



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE  
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

**“CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES PARA  
FERROCARRIL EN MÉXICO, EVALUACIÓN DEL EFECTO  
DINÁMICO DE LAS CARGAS VIVAS”**

TESIS PROFESIONAL  
PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN  
LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

PRESENTA:

Ing. Franco Armando Ladislao Sánchez

ASESOR:

Dr. Hugo Hernández Barrios



MORELIA, MICH.

JUNIO 2017



# AGRADECIMIENTO

Muchos dicen que un agradecimiento debe ser breve, otros que debe ser sumamente detallado para incluir a todas las personas que formaron parte del camino para llegar a la meta a la cual uno se propone. Hoy simplemente quisiera plasmar estas palabras:

Hoy quiero agradecer como siempre a mi familia por todo el apoyo y comprensión brindada durante este proceso de mi vida profesional, así como también a mis amigos, compañeros de maestría, a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y todos mis profesores de la Maestría que nos proporcionaron todo su conocimiento de la mejor manera e intención, en particular a mi asesor de Tesis.

Como agradecimiento final y sumamente especial a la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, la Dirección General de Carreteras, Dirección General de Transporte Ferroviario y Multimodal, y demás dependencias que proporcionaron información para el desarrollo de esta tesis.

**¡Gracias!**



# RESUMEN

A lo largo de este trabajo de tesis se dará a conocer la importancia de los ferrocarriles con base en el Programa nacional de Infraestructura (2014-2018) y las características de los proyectos de puentes de ferrocarril que actualmente se están construyendo en México. Se desarrollará el criterio de evaluación de las cargas y acciones propias del diseño de éste tipo de estructuras, haciendo énfasis en la aplicación de la carga viva y su factor de impacto dinámico, especialmente en puentes de trenes de alta velocidad para evitar efectos resonantes. Ya que la correcta evaluación de las cargas vivas es un factor determinante para definir la tipología de la estructura, y que afecta directamente su vida útil y de servicio. Finalizando con un capítulo en el cual se expondrá el procedimiento de cálculo que se aplica para el diseño de estructuras de ferrocarril en México.

**Palabras clave:**

Programa Nacional de Infraestructura, Puentes de Ferrocarril en México, Cargas vivas de Ferrocarril, Coeficiente de impacto, Efectos Dinámicos en trenes, Criterios de Diseño.



# ABSTRACT

In this work of thesis will be given to know the importance of the railways based on National of Infrastructure Program (2014-2018) and the characteristics of the railway bridge projects currently being built in Mexico. It will develop the criteria of evaluation of loads and actions own of the design of this type of structures, with emphasis on the application of the live load and its factor of dynamic impact, especially on bridges of high-speed trains to avoid resonant effects. The correct evaluation of the live loads is a factor determining to define de typology of the structure, and that affects directly his life useful and of service. Ending with a chapter in which the procedure will be exposed of the calculation applies to the design of structures of railroad in Mexico.

**Keywords:**

National Infrastructure Program. Rail Bridges in Mexico, Railroad Loads, Impact Coefficient, Dynamic Effects on Trains, Design Criteria.



# OBJETIVOS

## OBJETIVO GENERAL

Proporcionar el criterio de análisis y diseño que deben considerarse en los nuevos proyectos de puentes para ferrocarril en México, garantizando que sean óptimos y técnicamente viables.

## OBJETIVOS PARTICULARES

Mostrar la importancia de los ferrocarriles en México como modo de transporte con base al Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018

Definir los elementos y características que debe reunir un proyecto nuevo de puente para ferrocarril desde el punto de vista de diseño estructural en México.

Dar a conocer los efectos dinámicos y métodos de evaluación de las cargas vivas incluyendo la posibilidad del fenómeno de la resonancia en altas velocidades, y su relación con el comportamiento de la estructura.

Establecer los criterios de diseño para puentes de ferrocarril en México, basados en las Especificaciones AREMA, Eurocódigo 1 y la normativa Mexicana para así definir una metodología aplicable en México



# JUSTIFICACIÓN

México como país en desarrollo requiere potencializar su infraestructura ferroviaria para ser mayormente competitivo a nivel mundial, esto solo se logrará haciendo una integración de sus diferentes modos de transporte con una visión multimodal.

Debido al constante crecimiento y modernización de la red ferroviaria de nuestro país, surge la necesidad de satisfacer la demanda de infraestructura para el ferrocarril tales como: puentes, viaductos, pasos superiores e inferiores, para los cuales es necesario realizar un proyecto, cuyo diseño y ejecución se debe realizar correctamente para garantizar la vida útil de la estructura.

El proyecto, diseño y construcción de puentes para ferrocarril en México; es desarrollado principalmente por empresas especialistas que están directamente relacionadas con este modo de transporte, por tal circunstancia ésta información se encuentra restringida solo para algunos.

Aunado a esto, actualmente en México no existe normativa oficial para este tipo de proyectos, lo cual genera que haya ciertas deficiencias en su análisis, diseño y revisión, ya sea por falta de conocimiento o mala interpretación de las especificaciones por parte del ingeniero. De ahí que surge la necesidad desarrollar este trabajo y establecer las bases de criterio que servirá como guía a futuros proyectistas que están relacionados con este medio.



# HIPÓTESIS

México al contar con una red e infraestructura ferroviaria, podrá consolidarse como una economía capaz de competir mundialmente con otros países, siempre y cuando se desarrolle bajo el concepto de transporte multimodal.

El ferrocarril mexicano está preparado para hacer la transición de trenes carga de baja velocidad a mediana velocidad, e inclusiva para la inserción de trenes de pasajeros de alta velocidad.

La aportación y difusión de los criterios de análisis y diseño para proyectos de puentes de ferrocarril servirá como guía a futuros proyectistas, lo cual propiciará el desarrollo de la capacidad técnica para garantizar el buen funcionamiento y vida útil de la estructura.



# MATERIAL Y MÉTODOS

El método de investigación bajo el cual se desarrolló este trabajo de tesis fue de carácter descriptivo, resaltando que la información propia de los proyectos estructurales de ferrocarril que sirvieron para la elaboración de éste documento fue proporcionada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), cuyo manejo fue propiamente académico con fines de investigación y aportación al estado del arte.

Primeramente se estableció la importancia de los ferrocarriles en México basados en el Programa Nacional de Infraestructura (PNI) 2014-2018, para posteriormente describir la tipología y características principales de los puentes de ferrocarril que actualmente existen en la red ferroviaria del país. Adicionalmente se resaltó la importancia del efecto de la carga viva de ferrocarril y su correcta evaluación basados en las normas internacionales aplicables tales como las especificaciones AREMA y el Eurocódigo 1.

Finalmente en el último capítulo, resultado del análisis de los proyectos de ferrocarril en estudio, en conjunto con las prácticas generales; se estableció una metodología de cálculo para el análisis y diseños de los puentes de ferrocarril en México.



# ÍNDICE

<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>i</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>ii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>iii</b>
<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>iv</b>
<b>JUSTIFICACIÓN .....</b>	<b>v</b>
<b>HIPÓTESIS.....</b>	<b>vi</b>
<b>MATERIAL Y MÉTODOS .....</b>	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>viii</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1. LOS FERROCARRILES EN MÉXICO DE ACUERDO AL PNI (2014-2018).....</b>	<b>5</b>
1.1 SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES .....	5
1.2 INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA.....	7
1.3 OBJETIVO DEL SECTOR, DEFINICIÓN ESTRATEGIAS Y LÍNEAS DE ACCIÓN.....	9



1.3.1 DEFINICIÓN DE ESTRATEGIA NO.1 .....	11
1.3.1.1 PROYECTOS DE INVERSIÓN QUE SE REALIZARÁN RESULTADO DE LA ESTRATEGIA NO.1: .....	12
1.3.2 DEFINICIÓN ESTRATEGIA NO.2 .....	14
1.3.2.1 PROYECTOS DE INVERSIÓN QUE SE REALIZARÁN RESULTADO DE LA ESTRATEGIA NO.2: .....	15
1.3.3 ESTRATEGIA TRANSVERSAL SUR-SURESTE .....	19
1.3.3.1 PROYECTOS DE INVERSIÓN QUE SE REALIZARÁN RESULTADO DE LA ESTRATEGIA TRANSVERSAL SUR-SURESTE: .....	19
<b>CAPÍTULO 2. TIPOLOGÍA DE LOS PUENTES DE FERROCARRIL EN MÉXICO, PROYECTOS NUEVOS.....</b>	<b>21</b>
2.1 PROYECTOS DE FERROCARRIL .....	21
2.2 VIADUCTO FÉRREO DE LA NUEVA LINEA “NBA” DEL LIBRAMIENTO FERROVIARIO DE CELAYA .....	23
2.2.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA .....	23
2.2.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA .....	26
2.3 PASO INFERIOR DE FERROCARRIL KM 7+243.30.....	29
2.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA .....	29
2.3.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA .....	30
2.4 PASO INFERIOR DE FERROCARRIL KM 86+802 .....	33
2.4.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA .....	33
2.4.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA .....	35
2.5 PUENTE “RIO LAJA III” .....	38
2.5.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA .....	38
2.5.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA .....	41



2.6 CRUCERO INFERIOR VIAL KM 4+471.39 .....	43
2.6.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA .....	43
2.6.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA .....	45
2.7 CRUCERO INFERIOR VEHICULAR LÍNEA “A” 357+085.962 .....	46
2.7.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA .....	46
2.7.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA .....	48
2.8 PASO INFERIOR DE FERROCARRIL “S” KM 292+970.00 .....	49
2.8.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA .....	49
2.8.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA.....	50
<b>CAPÍTULO 3. CARGAS VIVAS DE FERROCARRIL.....</b>	<b>53</b>
3.1 CARGAS VIVAS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES AREMA.....	54
3.1.1 FACTOR DE IMPACTO.....	56
3.1.2 DISTRIBUCIONES DE CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL...	58
3.2 CARGAS VIVAS INDICADAS EN LA NORMATIVA EL EUROCÓDIGO Y IAPF .....	60
3.2.1 MODELOS DE CARGAS VIVAS VERTICALES PARA PUENTES .....	60
3.2.1.1 MODELO DE CARGA 71 y SW/0.....	60
3.2.1.2 MODELO DE CARGA SW/0 y SW/2 .....	62
3.2.1.3 MODELO DE CARGAS “TREN SIN CARGA” .....	63
3.3 COEFICIENTE DINÁMICO .....	63
3.3.1 EL COEFICIENTE DINÁMICO DE IMPACTO ENVOLVENTE .....	63
3.3.1.1 Longitud determinante $L\Phi$ .....	65
3.3.2 COEFICIENTE DE IMPACTO PARA TRENES REALES.....	66
3.3.3 REDUCCIÓN DE EFECTOS DINÁMICOS .....	68
3.4 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS .....	69



