestructura. Esta situación se utiliza para comprobar la estabilidad global del tablero, pero no para el dimensionamiento de la losa. Se aplica la carga uniforme correspondiente al tren Cooper E-80 (sin coeficiente de impacto) como una única carga lineal uniformemente distribuida y aplicada en una longitud total máxima de 65 pies (20 metros), situada en el borde de la superestructura:

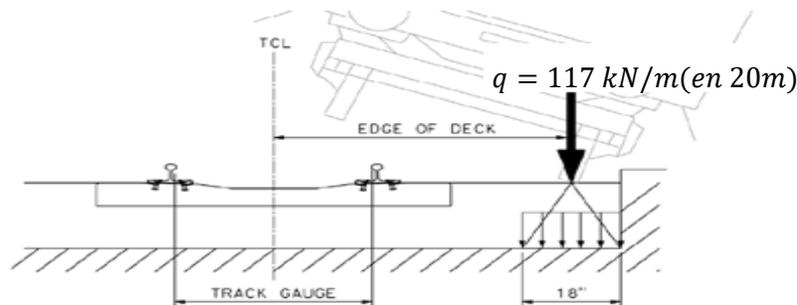


Figura 24. Caso II de descarrilamiento, *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*

Caso III: descarrilamiento de una rueda que impacta contra el tablero del puente en la zona de losa directamente expuesta, zona entre canaletas. Se considera la carga puntual pésima correspondiente al tren Cooper E-80, aplicando el 100% del coeficiente de impacto y considerando toda la carga del eje en la rueda que impacta. Esta fuerza se utiliza para el diseño de la losa de hormigón del tablero. Según la sección transversal de este proyecto se considerará el impacto de la rueda en la posición pésima de las indicadas en la siguiente figura:

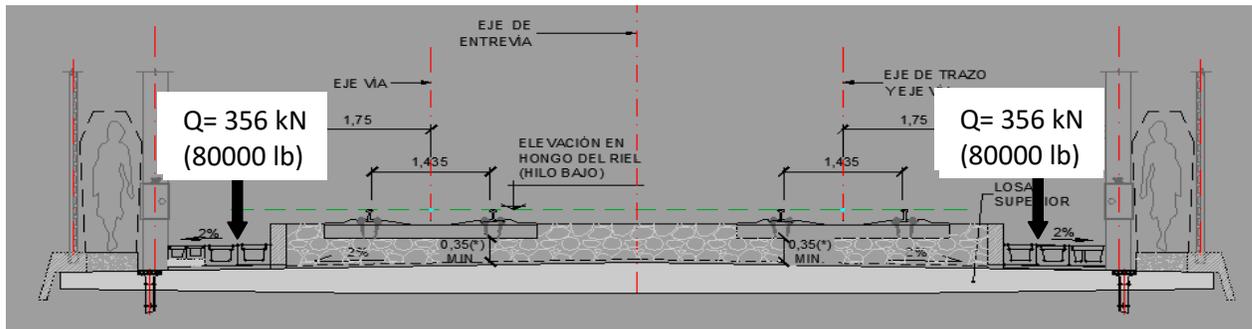


Figura 25. Caso III de descarrilamiento.

Los Casos I, II y III se analizarán por separado, no siendo necesario combinar estas acciones entre sí.

Además, no se considerarán otras acciones del tráfico ferroviario en la vía sujeta a acciones de descarrilamiento. En los casos I y II se considerará el paso del tren en la vía contigua, sin coeficiente de impacto, en caso de que resulte desfavorable.

En el caso III, el factor de combinación de acciones para la carga DR en situación de Extreme 1 será de 1 (en lugar de 1.40 indicado en la tabla).

6.2.2. SOBRECARGA DE USO PEATONAL (LLP).

De acuerdo con las bases de diseño del Tramo 1, se considerará una carga peatonal en las aceras o paseos de valor:

$w = 1.50 \text{ kN/m}^2$ carga media para calcular asientos diferidos.

$w_a = 3.00 \text{ kN/m}^2$ carga instantánea para diseño frente a sismo y a viento.

$w_m = 4.00 \text{ kN/m}^2$ carga máxima para diseño estructural.

En la sección transversal del viaducto se considera un paseo peatonal de 80cm de ancho a cada lado. La carga peatonal podrá aplicarse a un lado o a otro, o en los dos a la vez, de forma concomitante con el resto de acciones de tráfico ferroviario.

6.2.3. EMPUJE LATERAL DEBIDO A UNA SOBRECARGA SITUADA EN EL TRASDÓS DE UN ELEMENTO DE CONTENCIÓN (LLS).

Conforme a las indicaciones que se recogen en el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, resulta necesario considerar una sobrecarga actuante sobre la superficie del terreno situado en el trasdós de un elemento de contención, con el fin de considerar el efecto que genera sobre el mismo la presencia de la carga viva. Del lado de la seguridad, se determinará la sobrecarga uniforme asociada a la máxima carga por eje del tren Cooper E-80 (80000 lb = 356 kN)

Según dicha norma, el empuje lateral producido por dicha sobrecarga sobre el elemento de contención se debe determinar de acuerdo con los apartados 5.3.1 y 20.3.1 del *Manual of Railway Engineering, AREMA*. Dichos apartados establecen que se debe considerar la carga viva uniformemente distribuida en una anchura igual a la dimensión del durmiente más la posible difusión en el balasto con una pendiente 1H/2V, sin que se superpongan las cargas de ejes adyacentes.

Con estos criterios, bajo el balasto se obtiene una sobrecarga de valor $q = 185.6 \text{ kN/m}^2$, distribuida en una superficie de $2.95 \times 0.65 \text{ m}^2$.

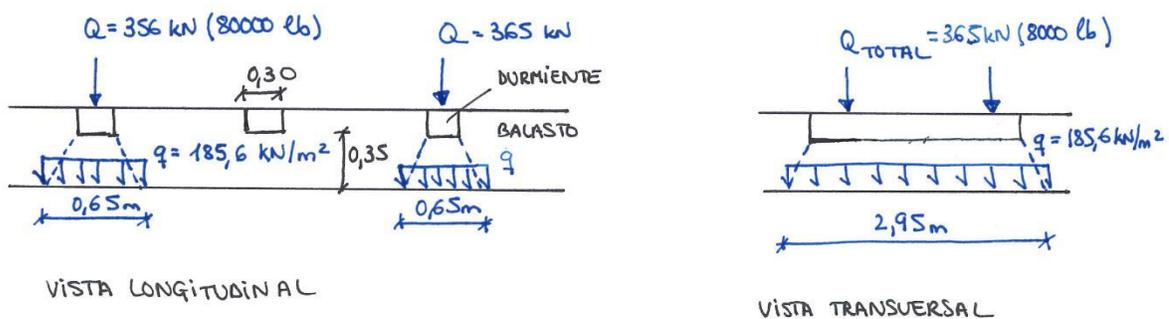


Figura 26. Distribución de la sobrecarga bajo el balasto.

Bajo el balasto dicha carga se abrirá en el terreno con un ángulo igual al del rozamiento del terreno ($\phi=30^\circ$), sin que se superpongan las cargas de ejes adyacentes. Se consideran las siguientes condiciones de apertura de la carga en cada dirección:

En la dirección longitudinal, la carga se abrirá en una distancia máxima igual a la separación entre ejes, 1.5 m.

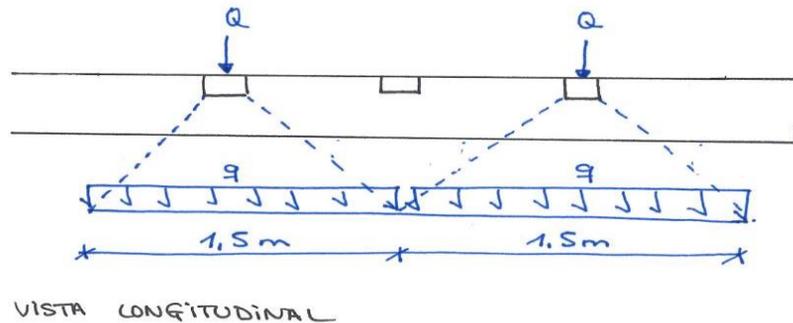


Figura 27. Apertura longitudinal de la sobrecarga.

En la dirección transversal se consideran las siguientes situaciones:

Para el dimensionamiento del murete de los estribos (ver Figura 26) se considera la apertura de la carga hasta llegar a la profundidad de la base de dichos muretes (aproximadamente 3.8 m bajo el balasto), resultando una anchura de difusión de unos 6.7 m. El valor de la sobrecarga uniforme a considerar resulta:

$$q = \frac{356}{1.5 * 6.7} = 35.4 \text{ kN/m}^2$$

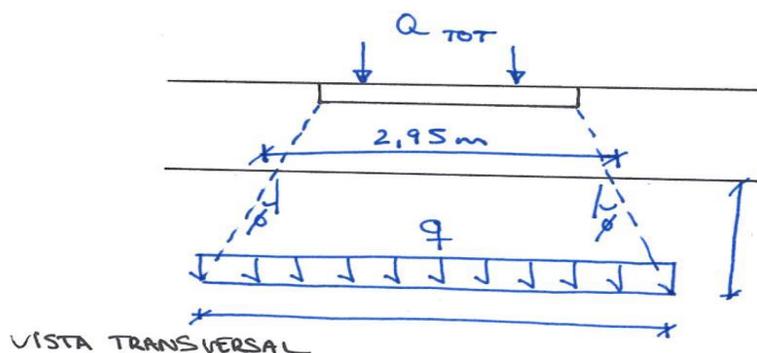


Figura 28. Apertura transversal de la sobrecarga.

Para el dimensionamiento del muro de los estribos (ver Figura 26) la carga se abre en una distancia igual a la altura del muro:

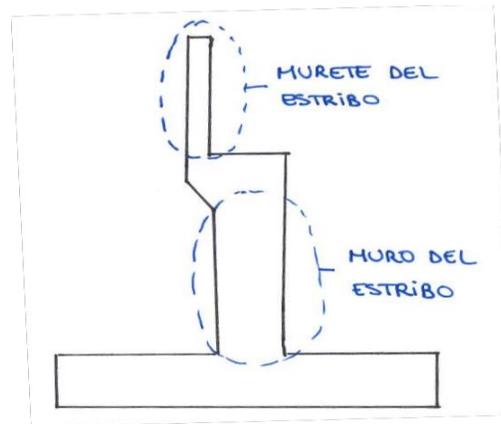


Figura 29. Zonificación del estribo.

Adicionalmente, de acuerdo con el apartado 5.3.1 del *AREMA*, con el fin de tener en cuenta los efectos de la variabilidad del terreno y los efectos dinámicos de la carga viva, los muretes de los estribos (y no los muros por debajo del nivel de apoyos) se diseñarán para las presiones originadas por el terreno y la sobrecarga viva incrementadas en un 100 %. Este incremento no se tendrá en cuenta para las comprobaciones de estabilidad.

El empuje originado por la sobrecarga en el terreno se obtendrá multiplicando los valores indicados por el coeficiente de empuje indicado en el apartado 6.1.5.2.

$$p = q * k$$

6.3. ACCIÓN TÉRMICA.

Siguiendo los Criterios de Diseño de Puentes y Viaductos Ferroviarios para el Tren Maya (TMIB-00-PVI- CD-000-0001 Rev. 02), las acciones térmicas sobre la estructura se determinarán de acuerdo a la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

De acuerdo con el documento “Criterios de Diseño de Puentes y Viaductos Ferroviarios para el Tren Maya”, la temperatura promedio anual en la región se sitúa entre los 25 y los 27°C, por lo que a efectos de cálculo se considerará la región como de clima moderado.

6.3.1. COMPONENTE UNIFORME DE LA TEMPERATURA (TU).

Según el apartado F.4.1. de la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01, el rango de variación uniforme de temperatura para puentes de concreto es de 10 a 30°C en clima moderado. Mientras que, para puentes metálicos, el rango de variación de temperatura en clima moderado es de 5 a 35°C.

Considerando la temperatura media de entre 25 y 27 °C se obtendrían los siguientes rangos de variación uniforme de temperatura: -17/+5 °C para los elementos de concreto y -22/+10 °C para los elementos de acero.

Según los términos de referencia del proyecto, se considerará un recorrido térmico equivalente a 2/3 del rango total de variación de temperatura, tanto de expansión como de contracción:

$$\Delta T_{unif,concreto} = \pm \frac{2}{3} * \Delta T_{anual} = \pm 15.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{unif,acero} = \pm \frac{2}{3} * \Delta T_{anual} = \pm 20.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

A efectos de cálculo, en este proyecto se considerarán, del lado de la seguridad, los rangos de variación uniforme de temperatura más desfavorables de los indicados anteriormente:

$$\Delta T_{unif,concreto} = \pm 17.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{unif,acero} = \pm 22.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

6.3.2. GRADIENTE DE TEMPERATURA (TG).

EL apartado F.4.4. de la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01 considera un gradiente térmico no lineal a lo largo de la profundidad de la sección. El perfil de variación térmica con la profundidad depende del tipo de puente (de concreto o mixto) según la Figura 27, donde los valores de T1, T2 y T3 para climas moderados son los definidos a continuación:

$T_1 = 23^{\circ}\text{C}$

$T_2 = 6^{\circ}\text{C}$

$T_3 = 0^{\circ}\text{C}$

Para gradientes negativos, los valores anteriores de T_1 , T_2 y T_3 se multiplican por 0.5

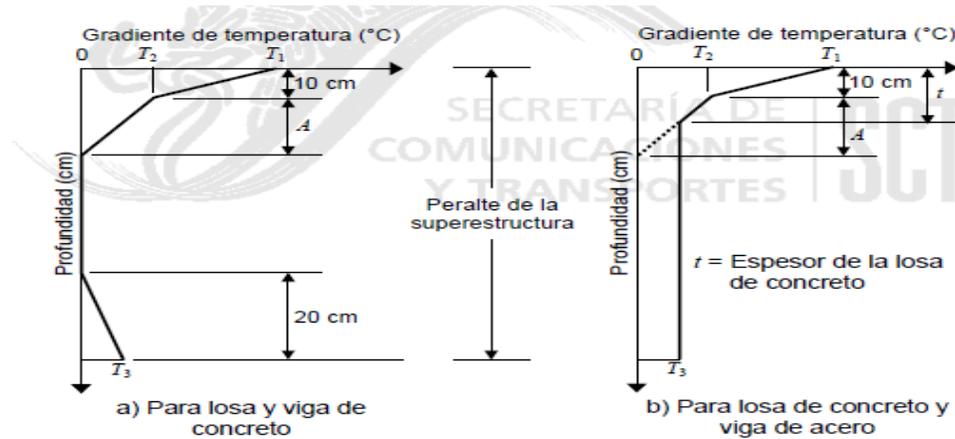


Figura 30. Gradientes de temperatura según la norma N-PRY-CAR-6-01-003/01.

La dimensión A que se indica en las figuras anteriores toma los siguientes valores:

Para estructuras de concreto con peralte igual o mayor de 40 cm: $A = 30$ cm.

Para estructuras de concreto con peralte menor de 40 cm: $A = \text{peralte total menos } 10$ cm.

Para estructuras de acero con losa de concreto: $A = 30$ cm.

A efectos de cálculo y de aplicación del gradiente en el modelo de cálculo, dicho gradiente no lineal se dividirá en una componente uniforme, un gradiente lineal y una componente auto equilibrada.

6.4. VIENTO.

6.4.1. VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA (WS).

6.4.1.1. OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ACTUANTE.

La acción del viento sobre la estructura se determinará de acuerdo con el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE 2008).

De acuerdo con los términos de referencia del proyecto, el presente puente se engloba dentro del Grupo A de estructuras, según su importancia. Además, atendiendo a su respuesta frente a la acción del viento, la estructura pertenece al Tipo 1. Por tanto, según lo indicado en el apartado 4.1.6 de la citada norma, las cargas producidas por el viento se podrán determinar siguiendo el método estático.

Según el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE), los efectos del viento sobre la estructura se calculan a partir de la velocidad básica de diseño, V_D , que se obtiene con la ecuación:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R$$

Donde:

F_T Es el factor que depende de la topografía local

F_{rz} El factor que considera el efecto de las características de exposición local.

V_R La velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

El valor de la velocidad regional de ráfaga, V_R , se toma del Mapa de isotacas para velocidades regionales para un periodo de retorno de 200 años (ver Figura 28), correspondiente a estructuras del Grupo A. Se adopta un valor de 140 km/h, máxima velocidad de la horquilla definida en el mapa de isotacas para la ubicación del puente y valor establecido también en los términos de referencia del proyecto.

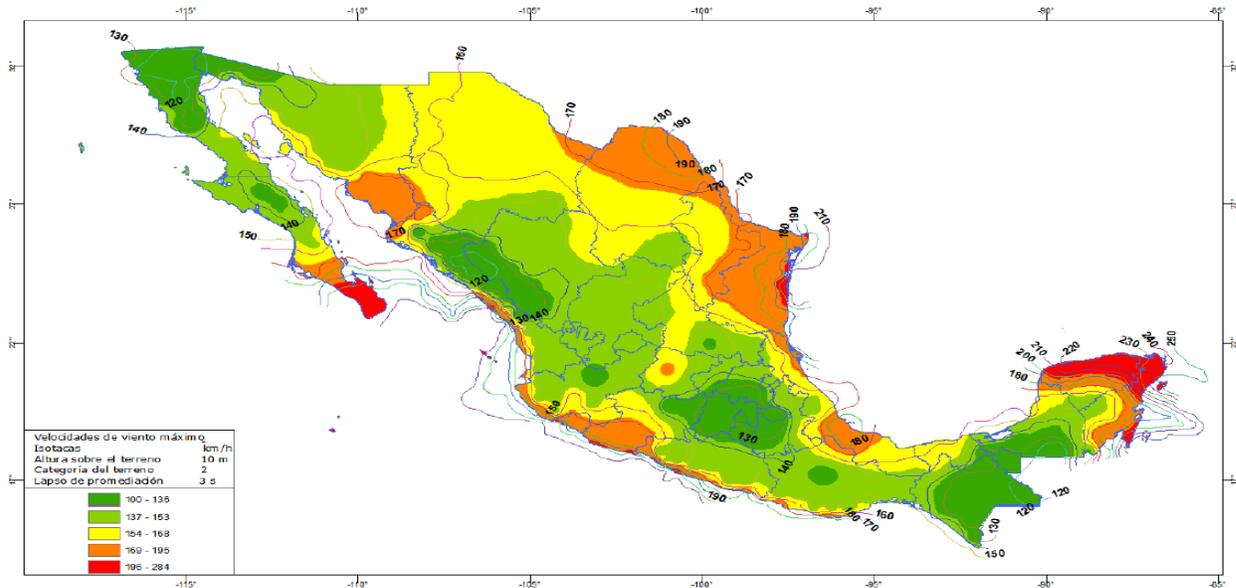


Figura 31. Mapa de isotacas para velocidades regionales con período de retorno de 200 años, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).