3.4.1 ANÁLISIS TRANSVERSAL DE LAS CARGAS .....	69
3.4.1.1 DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE ACCIONES A TRAVÉS DE LOS DURMIENTES Y EL BALASTO.....	70
3.4.2 DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE CARGAS POR EJE EN VÍAS, DURMIENTES Y BALASTO. ....	72
3.4.2.1 DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE UNA CARGA PUNTUAL O DE UNA CARGA DE RUEDA A LO LARGO DEL CARRIL .....	72
3.4.2.2 DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE CARGA EN LOS DURMIENTES Y EL BALASTO.....	73
<b>CAPITULO 4. EFECTOS DINÁMICOS EN TRENES DE MEDIANA Y ALTA VELOCIDAD.....</b>	<b>75</b>
4.1 MODELOS DINÁMICOS PARA ANÁLISIS DE PUENTES DE FERROCARRIL .....	77
4.1.1 MODELOS NUMÉRICOS BASADOS EN SERIES ARMÓNICOS .....	77
4.1.2 MODELOS NUMÉRICOS BASADO EN CARGAS MÓVILES .....	81
4.1.2.1 MÉTODOS ANALÍTICOS .....	81
4.1.2.2 MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	83
4.1.3 MODELOS BASADOS EN LA INTERACCIÓN VEHÍCULO- ESTRUCTURA .....	84
4.1.3.1 MODELOS INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA COMPLETOS.....	84
4.1.3.2 MODELOS INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA SIMPLIFICADOS.....	86
4.2 REQUISITOS PARA REALIZAR UN ANÁLISIS DINÁMICO SIMPLIFICADO O DIRECTO.....	88
4.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO ....	89



4.3.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL PUENTE .....	90
4.3.1.1 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL .....	90
4.3.1.2 RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA .....	90
4.3.2 INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA.....	91
4.3.2.1 PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN LA INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA.....	91
4.3.2.2 CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	92
4.3.2.3 CONFIGURACIÓN DE LA VÍA .....	93
4.3.2.4 PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA .....	93
4.3.2.5 PROPIEDADES DE LA VÍA.....	94
4.3.2.6 MODELO DE INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA.....	95
4.4 ANÁLISIS DINÁMICO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD.....	97
4.4.1 TRENES UNIVERSALES DE ALTA VELOCIDAD .....	97
4.4.2 MODELO DE CARGA HSLM.....	99
4.4.2.1 MODELO DE CARGA HSML-A.....	100
4.4.2.2 MODELO DE CARGA HSML-B.....	101
4.5 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DINÁMICO .....	102
4.5.1 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE ACUERDO AL EUROCÓDIGO UNE2-EN-1991-2 .....	102
4.5.1.1 CRITERIO DE APLICACIÓN.....	104
4.5.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE ACUERDO A LA INSTRUCCIÓN DE ACCIONES EN PUENTES DE FERROCARRIL (IAPF).....	104
4.5.2.1 CRITERIO DE APLICACIÓN.....	105
<b>CAPÍTULO 5. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO EN LA PRÁCTICA ACTUAL.....</b>	<b>106</b>
5.1 ESPECIFICACIONES AREMA .....	107



5.2 CARGAS Y ACCIONES .....	107
5.2.1 CARGA MUERTA .....	108
5.2.2 CARGA VIVA TIPO COOPER .....	109
5.2.3 CARGA DE IMPACTO .....	111
5.2.4 FUERZA CENTRIFUGA .....	111
5.2.5 PRESIÓN DE TIERRA .....	112
5.2.6 CARGA DE SUPRESIÓN .....	114
5.2.7 CARGA DE VIENTO .....	114
5.2.7.1 CARGA VIENTO EN LA ESTRUCTURA .....	114
5.2.7.2 CARGA VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA .....	115
5.2.8 FUERZA LONGITUDINAL POR CARGA VIVA (FRENAJE) .....	115
5.2.9 FRICCIÓN .....	116
5.2.10 FUERZA SÍSMICA .....	116
5.2.10.1 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA Y ESPECTROS DE DISEÑO .....	116
5.2.10.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE LAS CARGAS POR SISMO .....	119
5.2.10.2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO .....	119
5.2.10.2.2 MÉTODO CUASIDINÁMICO .....	120
5.2.10.2.2.1 PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	121
5.2.10.2.2.2 PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	121
5.2.10.2.3 MÉTODO DINÁMICO .....	122
5.2.10.2.3.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL .....	122
5.2.10.3 COMBINACIÓN DE EFECTOS SÍSMICOS .....	125
5.2.11 EMPUJE DINÁMICO DEL AGUA .....	125
5.2.12 OTRAS FUERZAS .....	125
5.3 COMBINACIONES DE GRUPOS DE CARGA .....	126



<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>129</b>
<b>APÉNDICE A TABLAS Y FIGURAS COMPLEMENTARIAS .....</b>	<b>131</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>138</b>



# RELACIÓN DE TABLAS Y FIGURAS

Tabla 1.1 Alineación Estratégica .....	10
Tabla 1.2 Estrategia 1.1 .....	11
Tabla 1.3 Estrategia 1.2 .....	14
Tabla 3.1 Valores particulares de las cargas verticales para los modelos de carga SW/0 y SW/7.....	62
Tabla 4.1 Valores recomendables de amortiguamiento.....	90
Tabla 4.2 Valores para la familia de trenes del modelo de carga HSML-A .....	101
Tabla 4.3 Resumen de casos de carga adicionales dependiendo del número de vías sobre el puente.....	104
Tabla 5.1 Pesos Volumétricos para Esfuerzos de carga muerta .....	108
Tabla 5.2 Valores Características del espectro sísmico para estructuras Tipo B	118
Tabla 5.3 Valores del factor ductilidad de comportamiento sísmico Q.....	120
Tabla 5.4 Grupos de combinaciones de carga (Diseño por Cargas de Servicio)	126
Tabla 5.5 Grupos de combinaciones de carga (Diseño por Cargas de Factorizadas) .....	127
Tabla A.1 Longitudes determinantes (Eurocódigo UNE-EN-1991-2-2004) .....	132
Tabla A.2 Valores máximos (v/no)lim para vigas y losas simplemente apoyadas y aceleración máxima permitida $a_{máx} < 3.50m/s^2$ .....	136
Tabla A.3 Valores máximos (v/no)lim para vigas y losas simplemente apoyadas y aceleración máxima permitida $a_{máx} < 5.00m/s^2$ .....	137



Figura A Distribución de la Red Ferroviaria Mexicana.....	3
Figura B Estructuras de Ferrocarril de la Republica Mexica en la Red Federal .....	4
Figura 1.1 Movilización de carga por los principales modos de transporte en México, 2008-2012.....	6
Figura 1.2 Ahorro potencial promedio por ferrocarril y barco respecto al autotransporte.....	7
Figura 1.3 Composición del sistema ferroviario mexicano, 2012 .....	8
Figura 1.4 Mapa de los principales proyectos de la Estrategia 1.1 .....	13
Figura 1.5 Mapa de los principales proyectos de la Estrategia 1.2.....	18
Figura 1.6 Mapa de los principales proyectos de la Región Sur-Sureste.....	20
Figura 2.1 Sección transversal Superestructura tramos con trabes armadas .....	23
Figura 2.2 Sección transversal Superestructura en tramos con trabes sección cajón .....	24
Figura 2.3 Sección transversal de la trabe armada tipo.....	25
Figura 2.4 Sección transversal de la trabe armada tramos 2-3 y 4-5.....	25
Figura 2.5 Configuración típica de los apoyos del viaducto .....	26
Figura 2.6 Geometría de caballetes extremos.....	27
Figura 2.7 Geometría de pilas intermedias.....	27
Figura 2.8 Carga móvil de proyecto Cooper E-80 .....	28
Figura 2.9 Sección trasversal superestructura tipo.....	29
Figura 2.10 Geometría Trabe tipo Nebraska y detalle de postensado .....	30
Figura 2.11 Detalle del diafragma extremo presforzado .....	30
Figura 2.12 Geometría típica de los Caballetes extremos .....	31
Figura 2.13 Corte longitudinal de la estructura del inferior paso de ferrocarril .....	31
Figura 2.14 Carga móvil de proyecto Cooper E-80 .....	32
Figura 2.15 Vista longitudinal del paso de ferrocarril .....	33
Figura 2.16 Sección transversal del paso de ferrocarril.....	33
Figura 2.17 Geometría de la trabe AASHTO tipo VI modificada.....	34



Figura 2.18 Detalle de refuerzo y presfuerzo para los claros 0-1 y 1-2, 2-3. Respectivamente .....	34
Figura 2.19 Geometría del estribo no. 0 .....	35
Figura 2.20 Geometría del caballete no. 3 .....	36
Figura 2.21 Geometría típica de la pila intermedia no.1 y no. 2.....	36
Figura 2.22 Distribución de los apoyos del puente .....	37
Figura 2.23 Carga móvil de proyecto Cooper E-80 .....	37
Figura 2.24 Corte Longitudinal del puente las Lajas III.....	38
Figura 2.25 Sección transversal en los claros extremos.....	39
Figura 2.26 Sección transversal en el claro central .....	39
Figura 2.27 Geometría de la trabe AASHTO tipo VI.....	40
Figura 2.28 Detalle del presfuerzo de las traves de los tramos exteriores y central .....	40
Figura 2.29 Geometría de típica de los caballetes extremos no. 1 y no.4.....	41
Figura 2.30 Geometría general de la pila intermedia no.2 y no.3 .....	42
Figura 2.31 Planta de proyecto del puente las Lajas III .....	42
Figura 2.32 Sección transversal de la estructura del crucero .....	43
Figura 2.33 Planta de proyecto .....	43
Figura 2.34 Detalle sistema de piso de la superestructura de acero estructural...	44
Figura 2.35 Detalle planta del sistema de piso de la superestructura .....	44
Figura 2.36 Corte longitudinal por eje del camino del proyecto .....	45
Figura 2.37 Corte longitudinal del paso a desnivel .....	46
Figura 2.38 Planta de proyecto con el paso de dos vías a nivel.....	46
Figura 2.39 Detalle de la configuración de traves cajón que soportan el paso del ferrocarril.....	47
Figura 2.40 Geometría de las traves cajón de concreto presforzado de proyecto	47
Figura 2.41 Corte transversal de la estructura del paso a desnivel .....	48
Figura 2.42 Corte transversal de la estructura.....	49
Figura 2.43 Planta de proyecto .....	49



Figura 2.44 Geometría de las traveses cajón de concreto presforzado de proyecto	50
Figura 2.45 Corte longitudinal del paso .....	51
Figura 2.46 Detalle del refuerzo estructural del estribo .....	51
Figura 2.47 Carga móvil de proyecto Cooper E-80 .....	52
Figura 3.1 Carga Viva tipo Cooper .....	54
Figura 3.2 Carga tipo Cooper E-80 .....	55
Figura 3.3 Modelo de Alternativo de 4 cargas .....	56
Figura 3.4 Distribución Longitudinal .....	59
Figura 3.5 Distribución Transversal.....	59
Figura 3.6 Modelo de carga 71 .....	61
Figura 3.7 Modelo de cargas SW/0 y SW/2.....	62
Figura 3.8 Excentricidad de las cargas verticales.....	70
Figura 3. 9 (a) y (b) Distribución transversal de las acciones a través de traviesas y balasto, vía sin peralte. ....	71
Figura 3.10 Distribución transversal de las acciones a través de los durmientes y el balasto, con peralte.....	71
Figura 3.11 Distribución longitudinal a lo largo del carril.....	72
Figura 4.1 Impronta dinámica de los principales trenes de alta velocidad de Europa .....	80
Figura 4.2 Carga móvil puntual aislada sobre el puente .....	82
Figura 4.3 Respuesta a un tren de cargas sobre el puente .....	83
Figura 4.4 Modelo completo de Interacción vehículo-estructura.....	85
Figura 4.5 Modelo simplificado de interacción vehículo-estructura.....	86
Figura 4.6 Variante del Modelo simplificado de Interacción vehículo–estructura (UIC) .....	87
Figura 4.7 Clasificación de estructuras y Longitudes de dilatación.....	92
Figura 4.8 Ejemplo de la rigidez longitudinal equivalente propia de los apoyos de un puente en estudio.....	94



Figura 4.9 Modelo de Interacción vía-estructura .....	95
Figura 4.10 Variación fuerza cortante longitudinal en función del desplazamiento de la vía (vía única).....	96
Figura 4.11 Tren articulado (AVE, EUROSTAR, TGV) .....	98
Figura 4.12 Tren convencional (ETR-Y, ICE2, VIRGIN) .....	98
Figura 4.13 Tren regular (TALGO) .....	98
Figura 4.14 Modelo de carga HSML-A .....	100
Figura 4.15 Modelo de carga HSML-B .....	101
Figura 4.16 Definición de distancia y numero de ejes en función del claro.....	102
Figura 5.1 Carga tipo Cooper E-80 .....	109
Figura 5.2 Modelo de carga Cooper E80 en el programa SAP2000 .....	110
Figura 5.3 Diagramas de envolventes de momento flexionante y fuerza cortante para el diseño de traveses de un puente continuo.....	110
Figura 5.4 Carga tipo Cooper E-80 .....	113
Figura 5.5 Regionalización sísmica de la República Mexicana .....	117
Figura 5.6 Espectro sísmico característico.....	118
Figura 5.7 Modelo Estructural de un puente con el software SAP2000 .....	124
Figura 5.8 Espectro de Respuesta para el Análisis Dinámico en SAP2000.....	124
Figura A.1 Límites de la frecuencia natural del puente $f_0$ ( $n_0$ ) en Hz en función del claro $L$ o $L\Phi$ . (Eurocódigo UNE-EN-1991-2-2004) .....	135



# INTRODUCCIÓN

El ferrocarril es uno de los modos de transporte más utilizado el mundo para el transporte de grandes volúmenes de carga a grandes distancias, tales como materiales de producción agrícola, para la construcción, industriales, e incluso maquinaria pesada o productos para su comercialización; asimismo para el transporte de pasajeros con fines de movilidad nacional o internacional como es el caso de la Unión Europea.

El desarrollo del ferrocarril en México como bien es sabido tuvo su mayor auge durante el Porfiriato, periodo en el cual el Presidente Porfirio Díaz implemento este modo de transporte en nuestro país, conectando los principales polos económicos ubicados en las ciudades con mayor concentración de población como lo eran México, Veracruz, Puebla y algunas ciudades fronterizas por su posición estratégica para el paso de bienes.

Para lograr que esto fuera realidad se optó por concesiones a empresas extranjeras, como lo fue con países Europeos, particulares de Capital Mexicano, pero principalmente con nuestro vecino del norte Estados Unidos, con el cual hasta el día de hoy mantenemos una participación de aproximadamente 80% de nuestras relaciones comerciales totales colocándolo como nuestro principal socio.



No fue hasta el sexenio de Lázaro Cárdenas cuando fuera nacionalizado el sector ferroviario, sin embargo, el desarrollo del ferrocarril en los años subsecuentes fue lento y su crecimiento fue realmente de poco impacto. Uno de los problemas que fue sufriendo este modo de transporte durante el desarrollo del país, fue que las velocidades promedio de operación del ferrocarril eran muy bajas comparadas con las del autotransporte federal, colocándolo en una posición desfavorable además de que con el aumento y la necesidad de transportar un mayor número de carga se requería potencializar la capacidad de arrastre de las locomotoras lo cual sugería una gran inversión en la actualización de estos equipos incosteable.

Lo que ocasiono que para finales del siglo pasado, para ser más preciso en el año 1994, la paraestatal Ferrocarriles Nacionales encargada de la administración de los ferrocarriles en México fuera privatizada, la situación de descuido que presentaba la red ferroviaria, la falta de mantenimiento y el costo de operación que era incosteable y poco rentable para el gobierno, fue el motivo principal por el que el gobierno optó por la privatización de los ferrocarriles con la promesa de reavivar este modo de transporte por medio de una licitación pública y una participación de inversión extranjera máxima de 49%, condicionando a las empresas a dar un mantenimiento a su vía concesionada además de incorporar nuevos libramientos o tramos de vía por un periodo de 50 años con posibilidad de prorrogarse por otros 50 años, y al finalizar este periodo los bienes pasaran nuevamente al Estado Mexicano.

Hoy en día existen 7 empresas concesionarias que continúan operando ferrocarriles de carga, todos ellos socios de la AMF: Ferromex, Kansas City Southern de México, Ferrosur, Terminal y Ferrocarril del Valle de México, Línea Coahuila-Durango, el Ferrocarril del Istmo y el Ferrocarril CZRY (Tijuana-Tecate). Adicionalmente, existe un ferrocarril suburbano en la Ciudad de México y dos ferrocarriles turísticos (el Chihuahua al Pacífico, conocido como el CH-P, y el Tequila Express). También están en la Asociación, el Metro y el Tren Ligero del



## INTRODUCCIÓN

D.F., y los trenes eléctricos de Monterrey y Guadalajara. Tal y como se puede apreciar en la siguiente figura:



*Figura A Distribución de la Red Ferroviaria Mexicana.  
Fuente: (Asociación Mexicana de Ferrocarriles, 2013).*

El ferrocarril en México tiene un futuro prometedor ya que como se verá en el capítulo 1, este modo de transporte se está adaptando a las nuevas necesidades y demandas económicas del país, siendo una pieza fundamental para el transporte multimodal de México.

Simplemente tomando como base los datos del Sistema de Puentes Mexicano (SIPUMEX), el cual integra el inventario total de las estructuras de puentes de la Red Federal de Caminos del país, enfocándonos específicamente en las estructuras de ferrocarril tales como: puentes, viaductos, pasos superiores o inferiores; se obtiene la siguiente grafica estadística (figura B) donde se observa el numero estructuras por estado de la Republica construidos actualmente.



## INTRODUCCIÓN

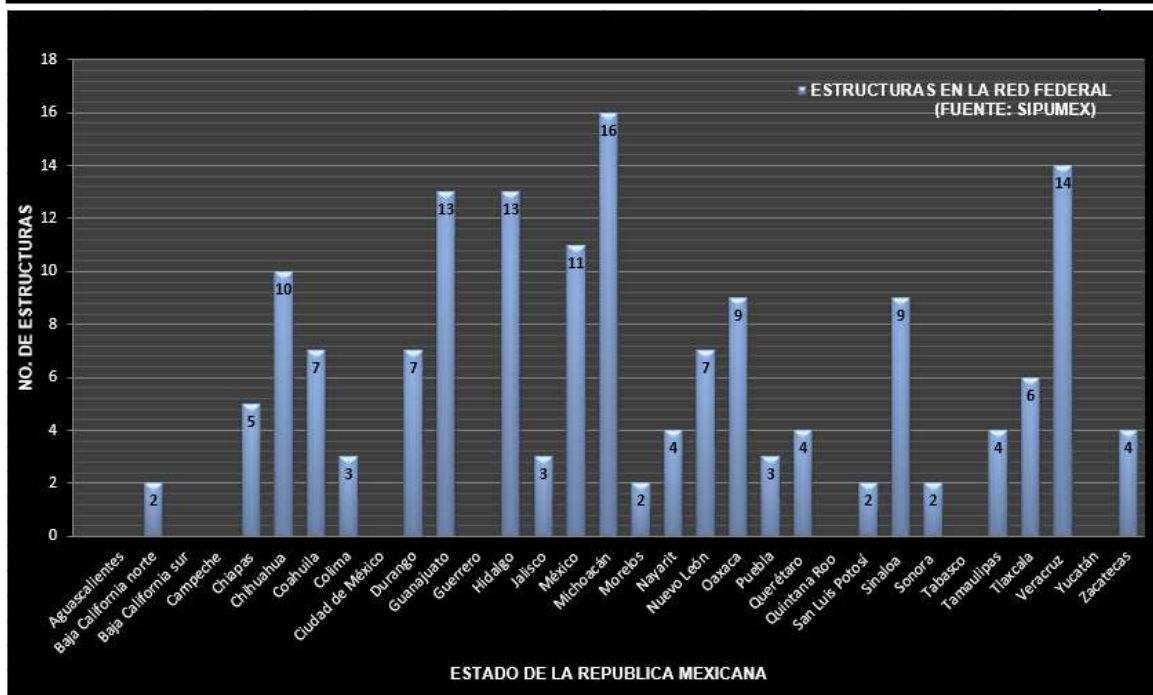


Figura B Estructuras de Ferrocarril de la Republica Mexica en la Red Federal.  
Fuente: (Elaboración propia).

A lo largo de este trabajo de tesis se darán a conocer las características de los proyectos de puentes de ferrocarril que actualmente se están construyendo, así como el criterio de evaluación de las cargas y acciones, propias del diseño de éste tipo de estructuras, haciendo énfasis en la aplicación de la carga viva y su factor de impacto dinámico, ya que es éste es un factor determinante para definir el tipo de sistema portante de la estructura y que afecta directamente la vida útil de la misma.

Finalizando con un capítulo en el cual se expondrá el procedimiento de cálculo que se aplica para el diseño de estructuras de ferrocarril en México.



# CAPÍTULO 1

## LOS FERROCARRILES EN MÉXICO DE ACUERDO AL PNI (2014-2018)

### 1.1 SECTOR COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

La secretaria de comunicaciones y transportes (SCT), a través de lo expresado en el Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, tiene el objetivo de ampliar la conectividad integral entre los diferentes sistemas de transportes para lograr mayores niveles de productividad, competitividad y crecimiento económico.

Como es muy sabido la infraestructura de un país es un factor determinante para el crecimiento y desarrollo económico, ya que al estar conectados los principales polos de desarrollo se genera una vinculación e integración de las diferentes regiones del país, se disminuyen los costos en el transporte de mercancías y se crea una mayor competitividad entre las empresas en el sector, lo cual, se ve reflejado en la calidad del servicio.

Tal como se muestra en la figura no.1, en el año 2012 el autotransporte federal movía el 55% de la carga de nuestro país, seguido por la vía marítima en un 34%



y finalmente en el sector ferroviario un 11 %. México cuenta con una red ferroviaria de 26727 km de vías, de las cuales 20,722 km forman parte de las vías troncales y sus ramales, en la mayoría concesionada, 4450 km son vías secundarias y 1555 km.