Para determinar el valor del factor de topografía local, del lado de la seguridad se considera que la estructura se encuentra en un sitio de topografía Normal, correspondiente a terreno plano prácticamente abierto, con lo que $F_T = 1.0$.

El factor de exposición determina la variación de la velocidad del viento con la altura, y se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = c, \quad \text{si } z \leq 10$$

$$F_{rz} = c\left(\frac{z}{10}\right)^\alpha, \quad \text{si } 10 < z < \delta$$

$$F_{rz} = c\left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha, \quad \text{si } z \geq \delta$$

Donde:

z Es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m.

α El exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.

δ La altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente, en m.

c El coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

De acuerdo con los términos de referencia del proyecto, del lado de la seguridad se considera una Categoría del terreno 1, para la cual las variables α , δ y c toman los valores 0.099, 245m y 1.137 respectivamente. La altura media del puente respecto del terreno natural es $z = 7.00$ m. Con ello el factor de exposición resulta $F_{rz} = 1.137$

La velocidad básica de diseño resulta $V_D = 59.18$ km/h.

A partir de la velocidad básica de diseño del viento se obtiene la presión dinámica de base, q_z :

$$q_z = 0.047 G V_D^2$$

Donde:

V_D Es la velocidad básica del diseño, en km/h.

q_z La presión dinámica de la base de la altura z sobre el nivel del terreno, en Pa.

G El factor de corrección de por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau}$$

Donde:

Ω Es la presión barométrica en la ubicación del puente, en mm de Hg.

τ La temperatura ambiental, en °C.

Considerando una temperatura ambiental $\tau = 26 \text{ }^\circ\text{C}$, correspondiente a la temperatura media anual en la ubicación del puente, y una presión barométrica $\Omega = 740 \text{ mm de Hg}$, correspondiente a una altitud sobre el nivel del mar de entre 0 y 500 m según la tabla 4.2.5 del Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE), se obtiene un factor de corrección $G = 0.970$.

Sustituyendo, la presión dinámica de base resulta $q_z = 1,16 \text{ kPa}$.

Finalmente, la presión actuante sobre la estructura se distingue entre dos tipos de situaciones:

Viento actuante sobre elementos exentos. Dichos elementos son aquellos cuya relación de esbeltez L_e/b sea menor que 8, siendo "Le" la longitud del elemento y "b" el ancho del elemento, normal al flujo del viento. De manera esquemática, dichos elementos serán las columnas. En esta situación, la presión actuante en la estructura se obtiene como:

$$p_z = C_p q_z$$

Donde:

p_z Es la presión actuante a la altura z .

C_p Es el coeficiente de presión. Ver su definición para cada una de sus componentes del viento y para cada elemento de la estructura (ver 6.4.1.2)

Viento actuante sobre elementos individuales. Acorde al Art. 4.3.2.10 del Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE), la fuerza de viento que actúa sobre elementos individuales tales como perfiles estructurales, cuya relación de esbeltez L_e/b sea mayor que 8, se obtiene como:

$$F_a = K_i K_{re} C_a b L_e q_z K_e$$

Donde:

K_i Factor de forma que toma en cuenta el ángulo de inclinación del eje del miembro con respecto a la dirección del viento. A estos efectos, se tomará la misma formulación definida para la descomposición en función del ángulo de incidencia del viento (ver 6.4.1.2):

$$\text{Componente transversal: } K_i = \cos^2 \alpha$$

$$\text{Componente longitudinal: } K_i = \sin \alpha \cos \alpha$$

K_{re} Es el coeficiente de presión. Ver su definición a continuación para cada una de las componentes del viento y para cada elemento de la estructura.

C_a Coeficiente de arrastre para un miembro en la dirección del flujo de viento (ver 6.4.1.2).

b Ancho del elemento, normal al flujo.

L_e Longitud del elemento

K_e Factor de protección (ocultamiento), obtenido de las tablas 4.3.17 y 4.3.18 del Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE). Este factor se aplica solo a los elementos a sotavento, protegidos por los elementos del viaducto a barlovento.

6.4.1.2. COMPONENTE HORIZONTAL DEL VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

La componente horizontal de la acción del viento se calculará a partir de la expresión anterior para la presión actuante sobre la estructura, p_z , aplicando como coeficiente de presión, C_p , el factor de arrastre C_{fx} obtenido de acuerdo a las siguientes expresiones:

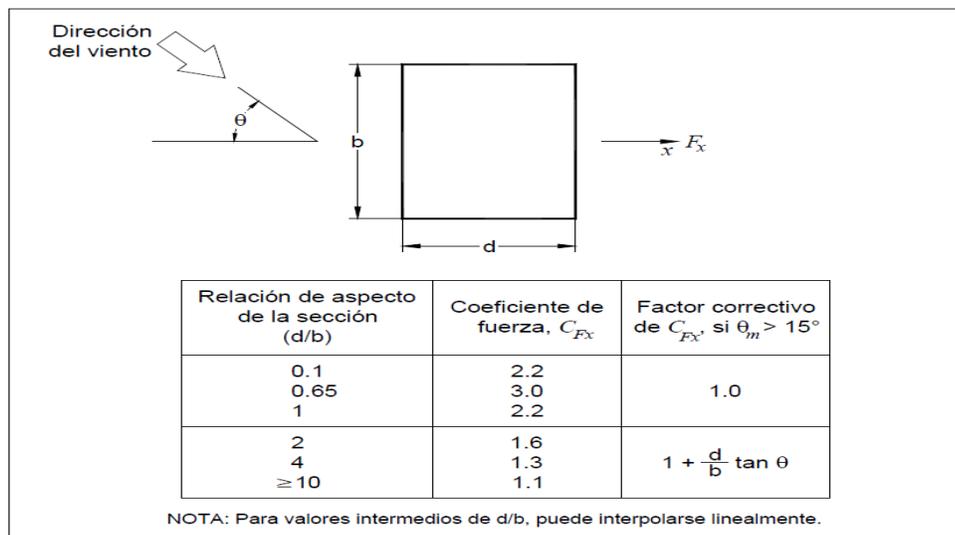


Figura 32. Figura A1 del Apéndice A. Valores del factor de arrastre C_{fx} , Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).

En general, se considerará que la dirección del viento tiene un ángulo de ataque inferior a 15° y por tanto no es necesario aplicar ningún factor correctivo de C_{fx} .

Para el caso del viaducto de Escárcega, se consideran los siguientes valores:

- Dimensión b: 7.2m, resultando de la suma.
- Canto de estructura + paquete de vía: 4.2m
- Altura de barrera antirruído: 3m sobre carril
- Dimensión d: 14.2m
- Relación de aspecto de la sección d/b: 1.97
- Coeficiente de fuerza: $C_{fx}=1.62$

La componente horizontal del viento se descompondrá en las direcciones longitudinal y transversal del puente según las siguientes expresiones:

$$p_n = p_z \cos^2 \alpha$$

$$p_t = p_z \sin \alpha \cos \alpha$$

Donde:

p_n Es la presión normal o transversal (perpendicular al eje longitudinal de la estructura).

p_z La presión actuante a la altura z

p_t La presión tangencial o longitudinal (según el eje longitudinal de la estructura)

α El ángulo de la dirección del viento respecto a la dirección perpendicular al eje longitudinal de la estructura (ver Figura 30).

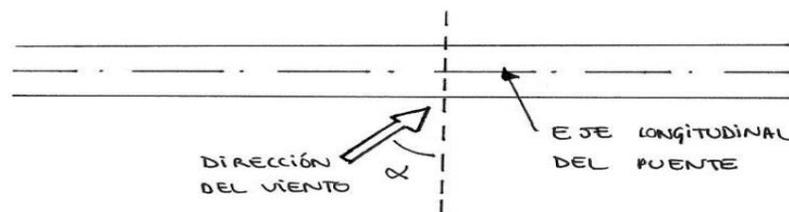


Figura 33. Ángulo α de la dirección del viento respecto a la dirección perpendicular al eje longitudinal de la estructura.

A efectos de cálculo, se considerará el viento actuando en las direcciones que produzcan la máxima acción según las dos direcciones principales del puente, de modo que se obtengan los esfuerzos pésimos en la estructura. Concretamente, la acción pésima según la dirección transversal se obtiene para $\alpha=0^\circ$ y la acción pésima según la dirección longitudinal para $\alpha=45^\circ$.

Finalmente, el empuje del viento sobre el tablero se obtiene multiplicando la presión actuante por el área de referencia:

$$q = p_z * A_{ref}$$

6.4.1.3. COMPONENTE VERTICAL DEL VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.

La componente vertical de la acción del viento se calculará a partir de la expresión anterior para la presión actuante sobre la estructura, p_z , aplicando como coeficiente de presión, C_p , el factor de sustentación C_{Fy} obtenido de acuerdo a las siguientes expresiones:

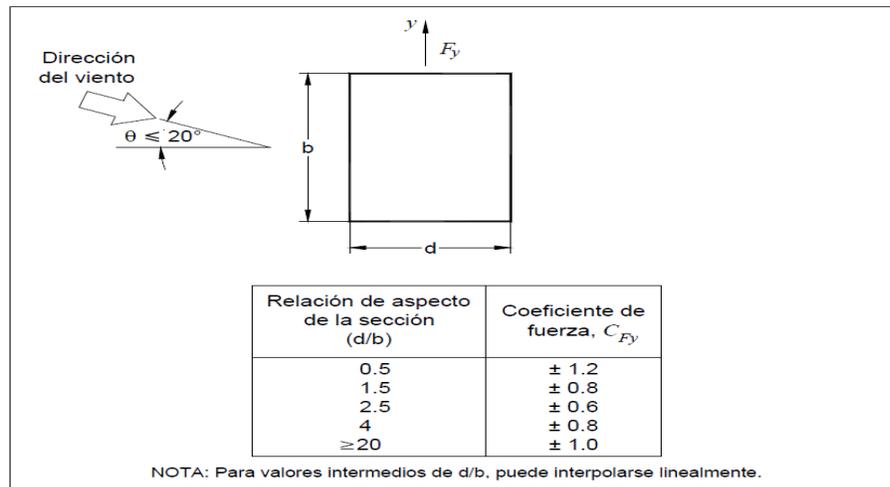


Figura 34. Figura A2 del Apéndice A. Valores del factor de arrastre C_{Fy} , Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).

Para el caso del viaducto de Escárcega, se consideran los siguientes valores:

- Dimensión b: 7.2m, resultando de la suma de:
- Canto de estructura + paquete de vía: 4.2m

- Altura de barrera antirruído: 3m sobre carril
- Dimensión d: 14.2m
- Relación de aspecto de la sección d/b: 1.97
- Coeficiente de fuerza: $C_{fx} = 0.707$

El empuje del viento vertical sobre el tablero se obtiene multiplicando la presión actuante por el área de referencia:

$$q = p_z * A_{ref}$$

Donde:

A_{ref} Es el área en planta del tablero.

La acción vertical del viento se considerará aplicada con una excentricidad de $\frac{1}{4}$ del ancho tablero en el lado de barlovento.

Según el apartado 12.5.2.6 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, y por consiguiente según el artículo 3.8.2 de la *AASHTO LRFD*, la acción vertical del viento solo se aplicará cuando la dirección de la componente horizontal del viento se considere perpendicular al eje longitudinal de la estructura. Adicionalmente, la acción vertical del viento solo se debe aplicar en la combinación de carga Strength II. Viento sobre la estructura.

De acuerdo con los términos de referencia para el diseño de puentes y viaductos ferroviarios del Tren Maya, la presión del viento actuante sobre la subestructura se obtiene de igual modo que la presión actuante sobre la superestructura, pero considerando el factor $C_p = C_{fx} = 1.6$

6.4.2. VIENTO SOBRE PANTALLA FONOABSORBENTE.

Para el cálculo de los coeficientes de fuerza anteriores se ha tenido en cuenta la altura de la pantalla antirruído de barlovento, según se ha descrito. Además, este elemento se considera para el cálculo del área de referencia, sumando su altura al canto de la estructura más paquete de vía.

Además de lo anterior, se debe tener en cuenta el efecto del viento transversal sobre la barrera antirruído situada en el lado de sotavento. Este elemento estará parcialmente cubierto por la barrera de barlovento, en situación de viento sin tráfico ferroviario, y por el tren en la situación de viento sobre estructura y carga viva.

Para determinar los factores de protección a aplicar en la formulación, se ha empleado la tabla 4.3.17 del Manual de Diseño por viento de la CFE.

Tabla 9. Factor de protección. Tabla 4.3.17 del Manual de Diseño por viento de la CFE.

Tabla 4.3.17 FACTOR DE PROTECCIÓN, K_e , PARA ESTRUCTURAS ABIERTAS MÚLTIPLES, CON VIENTO PERPENDICULAR AL PLANO DE LAS ESTRUCTURAS ($\theta = 0^\circ$)

Solidez efectiva (Φ_e)	Relación de espaciamiento entre marcos (σ)					
	≤ 0.2	0.5	1.0	2.0	4.0	≥ 8.0
0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.1	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.2	0.5	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0
0.3	0.3	0.6	0.7	0.7	0.8	1.0
0.4	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	1.0
0.5	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	1.0
0.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	1.0
1.0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1.0

Los parámetros de entrada empleados son:

Caso de viento sin carga viva

Relación de espaciamiento entre marcos: relación entre la separación entre barreras y su altura $\sigma = 14/3 = 4.67$

Solidez efectiva $\Phi_e = 1$

Factor de protección $K_e = 0.333$

Caso de viento con carga viva:

Relación de espaciamiento entre marcos: relación entre la distancia entre tren y barrera y la altura del tren $\sigma = 7.8/4.62 = 1.69$

Solidez efectiva $\Phi_e = 1$

Factor de protección $K_e = 0.2$

6.4.3. VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA (WL).

De acuerdo con lo que se recoge en el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, el efecto del viento sobre la carga viva se considerará como una carga repartida en sentido transversal de valor 0.30 klf (4.377 kN/m), actuando 8 pies (2.44 m) sobre la parte superior del carril.

Siguiendo lo especificado en la *AASHTO LRFD 2017* con las enmiendas de la *CALTRANS*, para los distintos ángulos de incidencia del viento horizontal respecto a la dirección transversal del eje del tablero se considerarán los siguientes efectos:

Tabla 10. Componentes del viento sobre la carga viva según el ángulo de incidencia.

Ángulo de incidencia (°)	Componente transversal (kN/m)	Componente longitudinal (kN/m)
0	4.377	0.000
15	3.852	0.525
30	3.591	1.050
45	2.889	1.401
60	1.488	1.665

Los valores anteriores son válidos para las secciones del viaducto en las que no se dispone de pantalla antirruído en el lado de barlovento. En aquellos casos en los que sí existe la pantalla, esta protege parcialmente al tren. Los factores de ocultamiento considerados son de un 0.2 para la parte del tren protegida por la pantalla (3m) y de 1 para la parte superior (1.62m). La carga total en el tren para este caso se recoge en la siguiente tabla:

Tabla 11. Componentes del viento sobre la carga viva según el ángulo de incidencia, en el caso de pantalla acústica en el lado de barlovento.

Ángulo de incidencia (°)	Componente transversal (kN/m)	Componente longitudinal (kN/m)
0	2.103	0.000
15	1.851	0.252
30	1.726	0.505
45	1.388	0.673
60	0.715	0.8

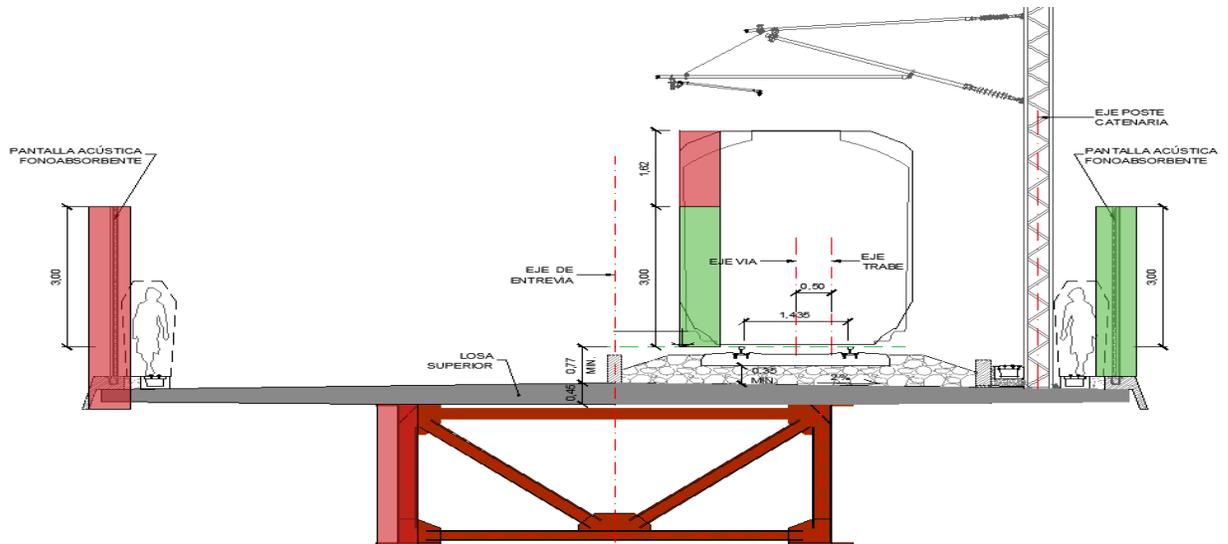


Figura 35. Elementos de la sección transversal a los que aplica un factor de ocultamiento de 1 (en rojo) y a los que aplica un factor de ocultamiento de 0.2 (en verde).

6.4.4. CARGAS AERODINÁMICAS DEL TREN.

Se tiene en cuenta la acción aerodinámica del paso del tren sobre las pantallas acústicas, de acuerdo con el apartado 12.5.2.7 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*.

Para ello se considera la velocidad de proyecto de 160 km/h (100 mph), y una distancia entre las pantallas y el eje de la vía de 4m (13 ft).

Se obtiene una presión de 0.239 KN/m² (5psf) actuando hacia el exterior en los 5m anteriores al inicio del tren y hacia el interior (hacia el tren) en los primeros 5m del tren. En la cola del tren se aplicarán las mismas fuerzas (de forma simétrica). En el inicio de las superficies laterales se aplicará un factor dinámico de 2.