(Millones de toneladas)

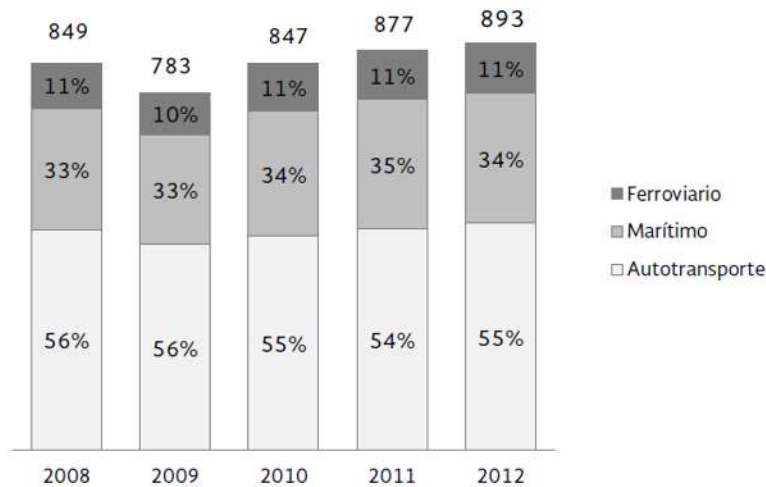
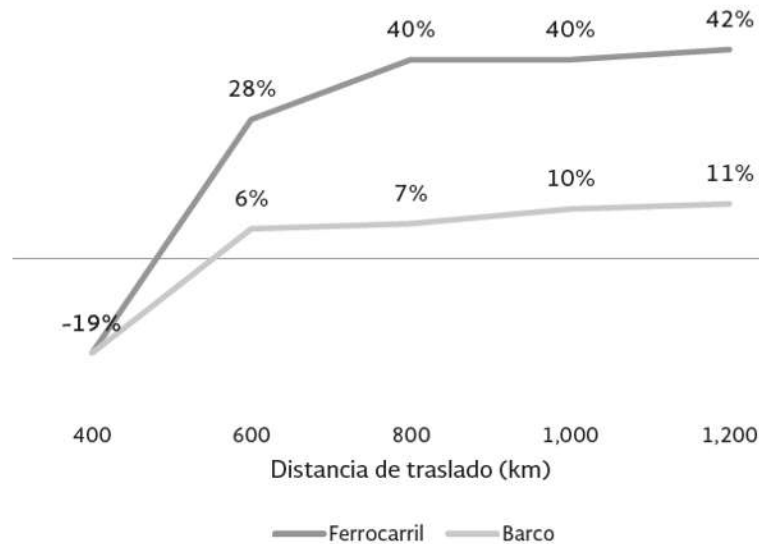


Figura 1.1 Movilización de carga por los principales modos de transporte en México 2008-2012.  
Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014)

Actualmente en México es de suma importancia promover el transporte multimodal, así como el desarrollo del sistema nacional de plataformas logísticas, lo cual propiciara el desarrollo de la economía, el mercado interno y las exportaciones.

El promedio de las distancias de los flujos de carga que existen entre las principales entidades afecta directamente al costo de traslado, con un promedio de entre 400 y 500 kilómetros. Al realizar la comparativa de costo entre el autotransporte y el movimiento ferrocarril y barco se observa que son alternativas de transporte más económicas y eficientes en un 42% versus 11 % del autotransporte, tal como puede apreciarse en la figura 1.2.



*Figura 1.2 Ahorro potencial promedio por ferrocarril y barco respecto al autotransporte.  
Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014)*

Por tal motivo el objetivo del sector es “Contar con una infraestructura y una plataforma logística de transportes y comunicaciones modernas que fomenten una mayor competitividad, productividad y desarrollo económico y social”.

## 1.2 INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA

Actualmente la infraestructura ferroviaria cuenta con 26,727 m de vías, de las cuales 20,722 km forman parte de la red troncal y sus ramales, que en su gran mayoría se encuentran concesionadas, 4,500 km pertenecen a vías secundarias y solo 1,555 km pertenecen a particulares, dicha distribución se puede observar en la figura 1.3.

En el año 2014 la Organización para la Cooperación y Desarrollo Económicos (OCDE) indica que el desempeño del servicio ferroviario en México ha mejorado considerablemente desde el año 1995 en calidad de gestión, material rodante,



productividad de capital y de trabajo, así como el aumento de niveles de tráfico y cuotas en el mercado.

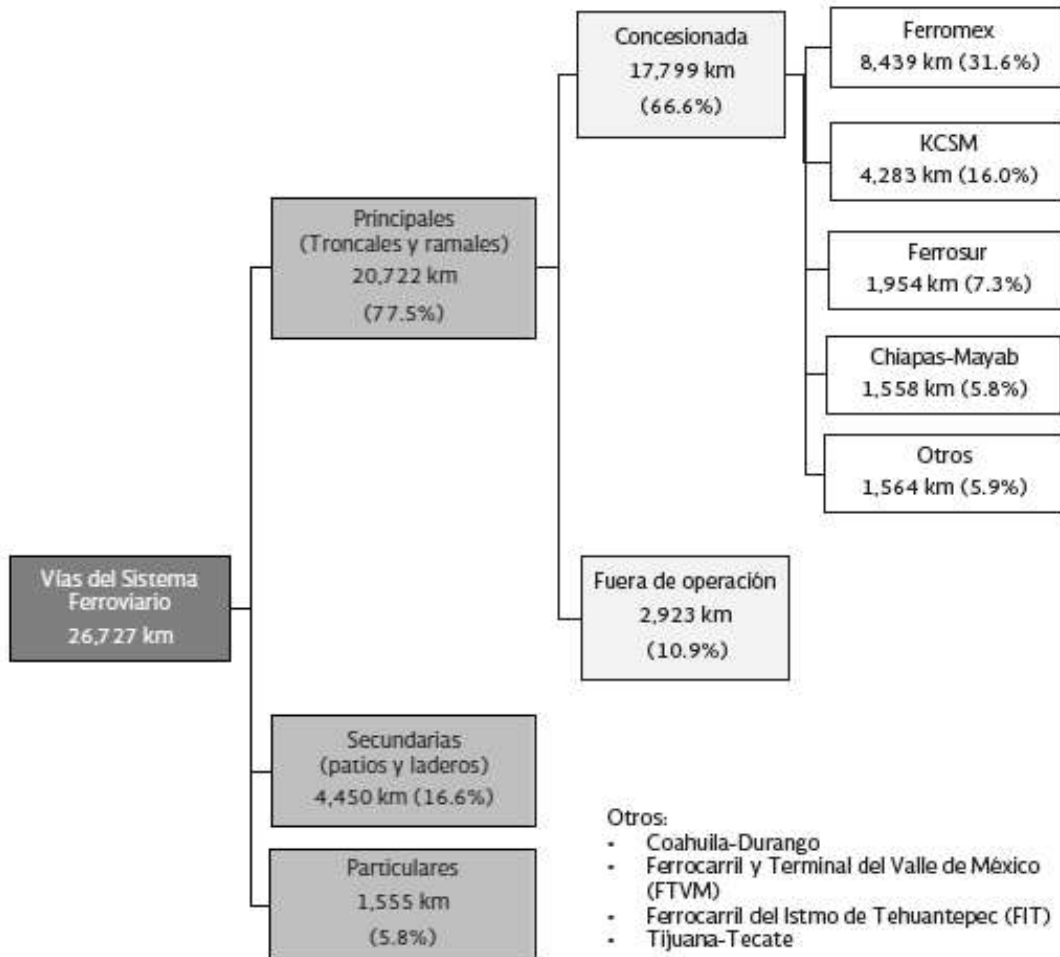


Figura 1.3 Composición del sistema ferroviario mexicano 2012.  
Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014)

Sí, es cierto que la calidad de este modo de transporte ha mejorado, pero también se requiere, si se quiere seguir con esta tendencia favorable la infraestructura ferroviaria debe de atender los siguientes puntos de acuerdo a lo plasmado en el PNI (2014-2018):



- A pesar de disponer de capacidad para una velocidad de al menos 50 km/h, la velocidad ponderada del sistema ferroviario de carga se reduce a 28 km/h debido, en parte, a la falta de libramientos en algunas zonas urbanas. Otro punto a considerar es que la red no permite operar trenes de doble estiba en corredores clave como San Luis Potosí-Altamira.
- Existe oportunidad de mejorar las conexiones existentes de la red ferroviaria de las Administraciones Portuarias Integrales (API) de carga para facilitar e incrementar el tráfico de contenedores.
- La infraestructura ferroviaria no ha sido complementada con una buena señalización, lo que ha contribuido a que los accidentes hayan crecido en un 83% desde el 2007. Además, los diversos fenómenos naturales afectan las vías, particularmente en la zona Sur-Sureste, por lo que resulta imperativo invertir en su reparación y mantenimiento, tanto para mejorar su conectividad como para mitigar diversos problemas sociales asociados con el lento paso de los trenes por esta región.

Según proyecciones de demanda, ésta derivaría en la saturación en al menos un tramo en nueve corredores ferroviarios hacia el año 2018.

### **1.3 OBJETIVO DEL SECTOR, DEFINICIÓN ESTRATEGIAS Y LÍNEAS DE ACCIÓN**

El objetivo del Sector comunicaciones y transportes de acuerdo al PNI (2014-2018) debe cumplir con una alineación estratégica al Plan Nacional de Desarrollo (PND) y Programa Sectorial de Comunicaciones y Transportes, es decir, tales objetivos deben cumplir con Meta Nacional IV, México Próspero. Dichos objetivos se pueden observar en la tabla 1.1.



Tabla 1.1 Alineación Estratégica

ALINEACIÓN DE LOS OBJETIVOS DEL PNI AL PND Y AL PROGRAMA SECTORIAL DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES				
Meta Nacional	Objetivos de la Meta Nacional	Estrategias del Objetivo de la Meta Nacional	Objetivos del Programa Sectorial de Comunicaciones y Transportes 2014-2018	Objetivo del PNI
IV México Próspero.	<p>4.5 Democratizar el acceso a servicios de telecomunicaciones.</p> <p>4.9 Contar con una infraestructura de transporte que se refleje en menores costos para realizar la actividad económica.</p>	<p>4.5.1 Impulsar el desarrollo e innovación tecnológica de las telecomunicaciones que amplíe la cobertura y accesibilidad para impulsar mejores servicios y promover la competencia, buscando la reducción de costos y la eficiencia de las comunicaciones.</p> <p>4.9.1 Modernizar, ampliar y conservar la infraestructura de los diferentes modos de transporte, así como mejorar su conectividad bajo criterios estratégicos y de eficiencia.</p>	<p>1. Desarrollar una infraestructura de transporte y logística multimodal que genere costos competitivos, mejore la seguridad e impulse el desarrollo económico y social.</p> <p>2. Contar con servicios logísticos de transporte oportunos, eficientes y seguros que incrementen la competitividad y productividad de las actividades económicas.</p> <p>3. Generar condiciones para una movilidad de personas integral, ágil, segura, sustentable e incluyente, que incremente la calidad de vida.</p> <p>4. Ampliar la cobertura y el acceso a mejores servicios de comunicaciones en condiciones de competencia.</p> <p>6. Desarrollar integralmente y a largo plazo al sector con la creación y adaptación de tecnología y la generación de capacidades nacionales.</p>	<p>Contar con una infraestructura y una plataforma logística de transportes y comunicaciones modernas que fomenten una mayor competitividad, productividad y desarrollo económico y social.</p>

Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014).

Para hacer cumplir el objetivo del sector se plantean 3 estrategias y 11 líneas de acción las cuales cubren las prioridades y necesidades plasmadas en el PND 2014-2018.

Las tres estrategias que nos atañen en el sector comunicaciones y transportes se enuncian a continuación:

1. México como un Plataforma Logística Global
2. México con una Movilidad de Pasajeros Moderna
3. México con Acceso Universal a la Banda Ancha



Las cuales aplicadas servirán como base para cumplir el objetivo del sector comunicaciones y transportes:

**“CONTAR CON UNA INFRAESTRUCTURA Y UNA PLATAFORMA LOGÍSTICA DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES MODERNAS QUE FOMENTEN UNA MAYOR COMPETITIVIDAD, PRODUCTIVIDAD Y DESARROLLO ECONÓMICO Y SOCIAL”.**

### 1.3.1 DEFINICIÓN DE ESTRATEGIA NO.1

Para hacer de México una plataforma logística, hacia 2018, el sector Comunicaciones y Transportes tiene la visión se fomentar la mejora de la conectividad que tiene la red ferroviaria de carga dentro de los puertos para incrementar la capacidad de traslado desde y hacia los puertos (ver tabla 1.2)

*Tabla 1.2 Estrategia 1.1*

ESTRATEGIA 1.1 DESARROLLAR A MÉXICO COMO PLATAFORMA LOGÍSTICA CON INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE MULTIMODAL QUE GENERE COSTOS COMPETITIVOS Y VALOR AGREGADO, MEJORE LA SEGURIDAD E IMPULSE EL DESARROLLO ECONÓMICO Y SOCIAL.	
Líneas de acción	
1.1.1	Mejorar la competitividad y eficiencia de la red de transportes a través del desarrollo de infraestructura integral, multimodal y que agregue valor.
1.1.2	Consolidar corredores logísticos nacionales mediante infraestructura que estructure el territorio nacional en ejes longitudinales y transversales que fortalezcan las cadenas de suministro.
1.1.3	Facilitar el comercio exterior desarrollando proyectos que agilicen los flujos internacionales de carga y descongestionen los accesos a puertos fronterizos marítimos y terrestres.
1.1.4	Modernizar y ampliar la infraestructura de transportes de forma que propicie un desarrollo regional equilibrado.

*Fuente:* (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014).

En específico, el objetivo a lograr para el periodo 2014 – 2018 en materia de ferrocarriles es:

- **Construir libramientos ferroviarios que incrementen la eficiencia del tren de carga.**



### **1.3.1.1 PROYECTOS DE INVERSIÓN QUE SE REALIZARAN RESULTADO DE LA ESTRATEGIA NO.1:**

#### **a) Mantenimiento de líneas ferroviarias Chiapas –Mayab**

El proyecto se llevará a cabo a partir de 2014 y hasta 2018, con un monto total de inversión de **6,058 mdp**. Incluye la rehabilitación de vías, mantenimiento a puentes y alcantarillas; así como la adquisición de rieles y cambio de durmientes, herrajes y juegos de cambio, para un total de 1,046 km de líneas ferroviarias. Dicha obra beneficiará el transporte de carga ya que permitirá transportarla a mayores velocidades y con costos más competitivos entre la frontera de Guatemala y la Península de Yucatán con el interior del país.

#### **b) Construcción del libramiento ferroviario de Celaya**

Comenzó en 2012 y finaliza en 2015 con una inversión de **5,582 mdp**. Favorecerá el tránsito de la carga en la zona urbana de Celaya pues contará con 46 km de líneas de ferrocarril y un patio de 19.4 km para el intercambio de carga. Permitirá el traslado a una velocidad mayor y contará con espacio suficiente para las maniobras de carga y descarga de mercancías en el principal eje de vía ferroviaria de México.

#### **c) Inicio de los trabajos del tramo corto del ferrocarril Aguascalientes-Guadalajara**

Forma parte de los corredores ferroviarios Manzanillo - Tampico y Manzanillo - Nuevo Laredo, tendrá una longitud de 188.1 km, haciéndolo parte fundamental en la movilización de carga entre el Golfo y el Pacífico y hacia Estados Unidos, generando costos y tiempos de traslado más competitivos. Tendrá una inversión





### 1.3.2 DEFINICIÓN ESTRATEGIA NO.2

Actualmente México necesita tener una movilidad de pasajeros que sea moderna y competitiva, satisfaciendo la necesidad de aliviar las altas densidades de tránsito entre las urbes, para esto se propone retomar el transporte ferroviario para así fomentar un sistema de transporte de masas que sea seguro, rápido y sobre todo moderno que refleje un ambiente de desarrollo de la infraestructura mexicana (tabla 1.3).

*Tabla 1.3 Estrategia 1.2*

ESTRATEGIA 1.2 GENERAR INFRAESTRUCTURA PARA UNA MOVILIDAD DE PASAJEROS MODERNA, INTEGRAL, ÁGIL, SEGURA, SUSTENTABLE E INCLUYENTE.	
Líneas de acción	
1.2.1	Promover el desarrollo de infraestructura que contribuya al crecimiento de las localidades además de brindarles una mayor accesibilidad a los servicios.
1.2.2	Avanzar en la movilidad urbana sustentable mediante sistemas integrados de transporte que garanticen rapidez y seguridad del viaje puerta a puerta.
1.2.3	Potenciar el transporte interurbano de pasajeros a través del relanzamiento del ferrocarril de pasajeros.
1.2.4	Desarrollar y promover obras de infraestructura que contribuyan al crecimiento del turismo en el país.

*Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014).*

En específico, los objetivo para el periodo 2013 – 2018 en materia de ferrocarriles es:

- **Retomar el transporte ferroviario de pasajeros con la construcción de trenes interurbanos para pasajeros (México - Toluca, México – Querétaro y Transpeninsular) para elevar la calidad de vida de la población.**
- **Contar con sistemas de transporte urbano sustentable en 47% de las zonas metropolitanas del país.**



En el mediano y largo plazo, se seguirá impulsando el transporte interurbano de pasajeros a través de la construcción de trenes que conecten las ciudades con el Distrito Federal. Además, se seguirá promoviendo que las principales zonas metropolitanas tengan un transporte urbano rápido, eficaz y sustentable que conecte con la red nacional de transporte ferroviario interurbano de manera eficiente.

### **1.3.2.1 PROYECTOS DE INVERSIÓN QUE SE REALIZARÁN RESULTADO DE LA ESTRATEGIA NO.2:**

#### **a) Apoyar el proyecto de Tren rápido Querétaro – Cd. de México**

Con 209.2 km. de doble vía de los cuales 124.7 km serán nuevas vías, este proyecto detonará la movilidad de pasajeros por tren, desahogando así la carretera México - Querétaro y fomentando el uso de otros medios de transporte. Con una inversión de **43,580 mdp** este proyecto contará con 12 trenes que viajaran a una velocidad promedio de 200 km/h lo cual reducirá el tiempo de traslado de los pasajeros entre las dos ciudades poco más de una hora. Su construcción comienza en 2014 y finalizará en 2017.

#### **b) Construir el Tren Interurbano México – Toluca Primera Etapa**

El monto de inversión para este proyecto es de **38,608 mdp** los cuales servirán para construir un tren de pasajeros que ayude a descongestionar la carretera México – Toluca, contará con 6 estaciones ubicadas estratégicamente y sus terminales serán Zinacantepec y Observatorio. Su construcción inicia en 2014 y terminará en 2017. Junto con el tren a Querétaro este proyecto ayudará a descongestionar las principales carreteras, además de dar un servicio que



proporcione mejor calidad de vida ya que reducirá el tiempo de traslado de ciudad a ciudad beneficiando a miles

de usuarios que transitan la ruta diariamente y mejorará el acceso a la zona Poniente de la Ciudad de México.

### **c) Construcción del Tren Transpeninsular (primera etapa)**

La construcción de este tren de pasajeros será un proyecto que detone la movilización de pasajeros en la península de Yucatán, así mismo será fundamental para el desarrollo y expansión del turismo en la región. Se iniciará en 2014 con una inversión de **17,954 mdp** y finalizará en 2017.

### **d) Ampliación del Sistema del Tren Eléctrico Urbano en la zona Metropolitana de Guadalajara**

El monto de inversión para este proyecto es de **17,693 mdp** el cual beneficiará a la población de la zona metropolitana de Guadalajara ayudando a descongestionar algunas de las principales vialidades de la ciudad dando mayor calidad de vida a los ciudadanos.

### **e) Establecer un sistema de Transporte Masivo en el Oriente del Estado de México**

Consiste en ampliar la línea A del Sistema de Transporte colectivo, lo cual aliviará las principales vialidades al oriente del Estado de México, como la salida a Puebla, y beneficiará a la población reduciendo los tiempos de traslado. La inversión prevista es de **11,000 mdp** y se llevará a cabo de 2015 a 2017.



**f) Construcción en conjunto con el Gobierno Estatal de la Línea 3 y elaboración del proyecto de la Línea 4 así como apoyo a los proyectos de Eco vía en Monterrey**

El proyecto proporcionará un beneficio a los habitantes de Monterrey ya que conectará con la línea 2 y la región de Apodaca al norte de la ciudad, además de que creará una movilidad urbana sustentable. Su inversión es de **5,693 mdp**, se construirá un eco vía de 25 km.

**g) Modernizar el transporte público urbano de la región Lagunera**

Este proyecto detonará la movilidad de pasajeros en la región Lagunera ya que consiste en la construcción de un corredor de 32 km con 32 estaciones intermedias y dos terminales, más un centro de transferencia modal lo que se llevará a cabo entre 2015 y 2016 con una inversión de **2,248 mdp** dotando a esta región de infraestructura urbana moderna para el traslado de pasajeros.

**h) Establecer junto con el gobierno Estatal un sistema de transporte articulado BRT en la ciudad de Tijuana**

Este BRT contará con 25 km en el corredor troncal, dividido en 2 rutas y 34 estaciones, las cuales estarán interconectadas con 23 rutas alimentadoras y 9 rutas pretroncales permitiendo una mayor movilidad en la región. El proyecto tendrá una inversión de **1,975 mdp** y se llevará a cabo entre 2015 y 2016.

En la figura 1.5 se puede observar los principales proyectos en este PNI (2014-2018).



Figura 1.5 Mapa de los principales proyectos de la Estrategia 1.2.  
Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014).



### **1.3.3 ESTRATEGIA TRANSVERSAL SUR-SURESTE**

Con la visión de mejorar la infraestructura del Sur-Sureste para acercar a las comunidades más alejadas, mejorar el acceso a los mercados, promover el acceso a mejores servicios y agilizar el traslado de las mercancías por la región, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes está generando infraestructura que permita el desarrollo acelerado de la región con una inversión estimada de 163,324 mdp.

**Proyectos de inversión que se realizarán resultado de la estrategia transversal Sur-Sureste**

#### **1.3.3.1 PROYECTOS DE INVERSIÓN QUE SE REALIZARÁN RESULTADO DE LA ESTRATEGIA TRANSVERSAL SUR-SURESTE:**

- a) Modernización ferrocarril Chiapas-Mayan, libramiento Coatzacoalcos y Transpeninsular.**

Se realizará la modernización de las vías férreas para el traslado eficiente y rápido de la carga, tal es el caso de las vías férreas del ferrocarril Chiapas-Mayab, el libramiento ferroviario de Coatzacoalcos y el uso del Transpeninsular para el movimiento de carga.

Adicionalmente se generará condiciones de movilidad de pasajeros de una manera más moderna, para que así se fomente el desarrollo del turismo de la región, de forma complementaria con la modernización del sistema de transporte masivo de Mérida.