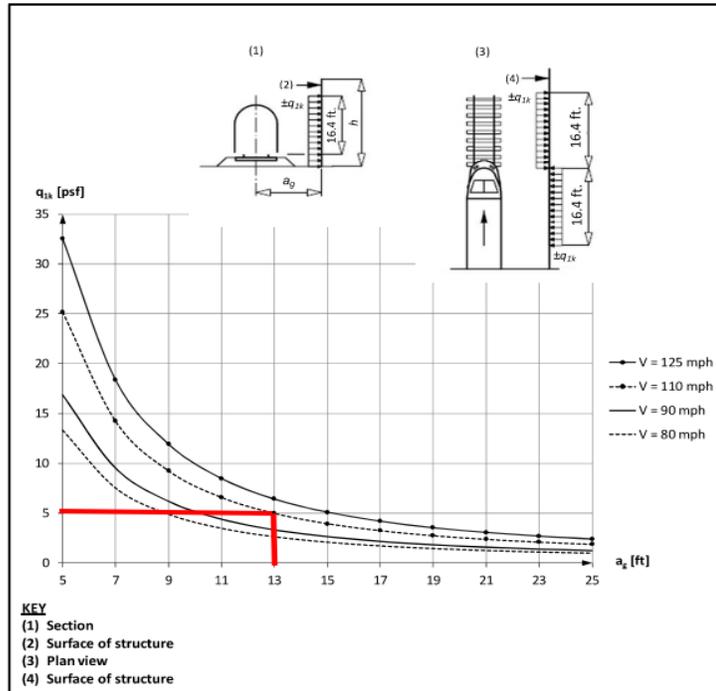


Figura 36. Figura 12-2 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*. Fuerzas equivalentes para superficies paralelas a la vía y velocidades de menos de 200Km/h.

6.4.5. VIENTO EN SITUACIÓN DE CONSTRUCCIÓN.

Según el artículo 4.1.2 g) del Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE), para evaluar la seguridad de la estructura durante la etapa constructiva se empleará una velocidad de diseño con un periodo de retorno de 10 años.

Por lo tanto, el valor de la velocidad regional de ráfaga en situación constructiva, VR, se toma del Mapa de isotacas para velocidades regionales para un periodo de retorno de 10 años (ver Figura 34), correspondiente a estructuras del Grupo C. Se adopta un valor de 105 km/h, máxima velocidad de la horquilla definida en el mapa de isotacas para la ubicación del puente.

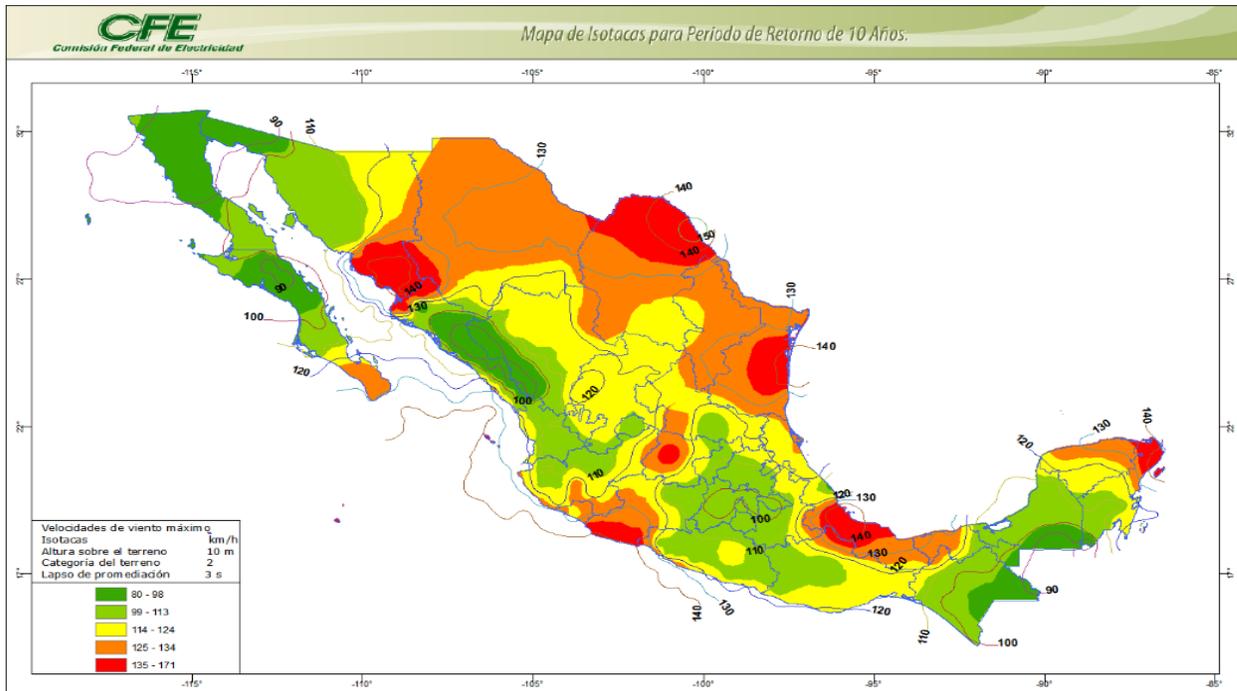


Figura 37. Mapa de isotacas para velocidades regionales con período de retorno de 10 años, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por viento (CFE).

Dado que el resto de los parámetros que intervienen en la obtención de las presiones de diseño se mantienen constantes, a continuación, se calcula el factor reductor por el que hay que multiplicar las fuerzas de viento en servicio para obtener las fuerzas durante la construcción.

$$factor = \frac{V_{R\text{ construcción}}^2}{V_{R\text{ servicio}}^2} = \frac{105^2}{140^2} = 0.5625$$

La fuerza de viento en situación de construcción sólo se analizará sobre la estructura WS (no sobre tren WL), en la sección sin pantallas antirruído. Se tendrá en cuenta el área de la losa de concreto como área expuesta al viento, pero no como sección resistente (situación de concreto fresco).

6.5. ACCIÓN SÍSMICA (EQ).

6.5.1. CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA. ESPECTRO DE RESPUESTA EN ACELERACIONES.

La acción del sismo se analiza siguiendo en el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE). Según dicho manual, la clasificación de las estructuras se hace según su importancia y según su comportamiento sísmico. La presente estructura se clasifica dentro del Grupo A Clase A2. Para este tipo de estructuras, será necesario determinar un espectro probabilista de referencia y multiplicarlo, a su vez, por un factor de importancia, que para estructuras de clase A2 es $F_{IE} = 1,5$.

La construcción de los espectros de diseño en aceleraciones (espectro de diseño transparente) se realiza a partir de un parámetro relacionado con el riesgo sísmico, que es la aceleración máxima en un terreno rocoso del sitio a_0^r , y de una serie de factores dependientes de las condiciones del terreno de cimentación de la estructura.

Según la regionalización sísmica llevada a cabo para México en el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE), la estructura se encuentra ubicada en una zona de tipo A, la cual está asociada a una intensidad sísmica baja.

Por otro lado, de acuerdo con el informe Reporte del espectro de diseño sísmico, Tren Maya Tramo 1, septiembre 2021 elaborado por ERN, el terreno sobre el que se ubicará el viaducto de Escárcega es de Tipo I.

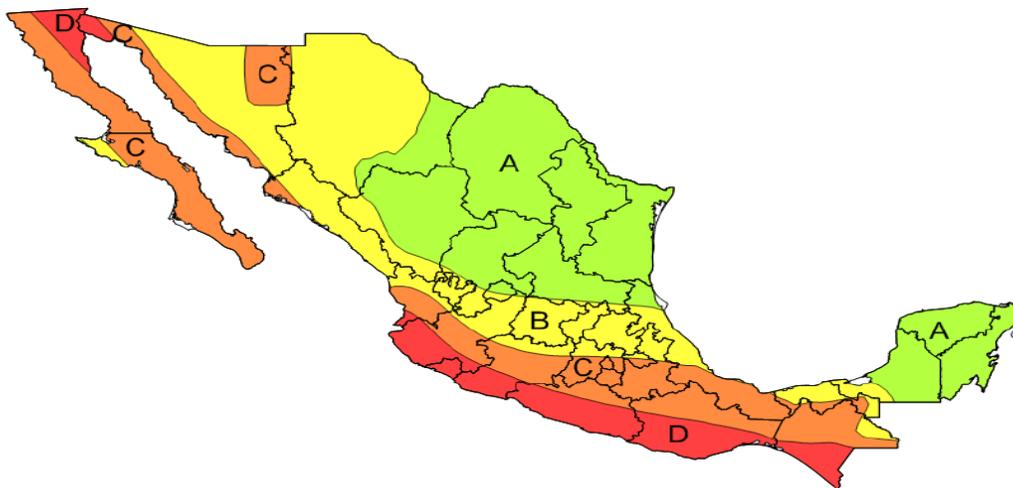


Figura 38. Regionalización sísmica de México, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE).

Las ordenadas del espectro de diseño transparente, como función del periodo estructural y el factor de amortiguamiento, se determinan de acuerdo con la gráfica y las ecuaciones siguientes:

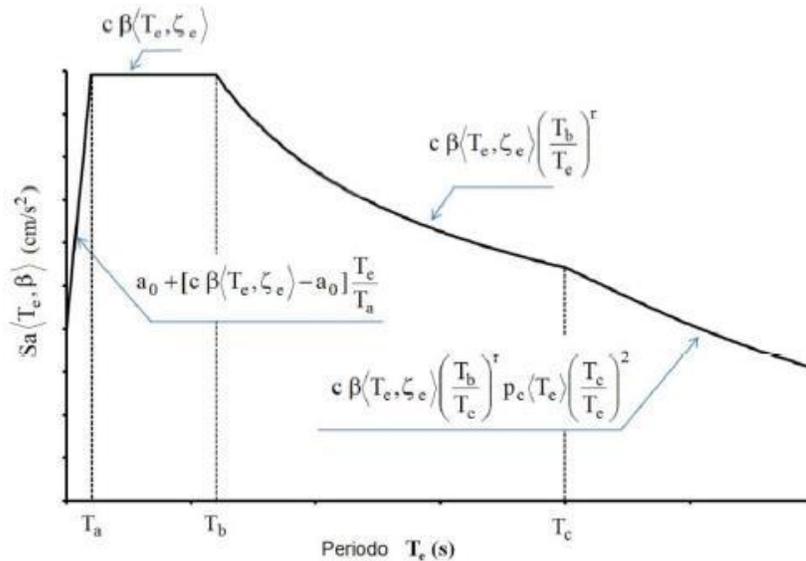


Figura 39. Espectro de diseño transparente, Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE).

$$S_a \langle T_e, \beta \rangle = \begin{cases} a_0 + [c \beta \langle T_e, \zeta_e \rangle - a_0] \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ c \beta \langle T_e, \zeta_e \rangle & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ c \beta \langle T_e, \zeta_e \rangle \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ c \beta \langle T_e, \zeta_e \rangle \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r p_c \langle T_e \rangle \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (1.8)$$

donde

- a_0 es la aceleración máxima del terreno (cm/s^2)
- c es la aceleración máxima espectral (cm/s^2)
- T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño (s)
- T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (s)
- T_c es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno (s)
- T_e es el periodo estructural en la dirección del análisis (s)
- $\beta \langle T_e, \zeta_e \rangle$ es el factor de amortiguamiento. Para un amortiguamiento estructural $\zeta_e = 5\%$, el valor de $\beta \langle T_e, 0.05 \rangle = 1$. Este factor se define en el inciso 3.2.3
- r es el parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$

- k es el parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para $T_e \geq T_c$
- $p_c \langle T_e \rangle$ es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente calculado de la siguiente forma

$$p_c \langle T_e \rangle = k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \quad (1.9)$$

Los parámetros del espectro de diseño para estructuras de clase A2 se obtendrán con el criterio de los Espectros Regionales, según establece el apartado 3.1.6.2 del el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE). Para terrenos Tipo II y III, la aceleración máxima del terreno (a_0) y la aceleración máxima espectral (c) se determinan como:

$$a_0 = F_{Sit} a_0^r$$

$$c = F_{Res} a_0$$

Donde:

a_0 Es la aceleración máxima del terreno, en cm/s^2

c La aceleración máxima espectral, en cm/s^2

a_0^r La aceleración máxima en terreno rocoso, en cm/s^2

F_{Sit} El factor del sitio

F_{Res} El factor de respuesta

Para terrenos tipo I, la aceleración máxima del terreno (a_0) y la aceleración máxima espectral (c) se determinan como:

$$a_0 = a_0^r$$

$$c = F_{Res} a_0$$

Donde:

F_{Sit} Es igual a 1.0

F_{Res} Se obtiene con el programa de Diseño Sísmico (PRODISIS)

A partir de los valores proporcionados por el Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS) para la aceleración máxima en terreno rocoso del sitio y para para los factores F_{Sit} y F_{Res} en la zona en la que se ubicará la estructura se obtienen los siguientes valores de los periodos característicos y exponentes que gobiernan las ramas descendentes en el espectro de diseño:

Tabla 12. Valores de los parámetros del espectro de diseño transparente, A2 F12

PARÁMETROS EDS, A2							
Ti	a _o	c	T _a	T _b	T _c	r	k
I	0.22	0.66	0.10	0.45	2.50	1.20	1.20

A partir de los datos y la formulación presentada anteriormente, es posible obtener el Espectro Regional de sismo, de acuerdo con el *Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo (CFE)*, para estructuras de Clase A2 ($F_{IE} = 1.5$).

Por otro lado, según el apartado 3.1.6.2 del Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE), los espectros regionales obtenidos de acuerdo a la normativa para estructuras A2 son suficientemente conservadores para proteger la mayoría de las condiciones de terreno para cada zona sísmica, por lo que el manual permite el empleo de espectros específicos de sitio para obtener reducciones racionales del espectro de diseño, siempre que dichos espectros se construyan como se indica en el inciso 3.1.6.1.

Por tanto, en este proyecto se empleará como espectro de diseño el espectro de sitio elaborado por ERN. A continuación, se presentan los espectros de sitio definidos por ERN para el Frente 12, en el informe TMPE-T1-VA-GEO-INF-EDS-0001-E05 con fecha septiembre de 2021 para estructuras Clase A2 ($F_{IE} = 1.5$).

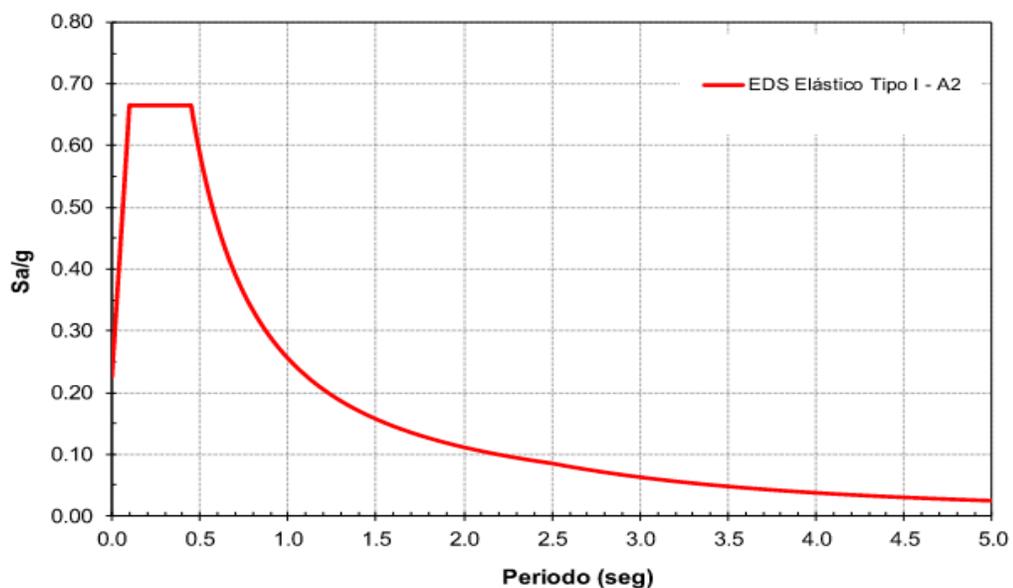


Figura 40. Espectro de diseño de sitio (ERN), para Clase A2 ($F_{IE} = 1,5$) y el 5% de amortiguamiento crítico.

El espectro de diseño sísmico (EDS) que debe adoptarse para el presente proyecto es el Tipo I; tal como se puede observar en la siguiente tabla resumen de los tipos de EDS del Frente 12.

Tabla 13. Resumen de la agrupación de respuesta sísmica y EDS por cadenamiento, F12.

RESUMEN FRENTE 12								
EDS	Cadenamientos		Cadenamiento Actual		Inicio		Final	
	Inicio	Final	Inicial	Final	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
TIPO	2111+	2113+	224+9	226+7	73	20	73	20
	300	100	80	80	8739.5	57147.3	9278.6	58859.3

6.5.2. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE SISMO.

Según el apartado 3.9.2.2 del Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE), se proponen tres niveles de estados límite para el diseño sísmico de los puentes:

Nivel de servicio (OBE), en el que se pretende que los puentes sean funcionales y que sus componentes estructurales permanezcan dentro del régimen elástico después de ocurrido un evento moderado o pequeño.

Nivel de prevención del colapso (MCE), que corresponde al caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, en el que se acepta cierto nivel de daño en el puente, pero sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura; además, los daños potenciales deberán presentarse en zonas de fácil acceso para su inspección y rehabilitación.

Etapa constructiva: adicionalmente, en puentes de especial importancia (Grupo A) se revisará la resistencia durante la etapa de construcción. En esta situación la estructura deberá comportarse dentro del régimen elástico.

Para evaluar la demanda sísmica para cada uno de los estados límite descritos, se adoptarán los factores de la siguiente tabla, que serán aplicados a las ordenadas del espectro de diseño:

Tabla 14. Factores para modificar el espectro de diseño según el estado límite analizado, para puentes del Grupo A.

Clasificación del puente	Etapla constructiva	Nivel de servicio	Nivel de prevención del colapso
Puentes de especial importancia (Grupo A)	1/2	1/5.5	1.5

Estos coeficientes se aplicarán al espectro de diseño sin el factor de importancia correspondiente a las estructuras de Clase A2 ($F_{IE} = 1,5$).

A continuación, se recogen los espectros de diseño derivados del espectro de sitio elaborado por ERN para cada uno de los tres estados límite considerados, afectados por el factor de importancia asociado:

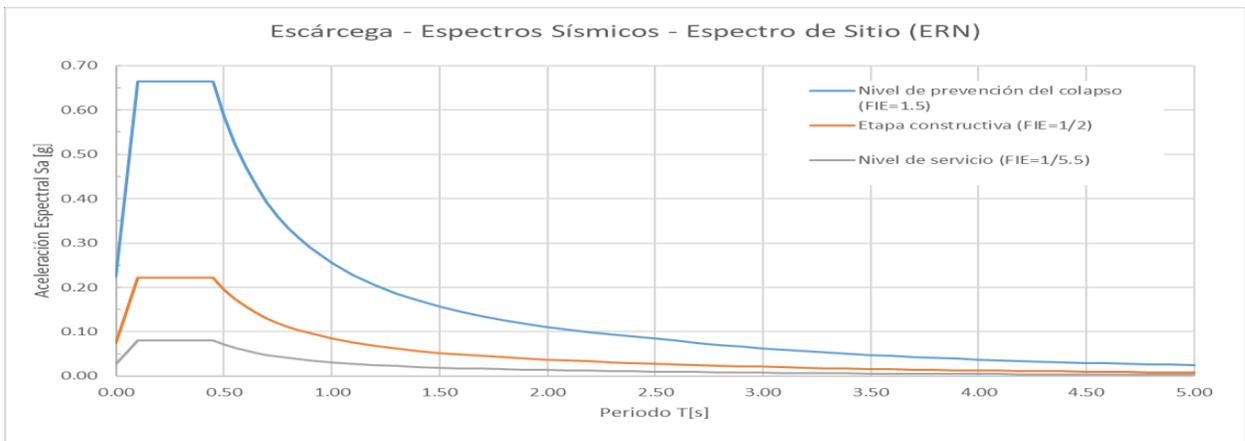


Figura 41. Espectros de diseño de sitio para cada estado límite considerado.