Se modernizarán las vías férreas para el traslado eficiente y rápido de la carga continuación se muestra plasmado en el siguiente mapa (figura 1.6).



Figura 1.6 Mapa de los principales proyectos de la Región Sur-Sureste.  
Fuente: (Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018, 2014)



# CAPÍTULO 2

## TIPOLOGÍA DE LOS PUENTES DE FERROCARRIL EN MÉXICO, PROYECTOS NUEVOS

### 2.1 PROYECTOS DE FERROCARRIL

En este capítulo se hace una recopilación de proyectos de ferrocarril con tipologías representativas del país, de los cuales obtendremos un panorama del tipo de estructuración más común en México y de esta manera nos situaremos desde punto de vista técnico, del nivel de ingeniería con que cuenta el país a nivel de proyecto y construcción.

A continuación, se enlistan los proyectos estructurales de puentes de ferrocarril, y se describe detalladamente su propuesta de estructuración también conocido como la tipología de la estructura, de tal manera que se analizara cómo está conformada su superestructura y subestructura, así como las longitudes de claro más comúnmente proyectados:



- **VIADUCTO FÉRREO DE LA NUEVA LÍNEA “NBA” DEL LIBRAMIENTO FERROVIARIO DE CELAYA.**
- **PASO INFERIOR DE FERROCARRIL KM 7+243.30.**
- **PASO INFERIOR DE FERROCARRIL KM 86+802.**
- **PUENTE “RIO LAJA III”.**
- **CRUCERO INFERIOR VEHICULAR LÍNEA “A” 357+085.962.**
- **PASO INFERIOR DE FERROCARRIL “S” KM 292+970.00.**
- **CRUCERO INFERIOR VIAL KM 4+471.39.**

Cabe mencionar que estos proyectos son representativos de las tipologías de puentes de ferrocarril más comunes presentes actualmente en nuestro país.

Sin embargo, existen otros tipos de estructuras, tales como, armaduras de paso a través, de paso superior o inferior, y puentes especiales que requieren de un análisis más minucioso, ya que no es muy común que se proyecten este tipo de estructuras, obstante se realizan en casos específicos.



## 2.2 VIADUCTO FÉRREO DE LA NUEVA LÍNEA “NBA” DEL LIBRAMIENTO FÉRREO DE CELAYA

### 2.2.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA

La estructura está formada por 10 tramos simplemente apoyados con claros variables que van desde los 9.43m hasta los 35.00 cuya superestructura está conformada por 9 traveses armados de acero estructural de 2.20m de peralte (figura 2.1) a excepción de los tramos 2-3 y 4-5 con traveses armados con un peralte de 1.50m (figura 2.2), las cuales trabajan en colaboración con una losa plana de concreto reforzado, con guarniciones de 0.40 cm y un ancho de calzada de 15.40m, el cual aloja 2 vías de ferrocarril y un carril para el paso de vehículos, para un ancho total de superestructura 16.20m.

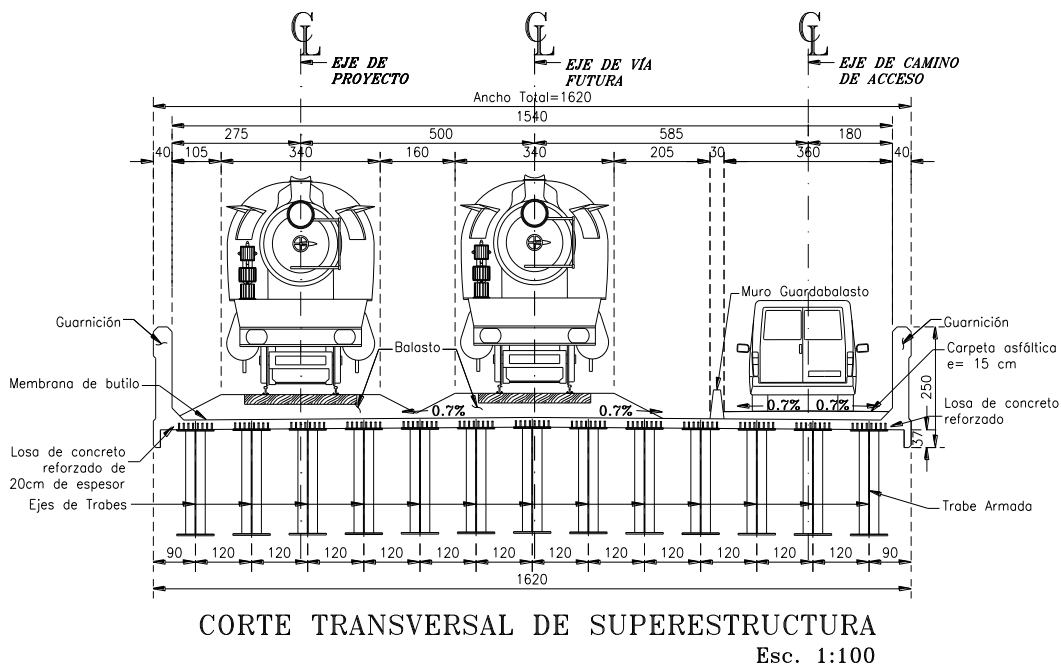
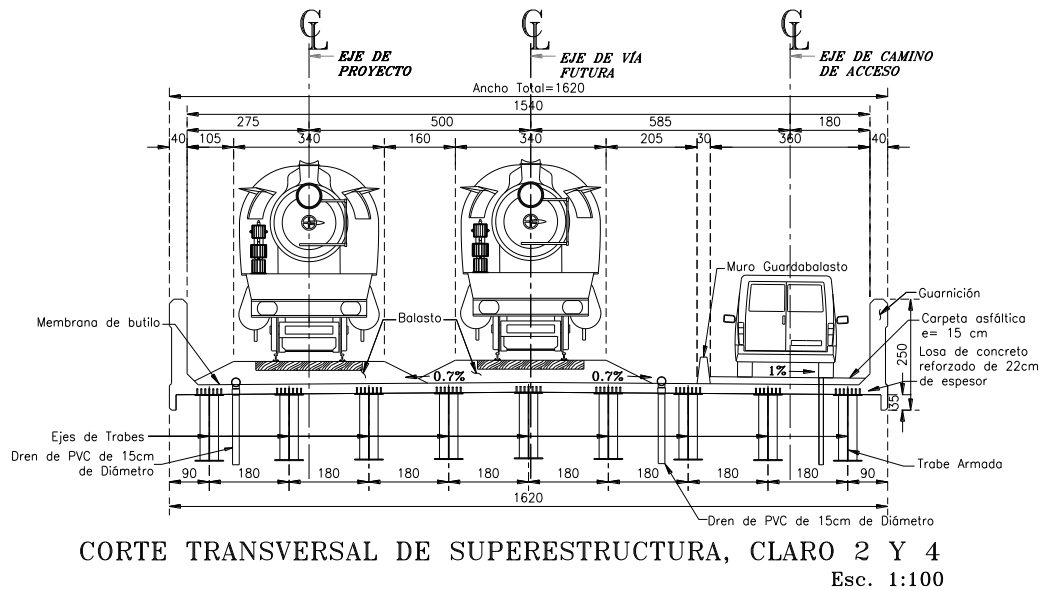


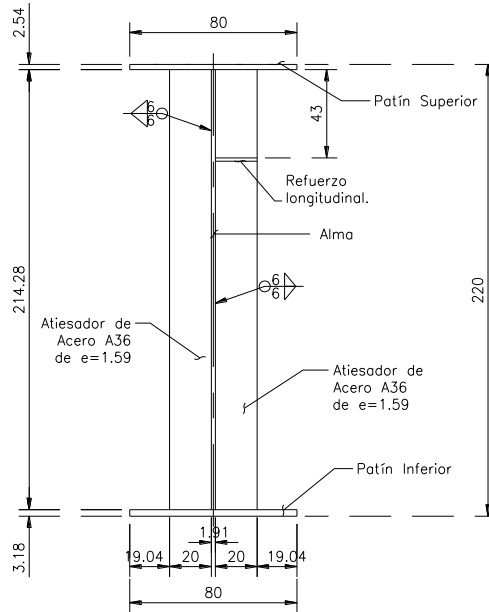
Figura 2.1 Sección transversal Superestructura tramos con traveses armados.  
Fuente: (Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable, 2011)



*Figura 2.2 Sección transversal Superestructura en tramos con traveses sección cajón. Fuente: (Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable, 2011)*

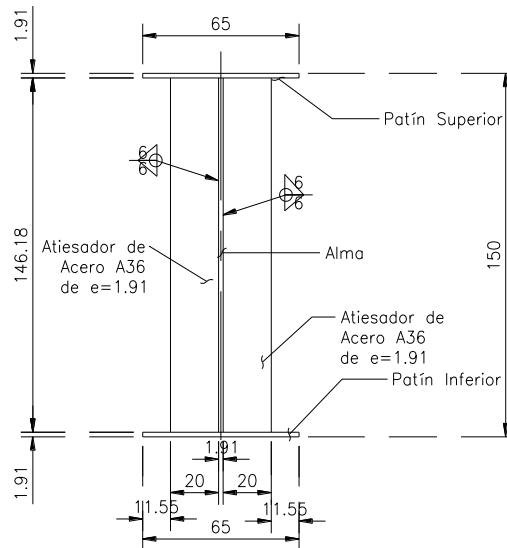
Como se describió en el párrafo anterior la superestructura está conformada por traveses armados de acero estructural de peralte de 2.20m, la placa del patín superior tiene un ancho de 800 mm y espesor de 25.4 mm, la placa del alma una altura de 2142.9mm con espesor de 19.1 mm y el patín inferior ancho de 800mm con espesor por 31.8mm. Adicionalmente la trabe cuenta con atiesadores transversales de placa de 20 x 2142.8mm con espesor de 15.9mm en ambos lados (figura 2.3).

Para los tramos 2-3 y 4-5 (figura 2.4), las traveses tendrán un peralte total de 1.50m cuyo patín superior e inferior serán de placa de acero estructural con ancho de 65mm con espesor de 19.1mm y la placa del alma de 1461.8mm de altura con 19.1mm de espesor. Para aumentar su resistencia cortante se consideraron atiesadores transversales de placa de 1461.8 x 20 mm con espesor de 1.91mm.



**CORTE A-A GEOMETRÍA DE LA TRABE** Esc. 1:25

*Figura 2.3 Sección transversal de la trabe armada tipo.*  
 Fuente: (Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable, 2011).



**CORTE A-A GEOMETRÍA DE LA TRABE** Esc. 1:25

*Figura 2.4 Sección transversal de la trabe armada tramos 2-3 y 4-5.*  
 Fuente: (Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable, 2011).



## 2.2.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA

La Subestructura está conformada por esta conformada por 2 caballetes extremos y 9 pilas intermedias de concreto reforzado tal como se observa en la figura 2.5.

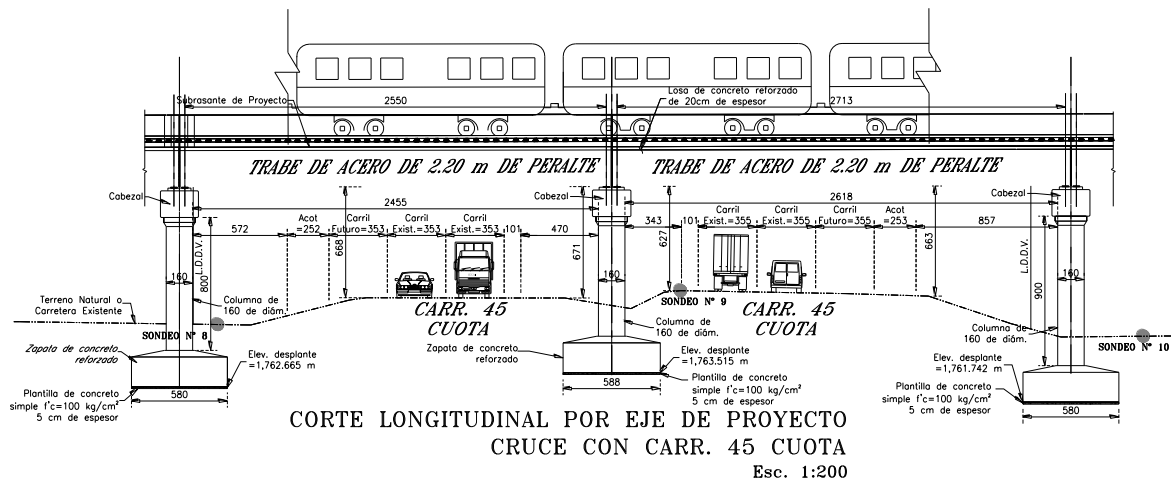


Figura 2.5 Configuración típica de los apoyos del viaducto.  
Fuente: (Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable, 2011)

Como se puede observar en la figura 2.6 la configuración típica de los caballetes extremos de concreto reforzado, es un cabezal de sección rectangular con diafragma de respaldo y columnas de 1.20m de diámetro desplantadas sobre una zapata de concreto reforzado de sección rectangular para trabajar como cimentación superficial.





El modelo de la carga viva aplicada al proyecto es el Cooper E-80 cuya configuración de cargas se muestra en la figura 2.8.

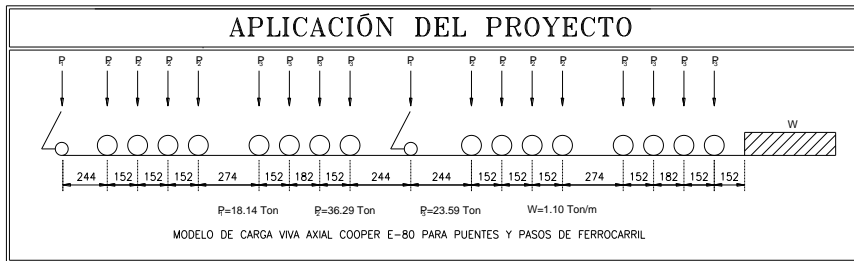


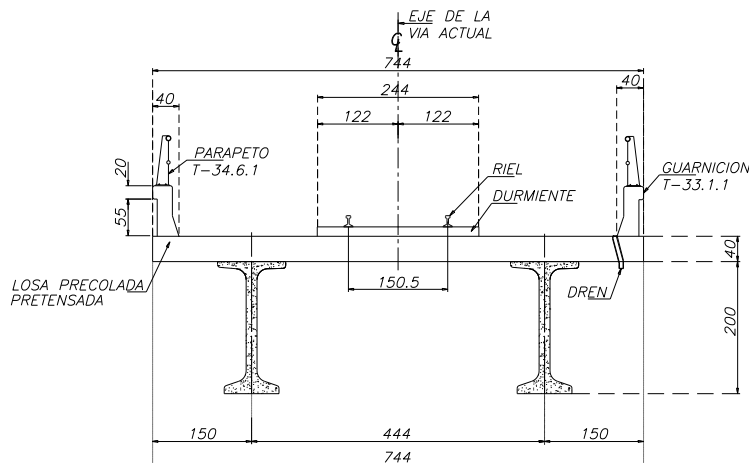
Figura 2.8 Carga móvil de proyecto Cooper E-80.  
Fuente: (Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable, 2011).



## 2.3 PASO INFERIOR DE FERROCARRIL KM 7+243.30

### 2.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La estructura está formada por un tramo simplemente apoyado con claro de 28.10m cuya superestructura está conformada por 2 traveses tipo Nebraska postensadas (figura 2.9) que trabajan en colaboración con una losa prefabricada presforzada, con guarniciones de 0.40m y ancho de calzada de 6.64m para un ancho total de superestructura de 7.44m.



SECCION TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA  
ESC. 1:50

Figura 2.9 Sección trasversal superestructura tipo.  
Fuente: (Topografía Digital de Precisión et Al, 2011).

Como se mencionó anteriormente las traveses que se utilizarán serán postensadas de 2.40m de peralte tipo Nebraska también conocida como sección NU, las cuales tendrán 4 ductos de cables con 19 torones de 19mm cada uno y cuya geometría se presenta en la figura 2.10.

Se presforzarán los diafragmas extremos e intermedios, para rigidizar el tablero en el sentido transversal con dos cables de torones, colocados adicional al acero de refuerzo, tal como se puede observar en la figura 2.11.



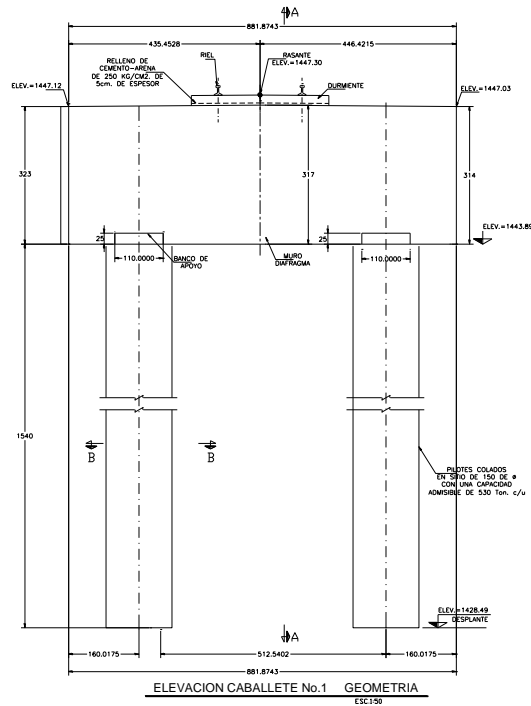


Figura 2.12 Geometría típica de los Caballetes extremos.  
Fuente: (Topografía Digital de Precisión et Al, 2011).

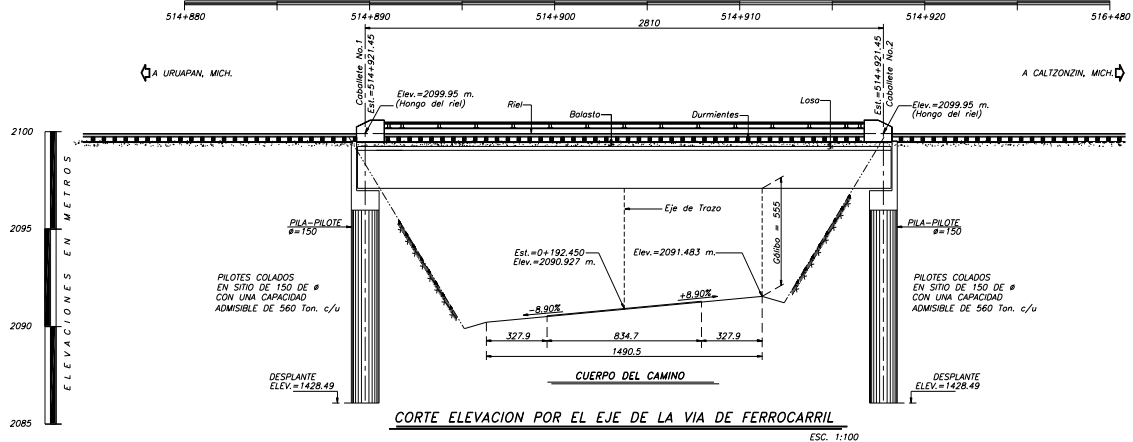


Figura 2.13 Corte longitudinal de la estructura del inferior paso de ferrocarril.  
Fuente: (Topografía Digital de Precisión et Al, 2011)



La carga de diseño aplicada a este proyecto será el modelo Cooper E-80 cuya distribución del tren de cargas se puede observar en la figura 2.14.

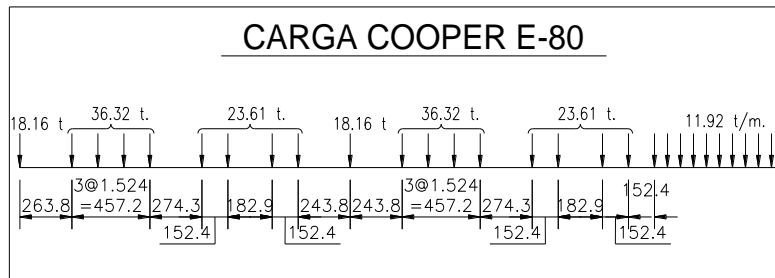


Figura 2.14 Carga móvil de proyecto Cooper E-80.  
Fuente: (Topografía Digital de Precisión et Al, 2011).



## 2.4 PASO INFERIOR DE FERROCARRIL KM 86+802

### 2.4.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA

La estructura está formada por tres tramos simplemente apoyados con claros de 13.15m y dos claros de 26.00m respectivamente figura 2.15, cuya superestructura está conformada por 2 traveses AASHTO tipo VI modificadas que trabajan en colaboración con una losa plana de 0.40m de espesor de concreto reforzado, con guarniciones de 0.40m y un ancho de calzada de 6.64 para un ancho total de superestructura 7.44m (ver figura 2.16).

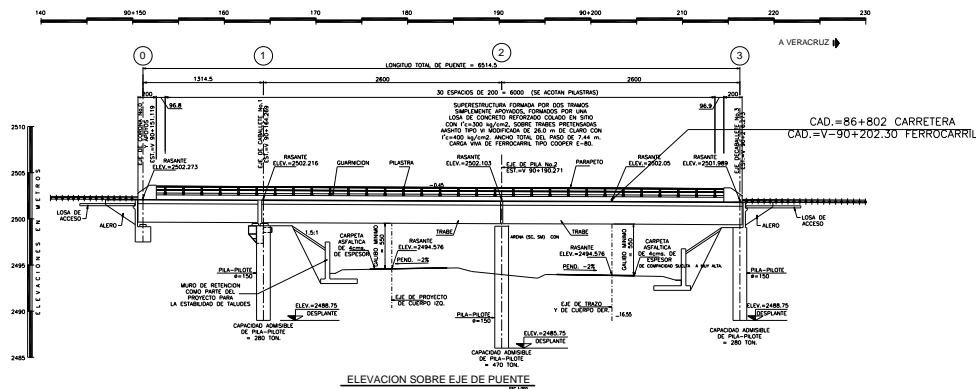


Figura 2.15 Vista longitudinal del paso de ferrocarril.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).