Para la determinación del espectro de diseño correspondiente al sismo en dirección vertical se considerarán 2/3 de las ordenadas del espectro de diseño en dirección horizontal.

6.5.3. COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS SÍSMICOS.

De acuerdo con el Apartado 4.4 de *AASHTO LRFD – Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011*, la combinación de las acciones sísmicas horizontales en dos direcciones ortogonales (longitudinal y transversal) se realiza de la siguiente manera:

$$- \text{Load Case I: } 1.00 * EQ_1 + 0.30 * EQ_t$$

$$- \text{Load Case II: } 0.30 * EQ_1 + 1.00 * EQ_t$$

Siendo:

EQ_1 Efecto sísmico considerado que el sismo actúa únicamente en dirección longitudinal.

EQ_t Efecto sísmico considerado que el sismo actúa únicamente en dirección transversal.

De acuerdo con el Ap. 4.7.2, se desprecia la contribución de los efectos del sismo actuando únicamente en dirección vertical debido a que la estructura posee una categoría sísmica de diseño SDC C ($(S_a(T = 1 \text{ seg})) < 0.50g$), y según el mencionado apartado dicho efecto solo será tenido en cuenta en estructuras con categoría sísmica de diseño SDC D, que se encuentra a una distancia inferior a las 6 millas de la falla activa más cercana y que sean consideradas estructuras esenciales o críticas.

El cálculo modal se llevará a cabo teniendo en cuenta el estado de fisuración de las columnas y pilas para los esfuerzos obtenidos.

6.5.4. ESTRATEGIA SISMORRESISTENTE.

Según el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE), para el análisis sísmico de puentes se deben realizar correcciones asociadas a la sobrerresistencia de los materiales y a la ductilidad de los mismos. Por ello, para el dimensionamiento sísmico del viaducto de Escárcega se empleará el método estático no lineal (AENL) o “*pushover*”, que permite determinar la capacidad de desplazamiento de un puente al alcanzar la formación del mecanismo de colapso y consiste en analizar la estructura bajo carga gravitacional constante y cargas laterales monótonas crecientes que representan los efectos sísmicos horizontales. La fuerza se irá incrementando hasta alcanzar el desplazamiento obtenido en el cálculo modal espectral descrito en el apartado anterior. En este caso se prevé la formación de rótulas plásticas en la sección base de las columnas.

Para este análisis se emplearán las propiedades de los materiales esperadas, a excepción de la comprobación resistente a cortante, para la que se emplearán las resistencias nominales (*CALTRANS SDC 2019* sección 3.3.1). La inercia de los elementos sísmicos críticos (secciones en las que se prevé la formación de rótulas plásticas) se determinará a partir de la pendiente secante de la curva momento- curvatura, entre el origen y el punto de plastificación de la primera barra de refuerzo (*CALTRANS SDC 2019* sección 3.4.2). La intensidad máxima de carga que se aplicará a la estructura será la correspondiente a la capacidad de desplazamiento de las pilas. Esta capacidad se comparará con la demanda sísmica en desplazamientos obtenida en el análisis modal espectral.

El resto de elementos estructurales (diferentes de la sección base de las columnas) se considerarán elementos protegidos y deberán permanecer en régimen esencialmente elástico después de la formación de las rótulas plásticas. Para ello se tendrá en cuenta que en las rótulas plásticas el momento alcanzado pueda ser el de sobrerresistencia, igual a 1.2 veces el momento de plastificación de la rótula (empleando resistencias esperadas) y el cortante el asociado a dicho momento (*CALTRANS SDC 2019* sección 4.4.2).

Las resistencias esperadas de los diferentes materiales son:

Resistencia a compresión esperada del concreto: $f'_{ce}=1.3 f'_c$

Resistencia de fluencia esperada del acero: f_{ye} , indicada en el apartado 5.2

6.6. EMPUJE DINÁMICO DEL TERRENO (ED).

Según el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)*, con carácter general, el cálculo correspondiente a efectos dinámicos del terreno se realizará conforme a las indicaciones que se recogen en la normativa *AASHTO LRFD*.

En el cálculo de los estribos, y de los elementos enterrados en general junto con el empuje activo del terreno será necesario determinar:

Las fuerzas inerciales originadas por el peso propio del caballete y de las tierras gravitando sobre él (aptdo. 11.6.5.1 de *la AASHTO LRFD*)

$$F_{inercial} = k_h(DC + EV)$$

El incremento de empujes originados por el sismo.

Para la determinación de los empujes dinámicos se empleará el método propuesto por *Mononobe-Okabe*, obteniéndose el coeficiente de presión activa sísmica de la siguiente ecuación (apartado A11.3.1 de la *AASHTO LRFD*).

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\theta_{MO}) * \cos^2(\beta) * \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin \phi - \theta_{MO} - i}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) * \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

Donde:

ϕ Es el ángulo de fricción interno del relleno.

δ El ángulo de fricción muro-relleno.

i El ángulo del talud del relleno del trasdós del muro.

β El ángulo de la pendiente de la cara posterior con la vertical.

θ_{MO} El ángulo de inclinación de la cuña M-O, definido como, $\theta = \arctan \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right]$

k_v El coeficiente de aceleración sísmica vertical, definido como, $k_v = \frac{k_h}{3}$

k_h El coeficiente de aceleración sísmica horizontal. De acuerdo con el Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo (CFE), el coeficiente de aceleración horizontal se determina de la siguiente forma:

$$k_h = \left(\frac{a(0, \beta)}{R(T_e, R_o)} \right) f * a$$

Donde:

$a(0, \beta)$ Es la ordenada espectral normalizada y particularizada para $T_e = 0$ segundos.

$R(T_e, R_o)$ El factor reductor por robresistencia. Se tomará igual a 1.8 para muros en ménsula con contrafuertes.

$f * a$ El factor de amplificación. Se tomará igual a 2.0, por ser el más desfavorable.

Con el método de *Mononobe-Okabe* se obtienen las presiones totales que actúan bajo la acción sísmica, por lo que para obtener la variación de las presiones sísmicas del terreno se deben descontar las presiones estáticas del terreno. En este caso, las presiones estáticas se deben

determinar considerando siempre el coeficiente de empuje activo del terreno. De esta forma, el coeficiente relativo a los efectos sísmicos que debe considerarse es el siguiente:

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A$$

Donde:

K_A Es el coeficiente de empuje activo del terreno.

De esta forma, la fuerza sísmica que ejerce la movilización dinámica del terreno sobre el estribo deberá determinarse, como el siguiente:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * \Delta K_{AE}$$

Esta fuerza se considerará como una ley de empujes distribuida, de tipo triangular, cuya resultante se encuentre a $\frac{2}{3}$ de la altura a considerar del estribo, respecto de la base del mismo, según el apartado 10.8.3.1 de la HSR 14-32.

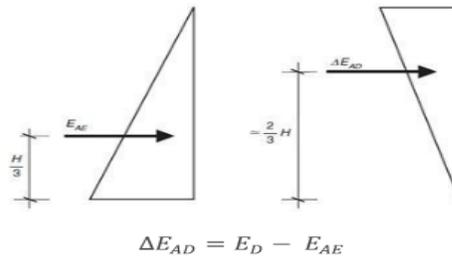
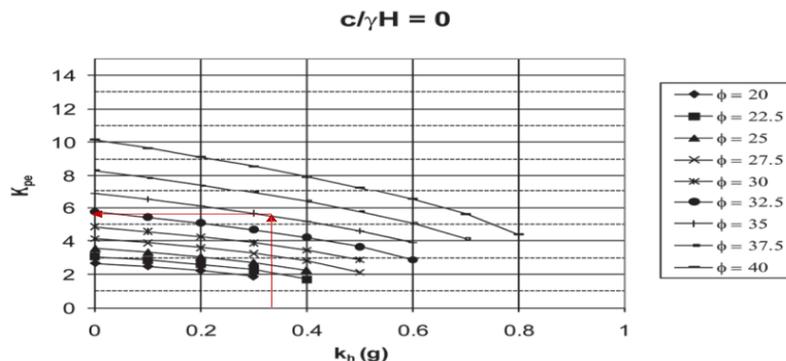


Figura 42. Variación de las presiones sísmicas del terreno.

Para la determinación del empuje pasivo desarrollado en el intradós de los caballetes en situación sísmica, se sigue el método de la espiral logarítmica definido en el apartado A11.4 de la AASHTO LRFD que, para suelos no cohesivos, define el siguiente valor del coeficiente de empuje pasivo:



7. METODOLOGIA.

7.1. CRITERIO DE DISEÑO (REQUISITOS DE SEGURIDAD).

Cada componente estructural o elemento de conexión debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límite considerados en el diseño de acuerdo al manual California High-Speed Train Project, Design Criteria (HRS 14-32):

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

γ_i Es el coeficiente de mayoración de cargas (según HSR 14-32).

ϕ El factor de resistencia (según AASHTO LRFD 2017 y las enmiendas realizadas por la CALTRANS a dicha edición).

η_i El factor modificador de cargas (según AASHTO LRFD 2017 y las enmiendas realizadas por la CALTRANS a dicha edición).

Q_i El efecto debido a la acción.

R_n La resistencia nominal.

R_r La resistencia ponderada.

La comprobación de la estructura se hará de acuerdo a la teoría de los estados límite. A continuación, se indican los estados límites (de Servicio, de Resistencia y de Fatiga) a analizar.

7.1.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Son aquellos que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir el cometido para el cual fue proyectada, ya sea por razones funcionales, de durabilidad o estéticas, pero sin que ello suponga el colapso de la misma.

Se consideran los siguientes Estados Límite de Servicio:

E.L.S. de fisuración.

E.L.S. de deformación.

E.L.S. de vibraciones.

E.L.S. de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura.

E.L.S. de deslizamiento en uniones con tornillos de alta resistencia.

7.1.2. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

Son aquellos que, si se sobrepasan, se producirá el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella.

Se consideran los siguientes Estados Límite de Resistencia:

E.L.R. de equilibrio, por pérdida de estabilidad estática de una parte o conjunto de la estructura, considerada como cuerpo rígido.

E.L.R. de rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.

E.L.R. de inestabilidad o pandeo, local o general, de una parte, o del conjunto de la estructura.

E.L.R. de adherencia, por deslizamiento entre elementos que trabajen solidariamente por este procedimiento.

E.L.R. de anclaje, por fallo de un anclaje.

7.1.3. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

Corresponden a condiciones excepcionales de sollicitación de la estructura. Se consideran los siguientes estados límite de evento extremo:

E.L.E.E. de sismo.

7.1.4. ESTADO LÍMITE DE FATIGA.

Son aquellos que, si se sobrepasan, se producirá la rotura de un elemento de la estructura al crecer una fisura como consecuencia de sollicitaciones variables repetidas.

7.2. FACTOR MODIFICADOR DE CARGAS.

Según el apartado 12.5.4 del manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria* (HRS 14-32) los valores del factor modificador de cargas se determinan según la *AASHTO LRFB BDS* con las enmiendas realizadas por la *CALTRANS*.

El factor modificador de cargas se calcula de acuerdo al apartado 1.3.2 de la *AASHTO LRFD 2017* del siguiente modo:

Para cargas donde un valor máximo de γ_i es apropiado (cargas con efecto desfavorable):

$$\eta_i: \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas donde un valor mínimo de γ_i es apropiado (cargas con efecto favorable):

$$\eta_i: \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.0$$

η_D Es un factor de modificación relacionado con la ductilidad.

En el artículo 1.3.3 de la *AASHTO LRFD 2017* se definen distintos valores de η_D en función de la ductilidad de la estructura. Sin embargo, las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* a dicho artículo anulan lo definido en la *AASHTO LRFD 2017* y establecen que el factor de ductilidad se debe tomar como $\eta_D = 1.0$ para todos los estados límite. Por tanto, en este proyecto se adopta $\eta_D = 1.0$

η_R Es un factor de modificación relacionado con la redundancia.

En el artículo 1.3.4 de la *AASHTO LRFD 2017* se definen distintos valores de η_R en función de la redundancia de la estructura. Sin embargo, las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* a dicho artículo anulan lo definido en la *AASHTO LRFD 2017* y establecen que el factor de ductilidad debe tomar como $\eta_R = 1.0$ para todos los estados límite. Por tanto, en este proyecto se adopta $\eta_R = 1.0$

η_i Es un factor de modificación relacionado con la importancia operacional.

En el artículo 1.3.5 de la *AASHTO LRFD 2017* se definen distintos valores de η_i en función de la importancia de la estructura. Sin embargo, las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* a dicho artículo anulan lo definido en la *AASHTO LRFD 2017* y establecen que el factor de ductilidad se debe tomar como $\eta_i = 1.0$ para todos los estados límite. Por tanto, en este proyecto se adopta $\eta_i = 1.0$

7.3. FACTORES DE RESISTENCIA.

El factor de resistencia ϕ depende del estado límite considerado y del tipo de elemento estructural (superestructura, subestructura, cimentación, de acero, de concreto). Sus valores se determinan según lo establecido en la *AASHTO LRFD 2017* con las enmiendas realizadas por la *CALTRANS* a dicha edición.

7.3.1. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

El factor de resistencia adopta el valor $\phi = 1.00$ en todos los casos.

7.3.2. ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA.

Elementos de concreto (según el apartado 5.5.4.2 de la *AASHTO LRFD 2017* con las enmiendas de la *CALTRANS*):

$\phi = 0.90$ para flexión compuesta en secciones de concreto reforzado controladas por la tensión en las armaduras.

$\phi = 1.00$ para flexión compuesta en secciones de concreto presforzado prefabricado con armadura adherente controladas por la tensión en las armaduras.

$\phi = 0.95$ para flexión compuesta en secciones de concreto presforzado postesado con presfuerzo adherente y en uniones postesadas entre elementos de hormigón prefabricado con armaduras y tendones adherentes controladas por la tensión en las armaduras.

$\phi = 0.90$ para flexión compuesta en secciones de concreto presforzado postesado con presfuerzo no adherente controladas por la tensión en las armaduras.

$\phi = 0.75$ para flexión compuesta en secciones con armaduras transversales controladas por la compresión en el concreto.

$\phi =$ variable de acuerdo a la siguiente figura para flexión compuesta en la llamada zona de transición entre secciones controladas por la tensión en el acero y la compresión en el concreto (se

adopta la figura de las enmiendas realizadas por la CALTRANS que sustituye a la figura C.5.5.4.2-1 de la AASHTO LRFD 2017.

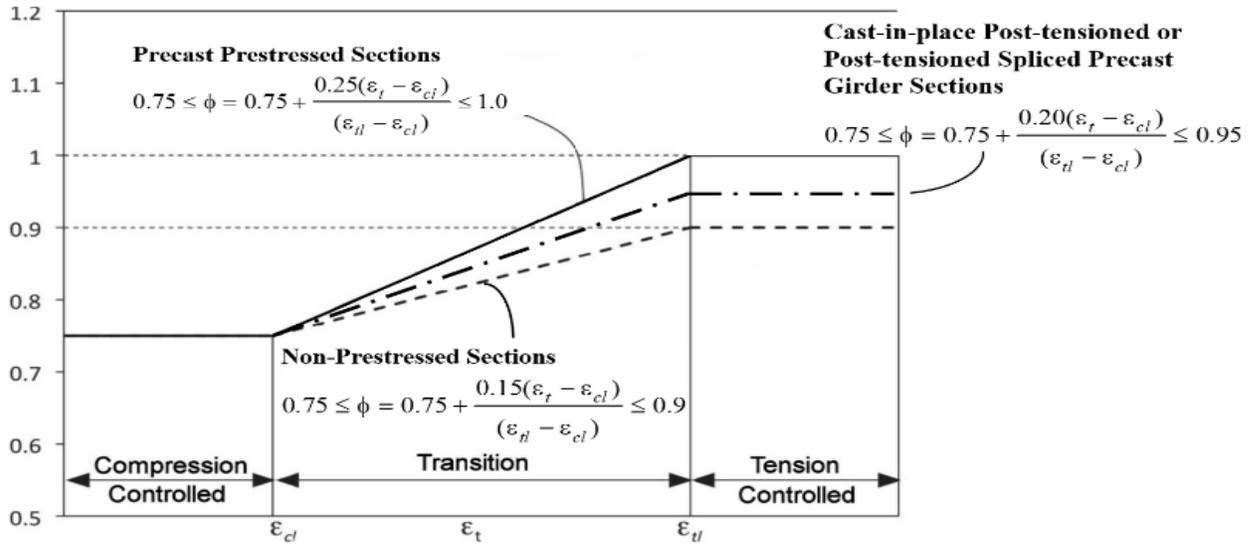


Figura 43. Factor de resistencia en secciones de concreto a flexión compuesta (*California Amendments to the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017 Eighth Edition), 2019*).

$\phi = 0.90$ para cortante y torsión en elementos de concreto reforzado.

$\phi = 0.90$ para cortante y torsión en elementos de concreto con presfuerzo adherente.

$\phi = 0.85$ para cortante y torsión en elementos de concreto con presfuerzo no adherente.

$\phi = 0.70$ para cargas concentradas en el concreto.

$\phi = 0.70$ para fuerzas de compresión en modelos de bielas y tirantes.

$\phi = 0.80$ para compresión en zonas de anclaje.

$\phi = 1.00$ para tensión en el acero en zonas de anclaje.

Elementos de acero (según el apartado 6.5.4.2 de la AASHTO LRFD 2017 con las enmiendas de la CALTRANS):

$\phi = 1.00$ para flexión.

$\phi = 1.00$ para cortante.

$\phi = 0.95$ para compresión axial en estructuras metálicas.

$\phi = 0.90$ para compresión axial y flexo compresión en estructuras mixtas.

$\phi = 0.80$ para tensión, cuando se considere el límite de rotura en la sección neta.

$\phi = 0.95$ para tensión, cuando se considere el límite elástico en la sección bruta.

$\phi = 0.85$ para pernos conectadores acero-concreto.

$\phi = 0.75$ para cartelas de refuerzo de celosías a compresión.

$\phi = 0.65$ para cartelas de empalme entre cordones de celosía.

$\phi = 0.80$ para cartelas de refuerzo de celosías a cortante.

Factores de resistencia en uniones atornilladas:

$\phi = 0.80$ para tornillos *ASTM F3125* sometidos a tensión.

$\phi = 0.80$ para tornillos *A307* sometidos a tensión.

$\phi = 0.80$ para tornillos *ASTM F3125* sometidos a cortante.

$\phi = 0.75$ para tornillos *A307* sometidos a cortante.

$\phi = 0.80$ para aplastamiento de la chapa bajo un tornillo.

$\phi = 0.80$ para agotamiento de chapas en uniones atornilladas por cortante.

Factores de resistencia para material de aportación en uniones soldadas:

Uniones soldadas a tope con penetración total:

$\phi = 0.85$ para cortante.

$\phi = (*)$ para tensión o compresión perpendicular al eje del cordón de soldadura.

$\phi = (*)$ para tensión o compresión paralelos al eje del cordón de soldadura.

Uniones soldadas a tope con penetración parcial:

$\phi = 0.80$ para cortante paralelo al eje del cordón de soldadura.

$\phi = (*)$ para tensión o compresión paralelos al eje del cordón de soldadura.

$\phi = (*)$ para compresión perpendicular al eje del cordón de soldadura.

$\phi = 0.80$ para tensión perpendicular al eje del cordón de soldadura.

Uniones con soldaduras en ángulo:

$\phi = (*)$ para tensión o compresión paralelos al eje del cordón de soldadura.

$\phi = 0.80$ para cortante en espesor de garganta.

(*): La resistencia de la unión soldada es igual a la correspondiente a la más débil de las partes objeto de la unión.

7.3.3. ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

El factor de resistencia adopta el valor $\phi = 1.00$ en todos los casos.

7.4. COMPROBACIONES PARA LA APTITUD AL SERVICIO DEL PUENTE.

Para asegurar que la rodadura de los vehículos del tren se realiza en condiciones adecuadas de seguridad y confort para los usuarios, se establecen una serie de limitaciones en las deformaciones y aceleraciones del tablero del viaducto.

Las comprobaciones para la aptitud al servicio que establece el manual *California High-Speed Train Project, Design Criteria (HSR 14-32)* están enfocadas exclusivamente a trenes de alta velocidad, siendo algunas de las limitaciones excesivamente restrictivas para el caso de tráfico mixto, por lo que no resultan de aplicación en este proyecto.

Por otro lado, los términos de referencia del proyecto basan estas comprobaciones en los criterios establecidos en las fichas *UIC 776-1, UIC 776-2 y UIC 776-3 de la UIC* y en los Eurocódigos,

que, estos sí, son de aplicación para diferentes tipos de tráfico, desde el ligero de pasajeros en alta velocidad al pesado de mercancías especiales.

Los Eurocódigos EN 1990 y EN 1991-2 se basan en estos documentos para la elaboración de las comprobaciones a realizar para la aptitud del puente en servicio, desde una visión de conjunto generando un cuerpo normativo coherente. En concreto, estas comprobaciones se analizan en los apartados A2.4.4 del EN 1990 y 6.5.4 del EN 1991-2. Por lo tanto, siguiendo el criterio establecido en los Términos de Referencia del proyecto, este proyecto se basará en los criterios de la UIC y por lo tanto en los citados apartados de los Eurocódigos para la comprobación de la aptitud del puente en servicio.

Por último, cabe comentar que tanto las fichas UIC como los Eurocódigos se basan en el modelo de carga LM71, que se clasifica (mayora) en función del tipo de tráfico que se tiene en la línea en estudio. Un coeficiente de clasificación α igual a la unidad corresponde a un tráfico normal, si bien la mayoría de los países europeos determinan un coeficiente de clasificación $\alpha = 1.10$ para sus vías (tanto de tráfico de pasajeros como de tráfico de mercancías).

En este caso, dado que las vías deben soportar un tráfico mixto y desde un punto de vista conservador, decide considerarse un coeficiente de clasificación $\alpha = 1.33$, habitual para tráfico internacional de mercancías pesado, que tiene en cuenta la eventual operación de trenes pesados (la carga por eje del modelo de carga LM71 iguala en este caso aproximadamente la carga por eje del tren Cooper E80).

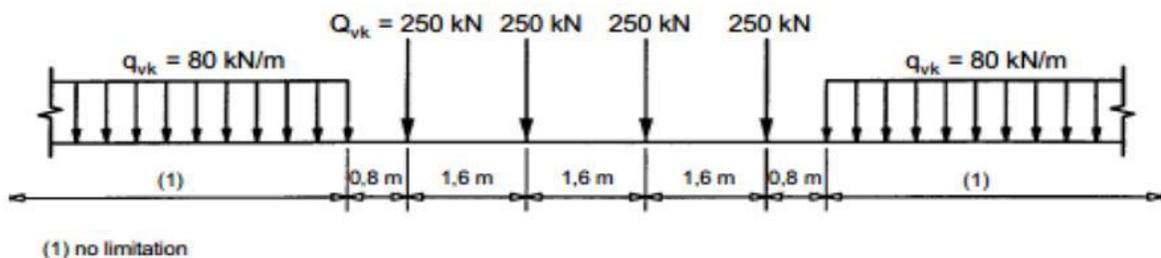


Figura 44. Tren de cargas LM-71 a emplear para la comprobación de la aptitud al servicio del puente.

En términos generales, las comprobaciones que se van a realizar son las siguientes:

Estado límite de deformaciones.

Estado límite de vibraciones.

Interacción vía-estructura.

7.4.1. Estado límite de deformaciones.

7.4.1.1. Deformación vertical.

Según el punto 1 del apartado A2.4.4.2.3 del EN 1990, la deformación vertical del tablero se debe comprobar para la acción del modelo de carga LM71, afectado por el coeficiente de amplificación dinámica Φ (según lo dispuesto en el apartado 6.4.5 del EN 1991-2) y el coeficiente de clasificación α . La flecha vertical máxima medida a lo largo de cualquier vía no superará $L/600$.

El coeficiente dinámico ϕ se determina de acuerdo con el apartado 6.4.5 de EN 1991-2. De forma conservadora se toma el valor correspondiente a vías con mantenimiento normal:

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73$$

Con $1.0 \leq \phi_3 \leq 2.00$

Además de la limitación anterior, según el apartado A.2.4.4.3 de EN 1990, para garantizar el confort de los usuarios la flecha vertical debe limitarse según lo recogido a continuación:

La flecha vertical para esta limitación se debe obtener para el modelo de carga LM71, teniendo en cuenta el coeficiente de amplificación dinámica Φ (según lo dispuesto en el apartado 6.4.5 del EN 1991-2) y considerando un coeficiente de clasificación α igual a la unidad ($\alpha=1,00$).

En puentes de dos o más vías, sólo debe estar cargada una de ellas.

La flecha vertical se limita según la siguiente figura para un nivel de confort “muy bueno” según la tabla A2.9 del EN 1990. Para el viaducto de Escárcega, con claros de 40m y velocidad de 160 km/h, el cociente L/δ para un confort “muy bueno” es de 1000.

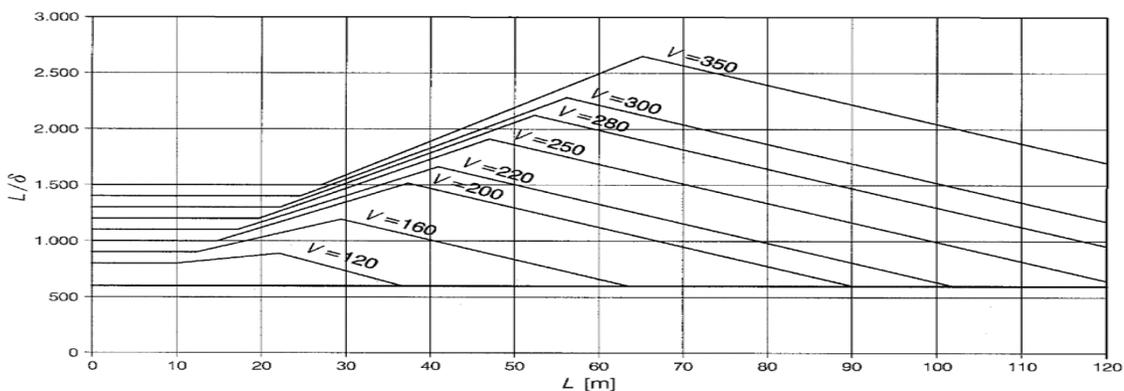


Figura 45. Flecha vertical admisible en función de la luz del vano en estudio y de la velocidad del paso del tren para garantizar un confort del usuario “muy bueno” según el apartado A2.4.4.3.2 del EN 1990.

Para un nivel de confort diferente, la flecha vertical anterior se puede modificar de forma proporcional a la aceleración vertical esperada en el interior del coche para el nivel de confort deseado (según la tabla A2.9 del EN 1990).

Tabla 15. Niveles recomendados de confort según el apartado A2.4.4.3.1 del EN 1990 (tabla A2.9)

Nivel de confort	Aceleración vertical b_v (m/s ²)
Muy bueno	1,0
Bueno	1,3
Aceptable	2,0

7.4.1.2. DEFORMACIÓN TRANSVERSAL Y GIRO EN TORNO A UN EJE VERTICAL.

La deformación transversal del tablero se debe comprobar para la acción del modelo de carga LM71 afectado por el coeficiente de amplificación dinámica Φ (según lo dispuesto en el apartado 6.4.5 del EN 1991-2) y el coeficiente de clasificación α . Además de las acciones ferroviarias verticales, deben tenerse en cuenta las cargas de viento, las fuerzas de lazo, la fuerza centrífuga y el efecto de un gradiente térmico en el sentido transversal del puente:

Se deben cumplir las limitaciones expuestas en la tabla A2.8 del EN 1990:

Tabla 16. Límites a la deformación transversal del tablero (tabla A2.8 de EN 1990)

Rango de velocidades V (km/h)	Giro horizontal máximo (radianes)	Variación máxima del radio de curvatura (m)	
		Un tablero	Puente de varios tableros
$V \leq 120$	α_1	r_1	r_4
$120 < V \leq 200$	α_2	r_2	r_5
$V > 200$	α_3	r_3	r_6

NOTA 1 La variación del radio de curvatura puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$r = \frac{l^2}{8\delta_h} \quad (A2.7)$$

NOTA 2 La deformación transversal incluye la deformación del tablero del puente y la de la subestructura (incluyendo pilas, pilotes y cimentaciones).

NOTA 3 Los valores de α_i y r_i pueden establecerse en el [anexo nacional](#). Los valores recomendados son:
 $\alpha_1 = 0,0035$; $\alpha_2 = 0,0020$; $\alpha_3 = 0,0015$;
 $r_1 = 1700$; $r_2 = 6000$; $r_3 = 14000$;
 $r_4 = 3500$; $r_5 = 9500$; $r_6 = 17500$

7.4.1.3. GIRO EN TORNO A UN EJE TRANSVERSAL.

Según el punto (2) del apartado A2.4.4.2.3 del EN 1990, el máximo giro del tablero en sus extremos en vías con balasto se comprueba de forma implícita al realizar la interacción vía-estructura definida en el apartado 6.5.4 del EN 1991-2.

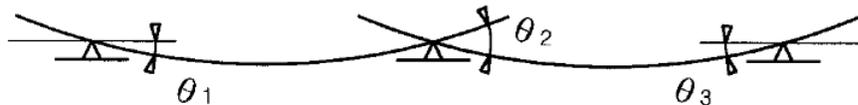


Figura 46. Definición de giros extremos de los tableros según apartado A2.4.4.2.3 de EN 1990.

Sin embargo, EN 1990 no define unos límites para un cálculo estático explícito. Por lo tanto, en este punto se busca información normativa adicional que no requiera de la realización de un análisis de la interacción vía-estructura para la comprobación de los giros. Esta información adicional debe estar suficientemente contrastada por la práctica y permitir establecer un límite explícito al giro del tablero para las vías con balasto (que no requiera el estudio de la interacción vía-estructura).

De esta forma, en la norma española para puentes de ferrocarril (IAPF-2007), que se basa en el cuerpo normativo de los Eurocódigos, se establece un límite específico del giro extremo para vías con balasto. Estos límites se recogen a continuación, y se usan en este proyecto:

Vías con balasto (según apartado 4.2.1.1.3 de la norma IAPF-07):

En la junta entre tablero y estribo: $\theta_1 \text{ ó } \theta_3 \leq 6.5 \text{ mrad}$.

En la junta entre dos tableros consecutivos: $\theta_2 = \theta_1 + \theta_3 \leq 10 \text{ mrad}$.

7.4.1.4. ALABEO DEL TABLERO.

El alabeo se debe comprobar para la acción del modelo de carga LM71 afectado por el coeficiente de amplificación dinámica Φ y el coeficiente de clasificación α . El alabeo se comprobará en la entrada y en la salida del puente, limitando el descenso máximo en 3 m para una separación igual a un ancho de vía (s) de 1,435 m a los valores indicados en la tabla A2.7 del EN 1990:

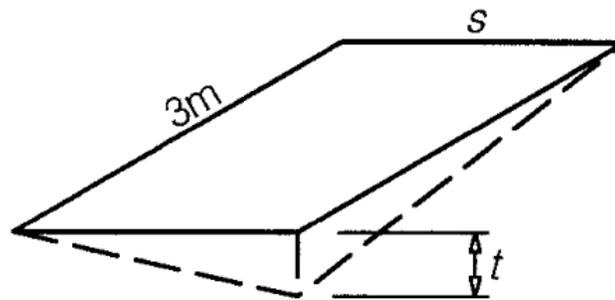


Figura 47. Definición del alabeo del tablero.

Rango de velocidades V (km/h)	Máximo alabeo t (mm/3m)
$V \leq 120$	$t \leq t_1$
$120 < V \leq 200$	$t \leq t_2$
$V > 200$	$t \leq t_3$

Tabla 17. Máximo alabeo del tablero (tabla A2.7 de EN 1990).

Los valores recomendados en el apartado A2.4.4.2.2 del EN 1990 para el alabeo para un ancho de vía (s) de 1,435 m son los siguientes:

$t_1 = 4.5 \text{ mm}$.

$t_2 = 3.0 \text{ mm}$.

$t_3 = 1.5 \text{ mm}$.

El alabeo total debido a la suma del producido por las cargas ferroviarias indicadas anteriormente y del debido a la variación del peralte de la plataforma del puente se limitará según el apartado A2.4.4.2.2 a 7,5mm/3 m y un ancho de 1.435 m

7.4.2. ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES.

7.4.2.1. FRECUENCIA DE VIBRACIÓN VERTICAL Y ACELERACIÓN VERTICAL DEL TABLERO.

La necesidad de realización de un análisis dinámico viene determinada por el diagrama de flujo de la figura 6.9 del apartado 6.4.4 del EN 1991-2:

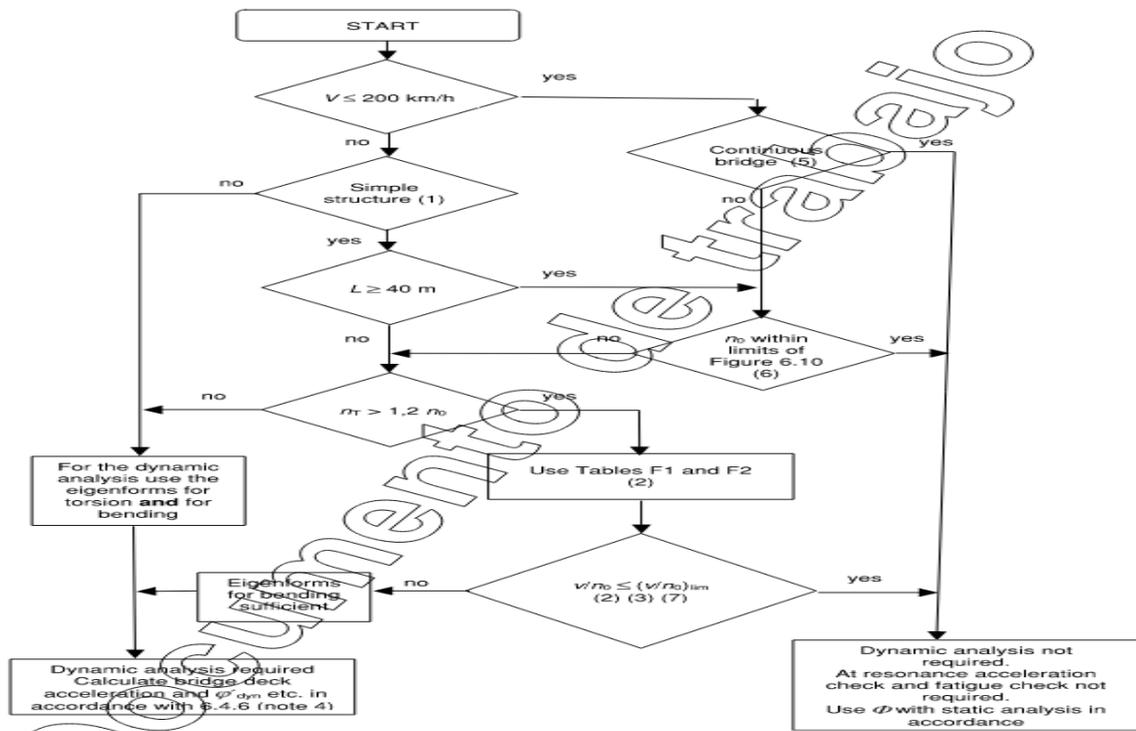


Figura 48. Diagrama de flujo para determinar si es necesaria la realización de un análisis dinámico.

Donde:

V Es la máxima velocidad de la línea en el emplazamiento de la obra (km/h)

L La dimensión del vano (m).

n_0 La primera frecuencia de flexión del puente bajo cargas permanentes (Hz).

n_T La primera frecuencia de torsión del puente bajo cargas permanentes (Hz).

v La máxima velocidad nominal (m/s).

$(v/n_0)_{lim}$ Según anejo F del EN 1991-2.

A continuación, se detallan las notas a la figura 6.9 del apartado 6.4.4 del EN 1991-2 que facilitan la lectura del diagrama de flujo:

Nota 1: Válido para vigas isostáticas sobre apoyos rígidos con desviaciones despreciables.

Nota 2: Tablas F1 y F2 definidas en el anejo F del EN 1991-2.

Nota 3: Se requiere un análisis dinámico cuando la velocidad de operación frecuente de un tren real coincide con la velocidad de resonancia de la estructura (ver apartado 6.4.6.6 y anejo F del EN 1991-2).

Nota 4: ϕ'_{dyn} se refiere al coeficiente de impacto dinámico de la estructura para los trenes reales dados en el apartado 6.4.6.5(3) del EN 1991-2.

Nota 5: Válido teniendo en cuenta que el puente cumple con los requisitos de resistencia y deformaciones dados en el apartado A2.4.4 del EN 1990 y que cumple con los límites de deformación vertical correspondientes a un nivel de confort “muy bueno” según el apartado A2.4.4.3 del EN 1990.

Nota 6: Para los puentes con una primera frecuencia propia vertical n_0 dentro de los límites dados en la tabla 6.10 del EN 1991-2 y con una velocidad de operación que no exceda los 200 km/h, no es necesaria la realización de un análisis dinámico.

Nota 7: Para puentes con una frecuencia propia vertical n_0 por encima del límite superior de la tabla 6.10, es necesaria la realización de un análisis dinámico.

A continuación, se recoge la figura 6.10 del EN 1991-2:

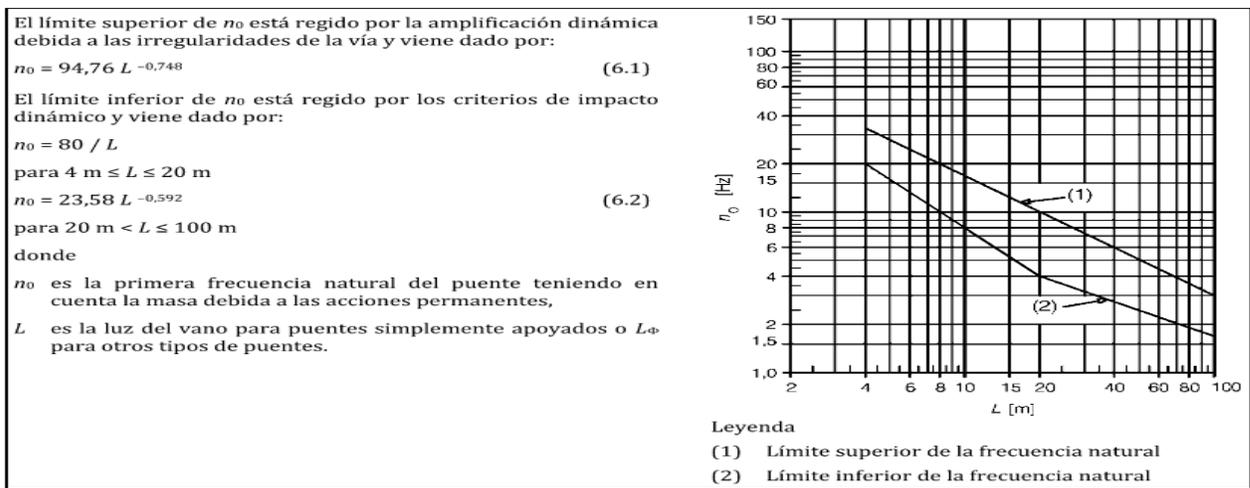


Figura 49. Límites de la frecuencia propia vertical n_0 para no realizar un análisis dinámico (figura 6.10 de EN 1991-2).

Para el viaducto de Escárcega, teniendo en cuenta que la velocidad de proyecto del tramo es 160 km/h, se comprobará que la primera frecuencia de flexión del puente bajo cargas permanentes se sitúa entre 2.65 Hz y 6 Hz (límites establecidos en el gráfico anterior para una luz de 40m), y por lo tanto no será necesario realizar un análisis dinámico. En caso de que la frecuencia n_0 se encuentre fuera del intervalo anterior, se seguirán las indicaciones del gráfico de la Figura 45, comprobándose las frecuencias de torsión y el resto de pasos indicados.

Adicionalmente, según el apartado A2.4.4.2.1 de EN 1990, en aquellos casos en los que no es necesario realizar un análisis dinámico del puente no se limita el valor de la aceleración vertical del tablero.

7.4.2.2. FRECUENCIA DE VIBRACIÓN TRANSVERSAL.

La vibración transversal del tablero se debe comprobar para la acción del modelo de carga LM71 afectado por el coeficiente de amplificación dinámica Φ y el coeficiente de clasificación α . Además de las acciones ferroviarias verticales, deben tenerse en cuenta las cargas de viento, las fuerzas de lazo, la fuerza centrífuga y el efecto de un gradiente térmico en el sentido transversal del puente.

De acuerdo con la cláusula A2.4.4.2.4(3) de EN 1990, el valor de la primera frecuencia de vibración lateral de un vano no debería ser inferior a 1.2 Hz.

7.4.3. INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA.

Para el análisis de la interacción vía-estructura se seguirá lo establecido en el apartado 6.5.4 de EN 1991-2.

Los efectos resultantes de la interacción vía-estructura ante las acciones variables deben tenerse en cuenta para el proyecto de la superestructura del puente, de los apoyos fijos y de la subestructura y para comprobar los efectos de la carga en los carriles.

Para el análisis de la interacción vía-estructura se deben considerar las siguientes acciones:

Fuerzas de frenado y arranque.

Efectos térmicos en el sistema combinado vía-estructura.

Modelo de carga LM71. Los efectos dinámicos asociados pueden despreciarse.

Cuando proceda, deben tenerse en cuenta otras acciones, tales como retracción, fluencia, gradiente térmico, etc. para la determinación del giro y del desplazamiento longitudinal asociado del extremo de los tableros.

Para determinar los efectos de la carga en el sistema combinado vía-estructura se seguirá lo indicado en el apartado 6.5.4.4 de EN 1991-1-2, realizando un modelo basado en el esquema de la Figura 47. Concretamente, se incluirá la vía en el modelo de cálculo modelizando los carriles con una barra conectada al tablero mediante muelles no lineales que representan el comportamiento longitudinal carga desplazamiento de la vía.

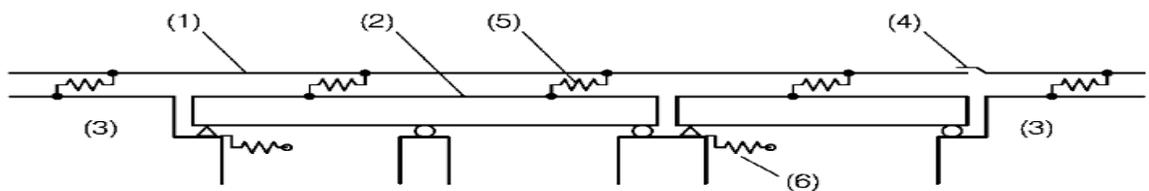


Figura 50. Esquema del modelo de sistema vía-estructura.

Los muelles de conexión vía-tablero tendrán la siguiente ley de comportamiento:

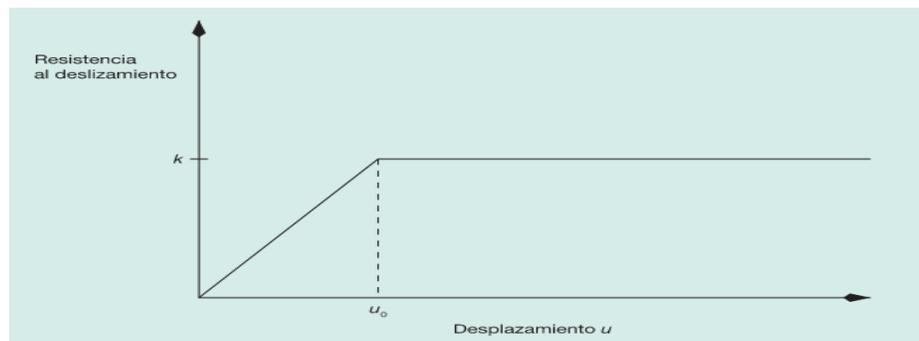


Figura 51. Ley de comportamiento de los elementos de conexión vía-tablero.

Se adoptan los siguientes valores de los parámetros de la ley de comportamiento:

$$u_0 = 2 \text{ mm.}$$

$$k = 20 \text{ kN para vía descargada}$$

$$k = 60 \text{ kN para vía cargada}$$

De acuerdo con lo establecido en los Términos de Referencia para Plataforma y vía de la Ingeniería Básica del Tren Maya, se consideran las propiedades del carril 115 RE ().

Especificaciones geométricas y mecánicas de Riel tipo RE-115 según AREMA	
Área de Riel (square inch)	
Cabeza	3.8861
Alma	3.0362
Base	4.2947
Área total del riel	11.2171
Peso del riel (lb/yd) (basada en el peso específico del acero ferroviario= 7.84)	114.3757
Momento de inercia sobre el eje neutro	65.5
Modulos de sección de la cabeza	18
Modulo de sección de la base	21.9
Altura del eje neutro por encima de la base	2.99
Momento lateral de inercia	10.7
Módulo de sección lateral de la cabeza	7.88
Módulo de sección lateral de la base	3.89

Límite Elástico Mínimo (ksi)	Resistencia Última a la Tensión (ksi)	Elongación Total Mínima (%)
120	171	10

Figura 52. Propiedades del carril 115 RE.

Las comprobaciones a realizar las siguientes (recogidas en el apartado 6.5.4.5 de EN 1991-2):

Tensiones en el carril.

Desplazamiento longitudinal en juntas.

Desplazamiento vertical en juntas.

7.4.3.1. TENSIONES EN EL CARRIL.

Según el apartado 6.5.4.5.1 de EN 1991-2, para carriles situados sobre un puente y sobre el estribo adyacente, las tensiones adicionales admisibles en el carril debidas a la interacción vía-estructura ante acciones variables deberían limitarse a los siguientes valores de cálculo:

Compresión: 72 N/mm².

Tracción: 92 N/mm².

Los límites anteriores son válidos para vías que cumplan lo siguiente:

- Carril UIC 60 con una resistencia a tracción de al menos 900 N/mm².
- Vía recta o con radio $r \geq 1\ 500$ m.
- Para vías sobre balasto con traviesas pesadas de hormigón con una separación máxima de 65 cm o para una configuración equivalente de la vía.
- Para vías sobre balasto con al menos 30 cm de balasto compactado bajo las traviesas.
- Cuando los criterios definidos anteriormente no se satisfagan, se deberían realizar estudios especiales o tomar medidas adicionales.

7.4.3.2. DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN JUNTAS.

Según el punto 6.5.4.5.2(1) de EN 1991-2, el desplazamiento δ_B [mm] debido a las fuerzas de arranque y frenado no debe exceder los siguientes valores:

5 mm para carriles continuos soldados sin aparatos de dilatación o con aparatos de dilatación en un extremo del tablero.

30 mm para carriles con aparatos de dilatación en ambos extremos del tablero, cuando el balasto tiene continuidad en los extremos del tablero.

Solo deben permitirse movimientos que superen los 30 mm cuando se disponga el balasto con una discontinuidad que permita su desplazamiento y existan aparatos de dilatación en el carril.

Siendo δ_B [mm]:

El desplazamiento longitudinal relativo entre el extremo de un tablero y el estribo adyacente o;

El desplazamiento longitudinal relativo entre dos tableros consecutivos.

Adicionalmente, de acuerdo con el punto 6.5.4.5.2(2) de EN 1991-2, para las acciones verticales de tráfico (hasta dos vías cargadas con el modelo de carga LM71) δ_H [mm] no debe exceder los siguientes valores:

8 mm cuando se tiene en cuenta la interacción vía-estructura (válido cuando no se disponen o sólo hay un aparato de dilatación por tablero).

10 mm cuando se desprecia la interacción vía-estructura. Siendo δ_H [mm]:

El desplazamiento longitudinal de la cara superior del extremo de la plataforma, debido a su deformación.

7.4.3.3. DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN JUNTAS.

Según el punto 6.5.4.5.2(3) de EN 1991-2, el desplazamiento vertical de la cara superior del tablero relativo a una estructura adyacente (un estribo u otro tablero) δ_v [mm] debido a las acciones variables, no debe exceder los siguientes valores:

3 mm para una velocidad máxima de circulación de hasta 160 km/h.

2 mm para una velocidad máxima de circulación superior a 160 km/h.

7.5. VERIFICACIÓN DE FATIGA.

7.5.1. ELEMENTOS DE CONCRETO.

Se deberá verificar el cumplimiento del estado límite de fatiga de acuerdo al artículo 5.5. 3 de la *AASHTO LRFD 2017*.

Para ello, los elementos de concreto deberán cumplir el siguiente requerimiento:

$$\gamma * (\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$$

Donde:

γ Es el factor de carga de la carga viva para la combinación Fatigue I.

Δf La variación de tensiones en el elemento en estudio debido a la carga viva (MPa).

$(\Delta F)_{TH}$ El umbral de fatiga a amplitud constante del elemento en estudio.

Se deberán considerar las propiedades de la sección fisurada para la evaluación de las tensiones generadas por la carga viva a efectos de fatiga cuando la suma de tensiones sobre la sección bruta debidas a las cargas permanentes y el pretensado, sin mayorar, más la combinación Fatigue I superen el valor $0.25 * \sqrt{f'c}$ (Mpa).

7.5.1.1. UMBRALES DE FATIGA A AMPLITUD CONSTANTE.

Acero de refuerzo

El umbral de fatiga a amplitud constante en la zona comprendida entre el punto de máximo momento y $\pm L/3$ (siendo L la longitud del claro) es de:

$$(\Delta F)_{TH} = 179 - 22 \frac{f_{min}}{f_y}$$

Donde:

f_{min} es la tensión mínima en el acero de refuerzo para la suma de Cargas Permanentes, retracción y fluencia más la combinación Fatigue I.

f_y es el límite elástico especificado del acero de refuerzo. A efectos de esta comprobación, este valor no se considerará inferior a 413 MPa ni superior a 689 MPa.

7.5.2. ELEMENTOS DE METAL.

De acuerdo con las Bases de Cálculo del proyecto y los Términos de Referencia para el Diseño de Puentes y Viaductos Ferroviarios para el Tren Maya elaborados por el Consorcio para la Ingeniería Básica (CIB), el cumplimiento del estado límite de fatiga se debe verificar de acuerdo con el artículo 6.6.1 de la *AASHTO LRFD (2017)*. Las bases de diseño de los puentes ferroviarios del Tren Maya desarrolladas por CIB indican que, dado que se trata de una carga ferroviaria, se deberá atender también a los comentarios contenidos en el apartado 1.3.13 del capítulo 15 del *AREMA 2012*, equivalente para acciones ferroviarias al capítulo 6.6.1 de la *AASHTO LRFD (2017)*, que está pensada para tráfico de carreteras.

El apartado 6.6.1.2.2 de la *AASHTO LRFD 2017* indica que el criterio de comprobación de la fatiga inducida por acciones exteriores repetitivas (como es el caso) es el siguiente:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

Donde:

$\gamma = 1.00$ según las bases de diseño de los puentes ferroviarios del Tren Maya desarrolladas por CIB y según la *AASHTO LRFD (2017)*.

Δf = Variación de tensiones en el elemento en estudio debido a la carga viva (ver apartado 6.2.1.6): Tren de cargas verticales Cooper E-80 afectado por un factor de impacto $IM \times 0.35$ + la fuerza centrífuga asociada, sin tener en cuenta la excentricidad de ripleado de la vía ni del traqueteo, situado en la pésima situación entre una o dos vías.

$(\Delta F)_n$ = Resistencia nominal a fatiga.

Según el apartado 6.6.1.2.5 de la AASHTO LRFD (2017) la verificación a fatiga puede realizarse siguiendo el criterio de “vida infinita” (ecuación 6.6.1.2.5-1), o siguiendo el criterio de “acumulación de daño” (que se consigue a partir de la ecuación 6.6.1.2.5-2).

Criterio de vida infinita: $(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH}$

Criterio de acumulación de daño: $(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$

Donde:

$(\Delta F)_{TH}$ es el umbral de fatiga a amplitud constante del detalle en estudio.

N es el número de ciclos en los que se aplica el rango tensional solicitante $\gamma(\Delta f)$.

A es un coeficiente que, siguiendo el apartado 7 del EN 1993-1-9, norma de referencia internacional en el tema, toma un valor dependiente del umbral de fatiga a amplitud constante: $A = (\Delta F)_{TH}^3 * N_{TH}$, donde N_{TH} es el número de ciclos para los que se produce el fallo en un elemento sometido a ciclos de rango tensional constante e igual a $(\Delta F)_{TH}$

Tanto $(\Delta F)_{TH}$ como Δ vienen definidos en la tabla 6.6.1.2.3-1 de la AASHTO LRFD (2017) (la constante Δ se resume por categoría de detalle también en la tabla 6.6.1.2.5-1). Cabe comentar que la mencionada tabla de categorías de detalle de la AASHTO LRFD (2017) coincide con la tabla 15-1-9 del AREMA 2012 (los valores de $(\Delta F)_{TH}$ vienen definidos en la tabla 15-1-10), y con la tabla 2.5 del Structural Welding Code – Steel. AWS D1.1/D1.1M:2015 (AWS D1.1 (2015) en este documento). Debido a que se trata del análisis a fatiga de un puente ferroviario, en este documento en general se utilizará la tabla 15-1-9 del AREMA 2012, si algún detalle de fatiga no estuviera debidamente recogido en ella se recurre a la tabla 2.5 del AWS D1.1 (2015), que es la más completa de las tres.

Tabla 18. Definición del rango tensional admitido para cada categoría de detalle en función del nº de ciclos de carga. Tabla 15-1-10 del "Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012"

Detail Category	No. of Constant Stress Cycles	
	2,000,000	Over 2,000,000
A	24	24
B	18	16
B'	14.5	12
C	13	10
C'		12
D	10	⁷ Note 3

Tabla 19. Definición de la constante A para cada categoría de detalle. Tabla 6.6.1.2.5-1 de la "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th edition, 2017"

Detail Category	Constant, <i>A</i> times 10 ⁸ (ksi ³)
A	250.0
B	120.0
B'	61.0
C	44.0
C'	44.0
D	22.0
E	11.0
E'	3.9
ASTM F3125, Grades A325 and F1852 Bolts in Axial Tension	17.1
ASTM F3125, Grades A490 and F2280 Bolts in Axial Tension	31.5

7.5.2.1. ELEMENTOS LONGITUDINALES.

En el caso de los elementos longitudinales de los tableros en estudio, el diseño a “vida infinita” resulta excesivamente conservador por varios motivos:

La sobrecarga ferroviaria de fatiga coincide con la sobrecarga ferroviaria empleada para las comprobaciones resistentes, cuando la carga media del tren durante su vida útil diferirá notablemente de la carga máxima que puede transportar.

La comprobación a “vida infinita”, requiere controlar el rango tensional provocado por el paso simultáneo de 2 trenes al 100% de su carga, cuando:

Durante los primeros 50 años de servicio del puente no está previsto que la segunda vía se encuentre operativa.

Cuando ambas vías se encuentren operativas, el cruce simultáneo de 2 trenes sobre un vano concreto se dará sólo en un porcentaje muy bajo de los ciclos de carga que sufra el tablero en estudio.

El número de ciclos que sufrirán los elementos longitudinales es reducido, dado que el paso de cada tren provoca un único rango tensional. El número de ciclos N se obtiene de la tabla 15-1-7 de la *AREMA (2012)*, y depende de la luz del vano para el caso de los elementos longitudinales. Para los elementos longitudinales de puentes de $L \geq 30.5$ m, $N = 2 \cdot 10^6$

Tabla 20. Definición del número de ciclos de fatiga por tipo de elemento. *Tabla 15-1-7 del “Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012*

Member Description	Span Length, L of Flexural Member or Truss or Load Condition	Constant Stress Cycles, N
Classification I		
Longitudinal flexural members and their connections. Truss chord members including end posts, and their connections	L > 100 feet	2,000,000
	L ≤ 100 feet	> 2,000,000
Classification II		
Floorbeams and their connections. Truss hangers and sub-diagonals that carry floorbeam reactions only, and their connections. Truss web members and their connections.	Two Tracks Loaded	2,000,000
	One Track Loaded	> 2,000,000
Note: This table is based on bridges designed for the live loading specified in Article 1.3.13e. For bridges designed for other live loadings see Part 9, Commentary, Article 9.1.3.13.		

Por este motivo, en el caso en estudio resulta mucho más coherente el diseño siguiendo el criterio de “daño acumulado”, que considera en el diseño algunos de los parámetros anteriores. Así, este criterio acumula el daño de los rangos tensionales provocados por un único tren y de los rangos tensionales provocados por el cruce de 2 trenes.

El daño acumulado por cada uno de los rangos tensionales se obtiene de la siguiente forma:

$$D_i = \frac{n_{\Delta f_i}}{N_{\Delta f_i}}$$

Donde:

$n_{\Delta f_i}$ es el número de ciclos en los que se aplica un determinado rango tensional Δf_i .

$N_{\Delta f_i}$ es el número de ciclos para los que se produce el fallo a fatiga para ese rango tensional Δf_i .

El fallo se produce si el daño acumulado por los diferentes rangos tensionales Δf_i supera la unidad (regla de *Palmgren-Miner*):

$$D = \sum \frac{n_{\Delta f_i}}{N_{\Delta f_i}} \leq 1.00$$

Según la ecuación 6.6.1.2.5-2 de la *AASHTO LRFD 2017*, el valor de $N_{\Delta f_i}$ se obtiene de la siguiente forma:

$$N_{\Delta f_i} = \frac{A}{A f_i^3}$$

Según la tabla 15-1-7 de la *AREMA (2012)*, el número total de ciclos de fatiga que sufre un elemento longitudinal son 2·10⁶. Para discretizar en cuántos de ellos se produce el cruce de 2 trenes (asumiendo la hipótesis conservadora de que el puente va a tener las 2 vías operativas durante la totalidad de su vida útil), se sigue el criterio definido en el apartado 9.5.3 del *EN 1993-2*, que indica que el porcentaje de cruces entre 2 trenes considerados en el desarrollo del método de los coeficientes de daño equivalente λ es del 12%.

Por lo tanto:

$$n_{\Delta f_2 \text{ trenes}} = 240000$$

$$n_{\Delta f_1 \text{ tren}} = 1760000$$

El coeficiente A considerado en el control de fatiga de los elementos longitudinales es:

Detalles de aplicación de la tabla 15-1-9 del AREMA 2012: 3.1, 4.1, 4.2, 4.3 ($R \geq 150$ mm), 5.3, 6.1 ($R \geq 150$ mm) y 8.1.

Se deriva por tanto una categoría de detalle mínima "C", para la que $A = 44 \cdot 10^8 \text{ ksi}^3 = 1.442 \cdot 10^{12} \text{ MPa}^3$.

7.5.2.2. ELEMENTOS TRANSVERSALES.

En este caso, el número de ciclos de fatiga es superior al número de trenes que cruzan el puente, y es preferible acudir a un diseño según el criterio de "vida infinita". El número de ciclos que afecta a los elementos transversales se obtiene de la tabla 15-1-7 de la AREMA (2012), y depende del número de vías cargadas para el caso de los elementos transversales:

Tabla 21. Definición del número de ciclos de fatiga por tipo de elemento. *Tabla 15-1-7 del "Manual of Railway Engineering. AREMA. 2012".*

Member Description	Span Length, L of Flexural Member or Truss or Load Condition	Constant Stress Cycles, N
Classification I		
Longitudinal flexural members and their connections. Truss chord members including end posts, and their connections	L > 100 feet	2,000,000
	L ≤ 100 feet	> 2,000,000
Classification II		
Floorbeams and their connections. Truss hangers and sub-diagonals that carry floorbeam reactions only, and their connections. Truss web members and their connections.	Two Tracks Loaded	2,000,000
	One Track Loaded	> 2,000,000
Note: This table is based on bridges designed for the live loading specified in Article 1.3.13e. For bridges designed for other live loadings see Part 9, Commentary, Article 9.1.3.13.		

Por lo tanto, para los elementos transversales:

- En puentes cargados con 2 vías, $N = 2 \cdot 10^6$.
- En puentes cargados con 1 vía, $N > 2 \cdot 10^6$.

El umbral de daño $(\Delta F)_{TH}$ considerado en el control de fatiga de los elementos transversales es:

- Celosías transversales: Detalles 1.1, 1.4, 2.1/2.2, 3.1, 3.3, 5.3, 6.4, de donde se deriva una categoría mínima "D".

Para 1 vía cargada: $N \geq 2 \cdot 10^6$, $(\Delta F)_{TH} = 10 \text{ ksi} = 48.26 \text{ MPa}$.

Para 2 vías cargadas: $N = 2 \cdot 10^6$, $(\Delta F)_{TH} = 10 \text{ ksi} = 68.9 \text{ MPa}$.

Diafragmas de apoyo: Detalles 3.1, 3.3, 4.1, 4.3 ($R \geq 150 \text{ mm}$), 5.3, 6.1 ($R \geq 150 \text{ mm}$) y 8.1, de donde se deriva una categoría mínima "D":

Para 1 vía cargada: $N \geq 2 \cdot 10^6$, $(\Delta F)_{TH} = 7 \text{ ksi} = 48.26 \text{ MPa}$.

Para 2 vías cargadas: $N = 2 \cdot 10^6$, $(\Delta F)_{TH} = 10 \text{ ksi} = 68.9 \text{ MPa}$.

Cuando los elementos estén permanentemente comprimidos no será necesario comprobar la fatiga.

8. CONCLUSIONES.

Debido al crecimiento poblacional de la parte Sur de México, se requiere de la planeación, restructuración y construcción de nuevas obras viales y de transporte que satisfagan la demandade movilidad de los ciudadanos. Especialmente al sur-este de la República Mexicana donde se concentran problemas de altos índices de población y de saturación vial por el transporte público y privado. Esto se resume a que se requiere un sistema de transporte masivo de pasajeros que además de trabajar en forma rápida, segura y económica; sea amigable con el medio ambiente, así que se recurre a la opción del Tren Maya.

Consiste en una línea que recorre del sur al este iniciando en el estado de Chiapas (Palenque) y finalizando en el estado de Campeche (Escárcega) 226 km en distintas secciones constructivas. (Superficial, Elevada, Subterránea, Profunda y Estructural). Además, ayudará al transporté de los municipios cercanos y la movilidad de trasladarse. En este caso, es un viaducto de sección elevada la cual se describe y que consta de alrededor de 3 km en total sobre la vía principal del municipio y que se conecta a una estación donde genera acceso y descenso de personal. Dentro de la planeación del proyecto se opta por utilizar piezas prefabricadas para el viaducto elevado, esto debido a que se agilizan tiempos de construcción y se disminuyen problemas viales debido a que los montajes se realizan en la madrugada, donde el tránsito vehicular y peatonal que corre es prácticamente nulo.

Las piezas prefabricadas se dividen en 2, zapata-columna-cabezal y dovelas con pre-losas. Los concretos y aceros a utilizar deben ser los que marca cada especificación para así garantizar la seguridad estructural. Todo proyecto involucra retos, pero depende de los ingenieros el proponer soluciones prácticas o innovadoras que permitan la optimización de recursos, tiempos y costos. La seguridad y el medio ambiente juegan un papel importante en toda obra, así que se debe mantener especial cuidado en ello y evitar daños irreversibles.

9. SUGERENCIAS O PROPUESTAS.

Debido al crecimiento poblacional de la parte Sur de México, se requiere de la planeación, restructuración y construcción de nuevas obras viales y de transporte que satisfagan la demandade movilidad de los ciudadanos. Especialmente al sur-este de la República Mexicana donde se concentran problemas de altos índices de población y de saturación vial por el transporte público y privado. Esto se resume a que se requiere un sistema de transporte masivo de pasajeros que además de trabajar en forma rápida, segura y económica; sea amigable con el medio ambiente, así que se recurre a la opción del Tren Maya.

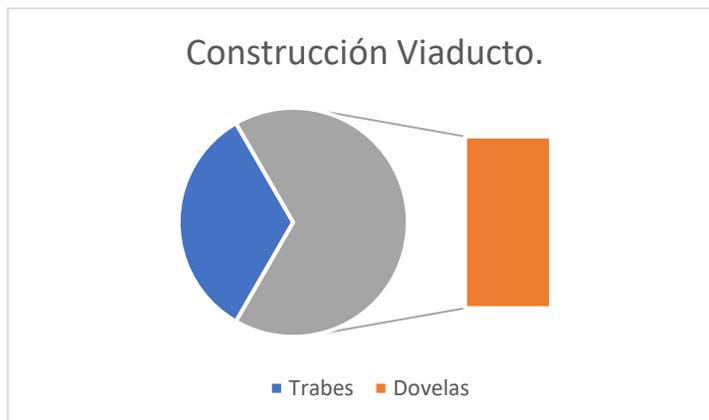
Consiste en una línea que recorre del sur al este iniciando en el estado de Chiapas (Palenque) y finalizando en el estado de Campeche (Escárcega) 226 km en distintas secciones constructivas. (Superficial, Elevada, Subterránea, Profunda y Estructural). Además, ayudará al transporté de los municipios cercanos y la movilidad de trasladarse. En este caso, es un viaducto de sección elevada la cual se describe y que consta de alrededor de 3 km en total sobre la vía principal del municipio y que se conecta a una estación donde genera acceso y descenso de personal. Dentro de la planeación del proyecto se opta por utilizar piezas prefabricadas para el viaducto elevado, esto debido a que se agilizan tiempos de construcción y se disminuyen problemas viales debido a que los montajes se realizan en la madrugada, donde el tránsito vehicular y peatonal que corre es prácticamente nulo.

Las piezas prefabricadas se dividen en 2, zapata-columna-cabezal y dovelas con pre-losas. Los concretos y aceros a utilizar deben ser los que marca cada especificación para así garantizar la seguridad estructural. Todo proyecto involucra retos, pero depende de los ingenieros el proponer soluciones prácticas o innovadoras que permitan la optimización de recursos, tiempos y costos. La seguridad y el medio ambiente juegan un papel importante en toda obra, así que se debe mantener especial cuidado en ello y evitar daños irreversibles.

La presente investigación de Tesis se describen los resultados obtenidos para la construcción del viaducto (Escárcega/Campeche) donde pasara el Tren Maya, con la finalidad de hacer una revisión detallada se llegó a una discusión en la propuesta si sería una estructura echa por trabes o dovelas.

Se realizó un censo poblacional y el resultado fue, proponer la estructura por medio de dovelas con la finalidad que no interrumpiría las actividades diarias de las personas, negocios y escuelas que se encontraban en un radio cerca de lo que es el derecho de vía (que son las dimensiones laterales de máxima tolerancia donde se encontraba el inicio del paso del tren).

Tabla 22.- Encuesta a la población de escarcea si el viaducto sería construido por medio de traveses o dovelas.

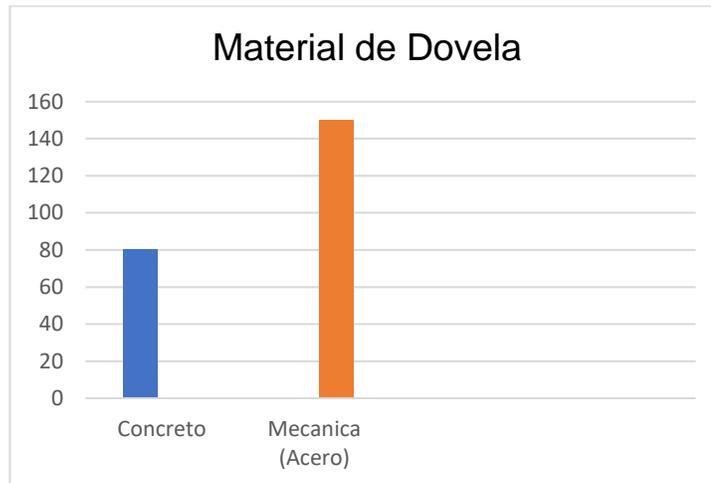


Entonces al realizar un censo y ver resultados que ayudarían tanto a la construcción y avance de la obra, como también no perjudicar sus actividades de los habitantes cercanos/alrededores de la zona.

Se realizó un debate sobre el material que se utilizaría en la dovela, y el resultado ganador fue por varios factores que se presentaban en dicha obra.

- El cemento portland era difícil de conseguir, y dañaría su calidad si se utiliza fuera del horario programado.
- Las dovelas mecánicas son prefabricadas de acero de alta calidad y montadas en obra con su debida inspección.
- No interrumpe con su vida cotidiana por los habitantes cerca de la zona de construcción.

Tabla 23.- Encuesta con Ingenieros y Constructoras para discutir sobre el material a utilizar en la construcción de las secciones del viaducto.



Una forma interesante de construir con dovelas prefabricadas es mediante un pórtico auxiliar que permite la sujeción de estas dovelas en un vano determinado. Las cimbras autoportantes suelen emplearse en puentes, viaductos con muchos vanos de luces moderadas. Se trata de una viga metálica que se apoya en las pilas del puente y que permite la construcción completa de uno o varios vanos. Posteriormente la cimbra se traslada horizontalmente apoyándose en las pilas del puente hasta el vano siguiente. Este procedimiento permite un ritmo elevado de construcción, similar al de las vigas prefabricadas. La amortización de estos medios exige aproximadamente cuatro usos de los mismos en obras de similares características con longitudes superiores a los 300 metros.

Figura 53.- Colocación de dovela en la sección de trabe para conexión.



Figura 54.- Izaje de Dovela con Grúa y personal capacitado para su colocación.



Figura 55.- Conexión de dovelas para su continuidad de las siguientes secciones.



Figura 56.- Colocación de dovela en la sección de trabe para conexión.



La Empresa encargada de fabricar las estructuras mecánicas (Dovelas) para lo que sería la construcción del Viaducto (Escárcega/Campeche):

RECAL INDUSTRIAL DE MÉXICO es la empresa líder en México en la aplicación de recubrimientos industriales enfocados en la protección pasiva contra fuego, sistemas de aislamiento térmico, pisos industriales y protección anticorrosiva en estructuras de acero.

✓ <https://recalglobal.com/>

Figura 57.- Empotramiento de Dovela para la continuidad de las secciones.



Los requisitos de los materiales se definen conforme a lo estipulado en las normas americanas, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, *AASHTO Bridge Construction Specifications*, *AASHTO M-251* y la norma mexicana N-CMT-2-08/04.

El material elastomérico estará constituido por caucho clorado completamente sintético (policloropreno, CR) como polímero base. Se permite la combinación con hasta un 5% de otro polímero, que puede añadirse para ayudar al procesado. No se permite el empleo de caucho natural (NR) como polímero base, debido a su peor resistencia frente a los agentes ambientales (envejecimiento y resistencia al ozono). En ningún caso se empleará caucho vulcanizado recuperado o molido.

Figura 58.- Colocación de sección dovelas a estructura de concreto reposando sobre sección de caucho.



Salvo indicación contraria expresa en los planos, se considerará un valor del módulo de cizalla (Gg) a temperatura nominal de $Gg = 1.10 \pm 0.16$ MPa.

Las propiedades físicas y mecánicas del elastómero deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Resistencia tracción a la ruptura (ASTM D 412) > 16 MPa
- ASTM D412, Die C.
- ISO 37, probeta tipo 2 (pajarita).

En el caso de probetas extraídas de los apoyos acabados completos, la resistencia mínima deberá ser 14.0 MPa.

- Alargamiento a la ruptura (ASTM D 412) > 425% (en los ensayos anteriores, ISO 37 o ASTM D412)

- Dureza *IRHD*, según ISO 48 Método N o ASTM D1415. La dureza *IRHD* obtenida en función del valor de Gg especificado deberá estar comprendida dentro de los siguientes límites:

- 60 ± 5 *IRHD*

- Resistencia al desgarro (ensayo ASTM D-624 sobre probetas tipo Die C, a temperatura standard) > 45 MPa

- Resistencia al ozono: Las probetas deberán soportar, sin que aparezcan grietas, su ensayo en una cámara estanca sometida a una saturación de 100pphm (100 partes por cada 100 millones) de ozono, durante 100h, a una temperatura de $38\pm 1^{\circ}\text{C}$, sometidas a un alargamiento del 20%, de acuerdo al ensayo *ASTM D-1149*.

- Deformación permanente a compresión (%). Se deberá garantizar la capacidad del material elastomérico para mantener sus propiedades de elasticidad a una temperatura dada sometida a una deformación constante, de acuerdo al ensayo de *compression set* referido en la *ASTM D-395* (método B, deformación constante) sobre probetas circulares tipo 1 de 29mm de diámetro y 12.5mm y separadores de 9.5mm.

No se comenzará la colocación de las tabletas prefabricadas hasta la aprobación completa del control de calidad de la estructura metálica.

El replanteo de las tabletas deberá realizarse en coordinación con el taller metálico y deberá ejecutarse previamente a su colocación. El objetivo del replanteo previo será evitar acumulaciones de errores en la colocación de las tabletas que conduzcan a que no exista espacio suficiente para el hormigonado entre los pernos y las tabletas, además de evitar posibles interferencias entre las barras pasantes y los pernos.

El apoyo de las tabletas sobre el ala los cordones longitudinales se realizarán sobre una banda de neopreno, goma blanda o porexpan para garantizar el asiento continuo de la tableta sobre la platabanda.

Se evitará totalmente la salida de la lechada por las juntas entre tabletas. Para ello se dispondrán los elementos de sellado. Dicho sellado de las juntas entre las tabletas prefabricadas se llevará a cabo mediante material inerte, tipo pvc o poliuretano.

La cara superior de la tableta se rascará con peine de púas metálicas en sentido perpendicular a los nervios de la tableta cuando el hormigón aún está fresco, con objeto de conseguir una rugosidad de 5 mm.

Se cuidará especialmente durante la fabricación de las tabletas, el desencofrado a edades tempranas del hormigón, evitando deformaciones remanentes en la pieza.

Se prestará especial atención a la preparación de la superficie del hormigón de la prelosa, que se limpiará y regará (sin encharcar) antes del vertido del concreto in situ.

El vertido del concreto se realizará de acuerdo al plano de fases de hormigonado (ver proceso constructivo).

El curado del concreto de la tableta e in situ se realizará con líquido de curado.

Figura 59.- Colocación de prelasas sobre estructura metálica (dovela) lo que sería la parte del camino donde pasara el tren.



Figura 60.- Colocación, izaje y montaje de la prelasas según lo estipulado en el plano del proyecto.



El taller metálico encargado de la ejecución de la estructura metálica desarrollará los planos de taller y de despiece de chapas a ser validados por el proyectista con anterioridad al inicio del corte de placas. Se tendrá en cuenta la geometría en 3d de la estructura, las contra flechas y las posibles deformaciones asociadas al proceso de soldadura, siendo necesario el desarrollo de un modelo 3d de la estructura que alimente a las máquinas de corte por control numérico que, obligatoriamente, el taller deberá disponer.

En todo momento se atenderá a las prescripciones recogidas en todos los documentos o planos de ejecución y control de calidad (véase el documento “especificaciones técnicas para la ejecución de las estructuras metálicas”).

Del mismo modo, se seguirá todo lo que en relación con la ejecución (incluida inspección) se indica en la AWS d1.5 (Bridge y la normativa mexicana de referencia (CMT/CTR).

El taller deberá estudiar la secuencia de montaje de cada elemento, de tal manera que le permita ejecutar todas las soldaduras.

La contra flecha se ha calculado teniendo en cuenta el proceso constructivo descrito en los planos correspondientes. Cualquier modificación de dicho proceso exigirá la correspondiente adaptación de las contra flechas

Es obligatorio realizar en taller un montaje en blanco de cada dovela a transportar a obra con al menos su dovela anterior y su dovela posterior, comprobando el ajuste de todos sus cortes.

El sistema a utilizar deberá estar certificado en base a ensayos para su uso en ambientes clasificados como C3 (categoría de corrosividad media) según ISO 12944, y clasificado como de durabilidad alta.

Su expectativa de vida, o tiempo hasta un primer mantenimiento, deberá ser mayor o igual a 25 años. Toda la pintura a utilizar en el mismo sistema procederá del mismo fabricante, que garantizará la compatibilidad de las distintas capas.

La empresa responsable deberá definir el sistema de pintura a utilizar, definiendo todas las capas necesarias de acuerdo al tipo de ambiente y durabilidad antes definidos. Previamente a su empleo el sistema de pintura a utilizar deberá ser aprobado por el proyectista y la gerencia.

Se seguirán todas las condiciones de aplicación señaladas en las hojas técnicas del Fabricante. El industrial asumirá una garantía de diez años del sistema de protección contra la corrosión, garantizando en ese plazo una oxidación menor del Grado Ri1 (según ISO 4628/39) o Re1 (según la escala europea de grados de corrosión), y respetará los requisitos del sustrato y los intervalos de repintado que señale el fabricante en esas hojas técnicas.

Previo a la aplicación de la primera capa de pintura, las superficies metálicas deberán quedar limpias de aceites u otros líquidos, así como exentas de óxidos y calamina. Para ello se le dará una preparación de superficie mediante chorreado hasta grado Sa 2-1/2 según norma ISO 8501-1.

Las superficies que queden en contacto con el concreto deberán también estar limpias de aceites u otros líquidos, y exentas de óxido y calamina. No necesitan ningún tipo de pintura, aunque se prolongará el sistema de protección del resto de la estructura, a excepción de la capa de acabado, 5 cm hacia dentro de la zona de contacto con el concreto.

El interior de los elementos metálicos inaccesibles, tanto de los laminados como los conformados por chapas, no se pintará y deberá quedar estanco.

Figura 61.- Colocación de pintura en áreas de unión para evitar la corrosión y calamidades ambientales.



10. LISTA DE OBRAS CONSULTADAS.

Mato, F. M., Santos, J., & Cornejo, M. O. (2007). Viaducto «Arroyo Las Piedras»: primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas. *Hormigón y Acero*, 58(243), 5-38. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=2259030>

ATC - 63 (2008), Cuantificación de factores de comportamiento sísmico de edificios, Informe de Proyecto ATC-63 - Borrador 90%. FEMA P695, abril.

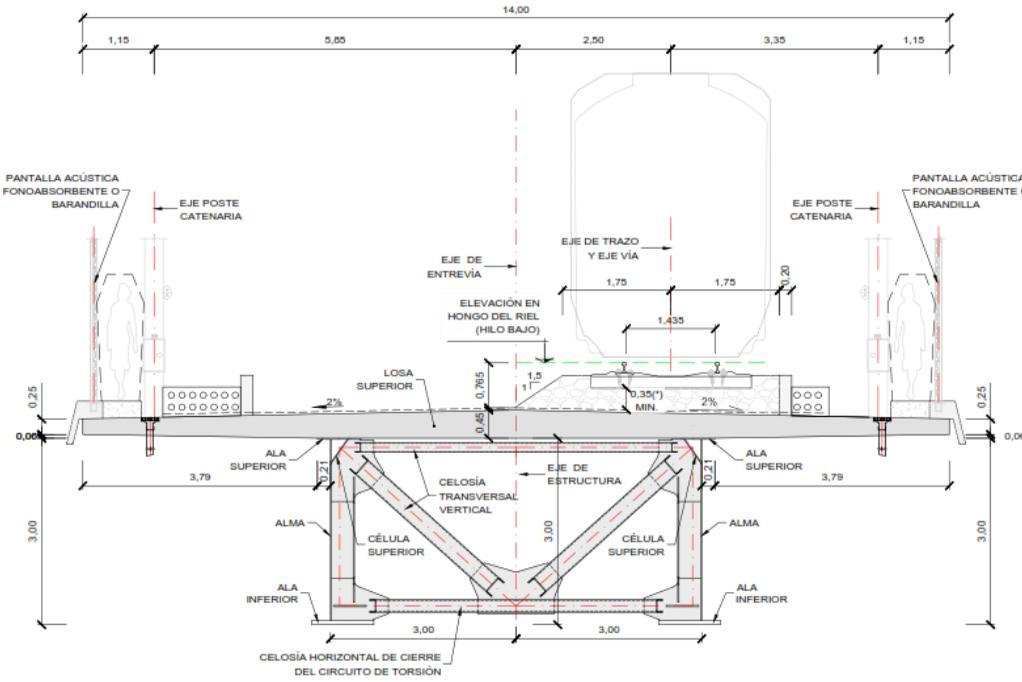
RCDF-04 (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)", Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, enero.

Tapia, E (2011), "Estudio del comportamiento de edificios regulares estructurados con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en suelos blandos", Tesis de Doctorado, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco (en prensa).

Peña, Fernando, Galván Chávez, Arturo y Meli, Roberto. (2012). Comportamiento estructural de juntas entre vigas prefabricadas de hormigón para túneles. *Hormigón y cemento. Investigación y desarrollo*, 3 (2), 2-18.

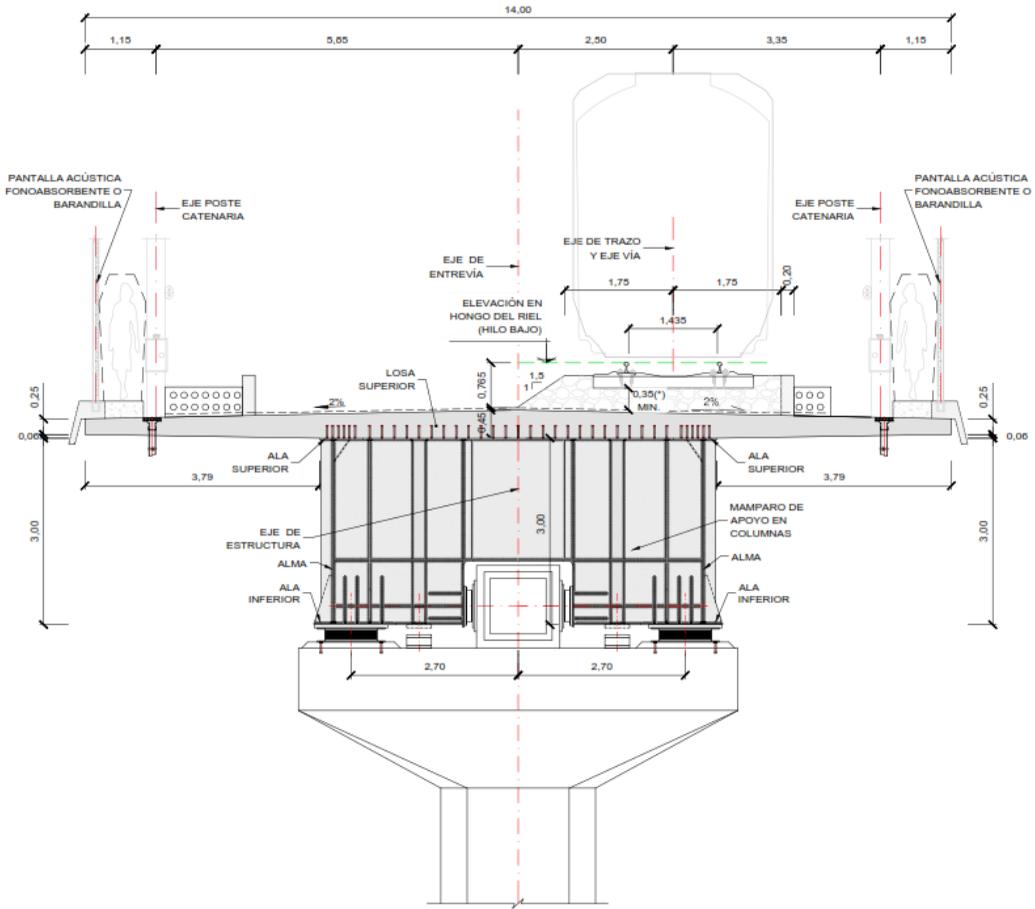
11. APÉNDICE.

Plano #1. Información de Secciones Transversales.



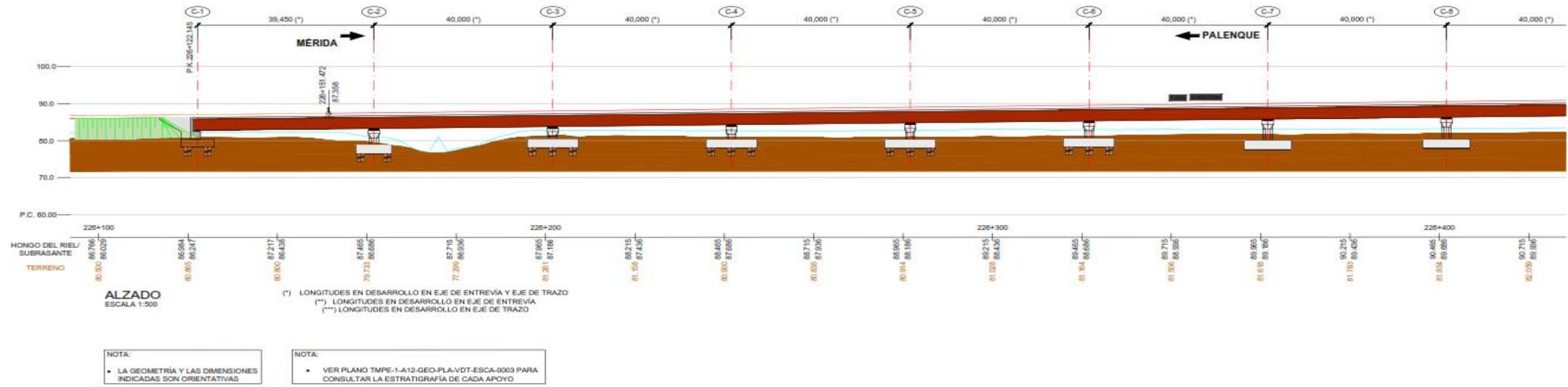
**SECCIÓN TIPO POR CENTRO DE CLARO
(1 VÍA DE SERVICIO)**
ESCALA 1:50

NOTA:
(*) LOS ESPESORES INDICADOS SON ESPESORES MÍNIMOS DE BALASTO, SIN TENER EN CUENTA EL ESPESOR DE LA CAPA DE IMPERMEABILIZACIÓN BAJO BALASTO (DE 35MM DE ESPESOR).

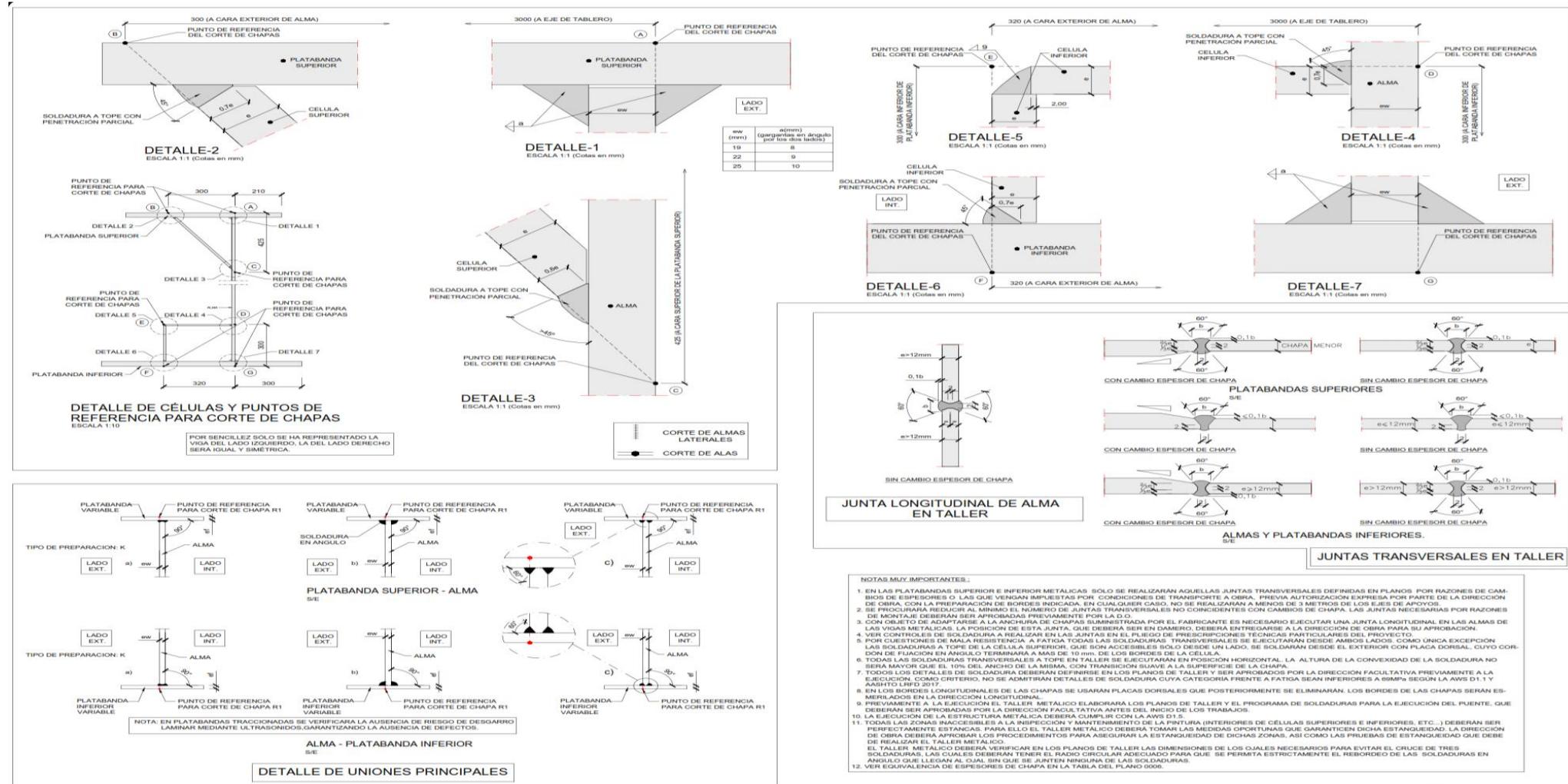


**SECCIÓN TIPO POR COLUMNA
(1 VÍA DE SERVICIO)**
ESCALA 1:50

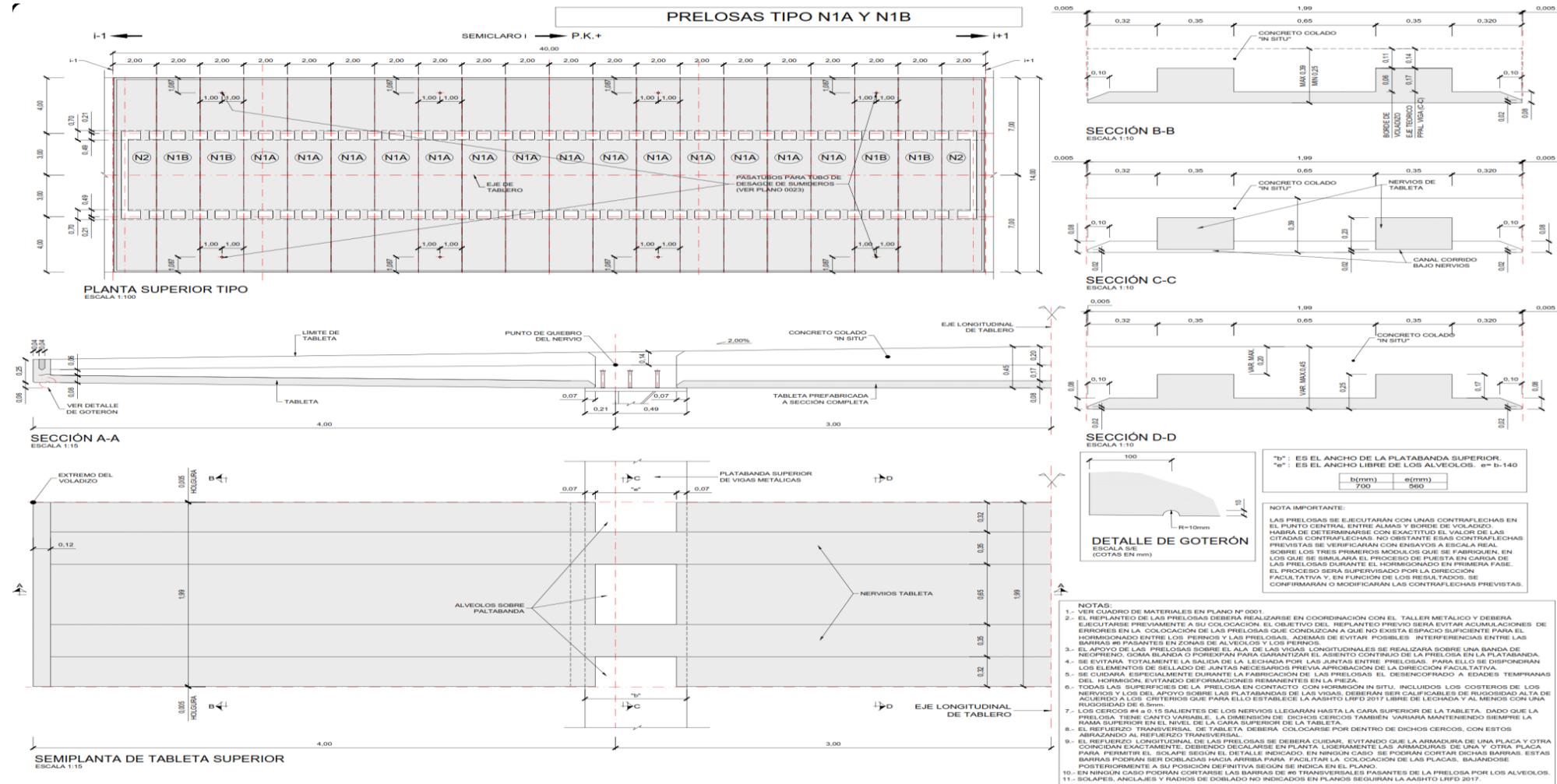
Plano #2. Planta y Alzado de Viaducto (Primera Etapa).



Plano #3. Tablero de detalles de Estructura Metálica.



Plano #4. Tablero. Def. de la losa superior y Tabletas prefabricadas.



Plano #5. Tablero. Def. de la losa superior y Tabletas prefabricadas (Acero Total).