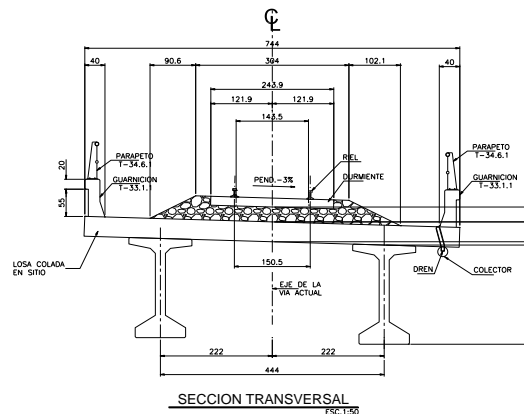


Figura 2.16 Sección transversal del paso de ferrocarril.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).



Las traveses AASHTO tipo VI modificadas cuyas propiedades geométricas se pueden apreciar en la figura 2.17. Como resultado del diseño las traveses para el tramo 0-1 serán de concreto reforzado ya que el claro es pequeño, dando como resultado un refuerzo principal de 20 varillas del no. 8c. Mientras que para los claros 1-2 y 2-3 se utilizan traveses de concreto presfuerzo con 60 torones de presfuerzo de 1.58 cm de diámetro. En la figura 2.18 se pueden observar los detalles para cada caso.

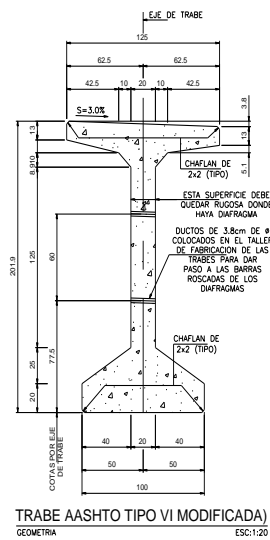


Figura 2.17 Geometría de la trabe AASHTO tipo VI modificada.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).

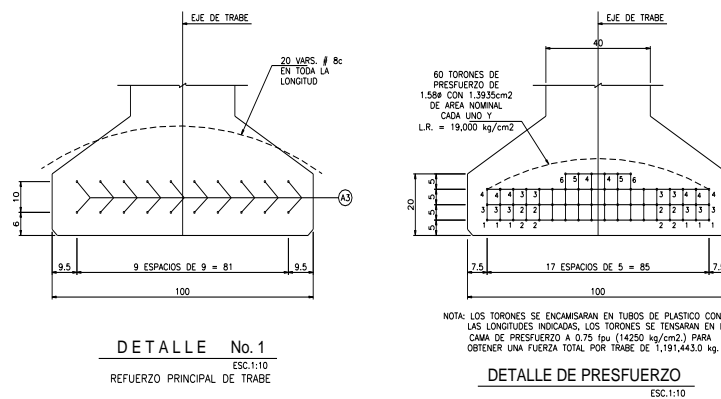
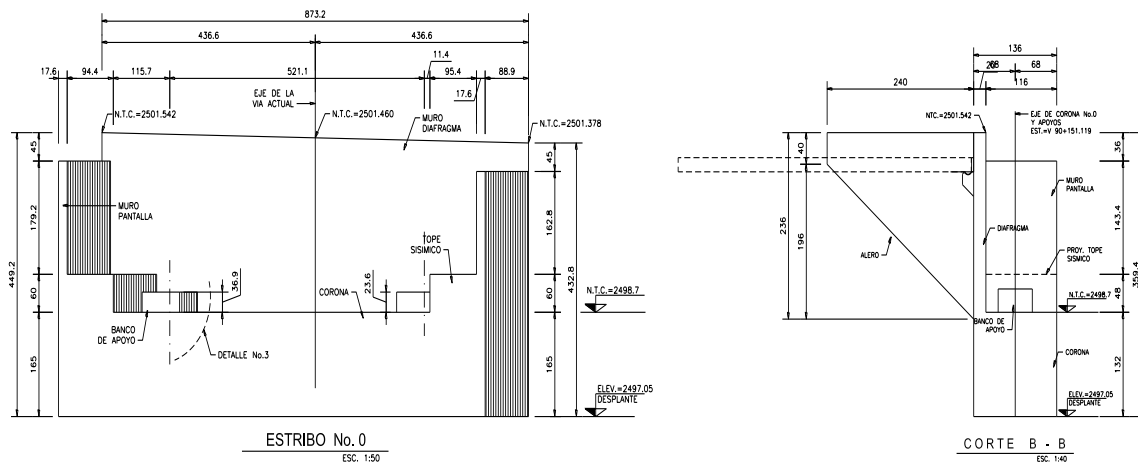


Figura 2.18 Detalle de refuerzo y presfuerzo para los claros 0-1 y 1-2, 2-3, respectivamente.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).



## 2.4.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA

El apoyo extremo del acceso de entrada (figura 2.19), corresponde a un estribo de concreto reforzado con corona de sección rectangular con aleros en U y un diafragma de respaldo con ménsula que soporta una losa de acceso. El estribo está apoyado directamente sobre el terreno natural para trabajar como cimentación superficial.



*Figura 2.19 Geometría del estribo no. 0.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).*

Mientras que en el acceso de salida el apoyo está constituido por un caballete formado un diafragma de respaldo y dos pilas de cimentación de 1.50m de diámetro que se prolongan por debajo del terreno natural para trabajar como cimentación profunda, tal como se observa en la figura 2.20.

La configuración de las pilas intermedias no. 1 y 2 (figura 2.21) será por medio de dos pilas de cimentación de 1.50m de diámetro que se prolongan por debajo del terreno natural para trabajar con pilas de cimentación, para el caso específico de la pila no.2 sus pilas de cimentación trabajan como columnas por encima del nivel de terreno natural (como referencia se puede ver la figura 2.15), y de esté nivel al desplante como cimentación profunda.



TIPOLOGÍA DE LOS PUENTES DE FERROCARRIL EN MÉXICO, PROYECTOS NUEVOS

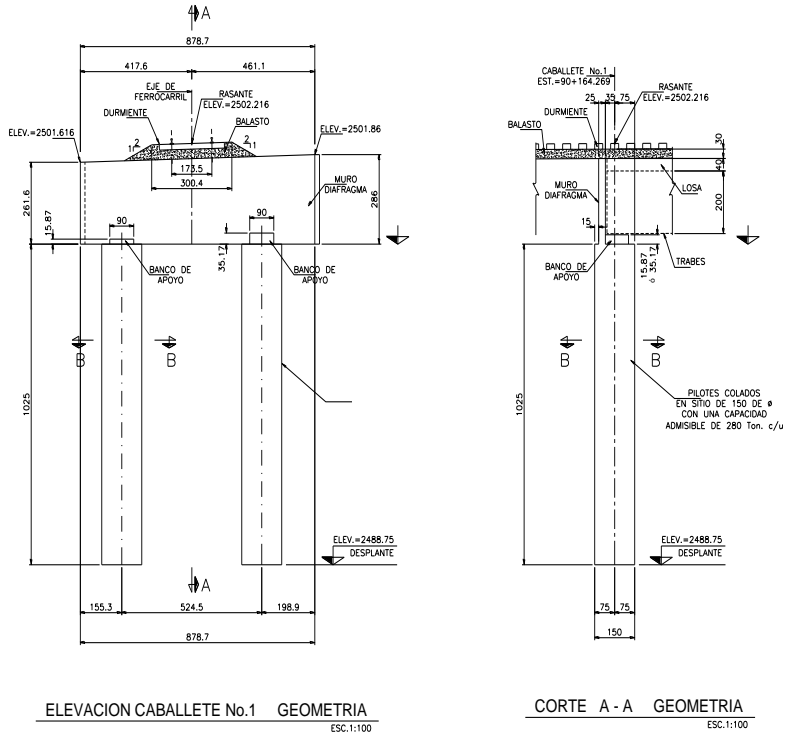


Figura 2.20 Geometría del caballete no. 3.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).

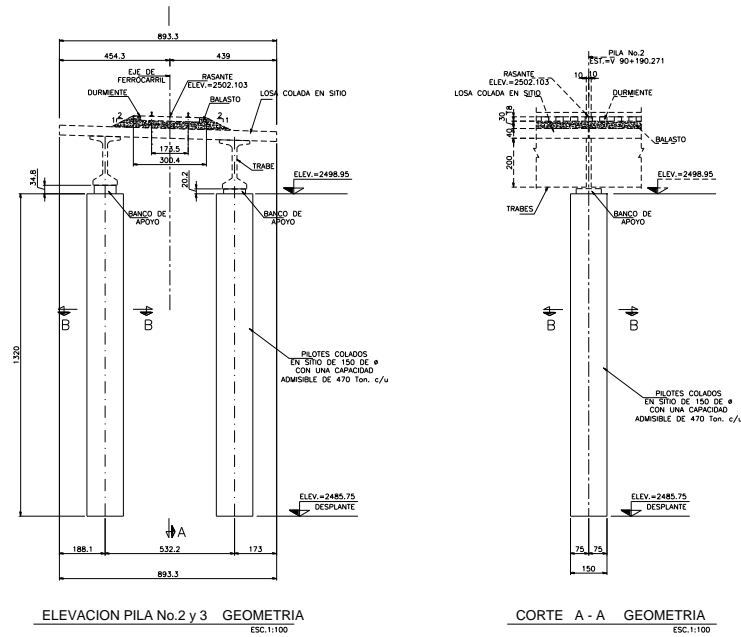


Figura 2.21 Geometría típica de la pila intermedia no. 1 y no. 2.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).



CAPÍTULO 2

La distribución de todos los apoyos del puente se muestra a continuación en la figura 2.22:

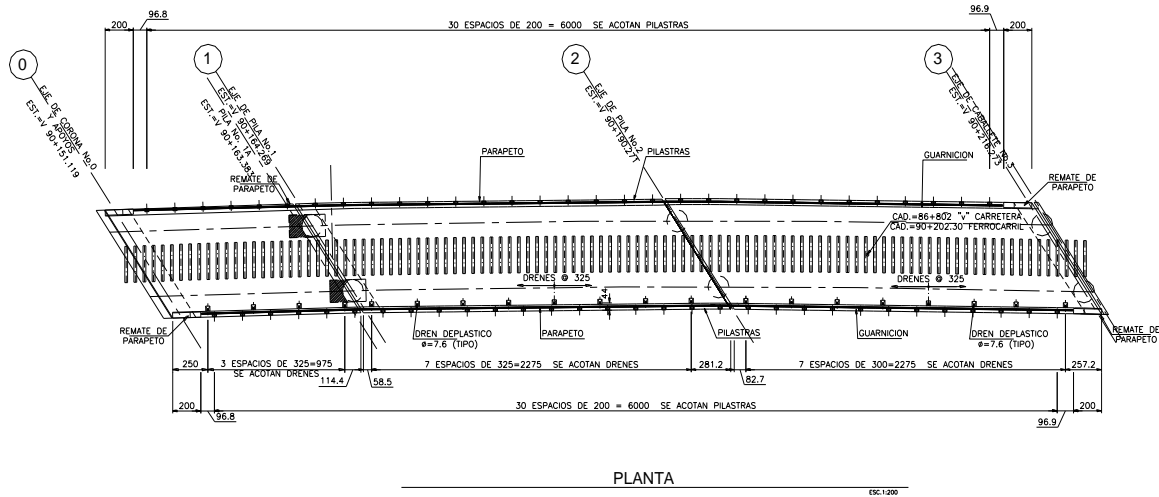
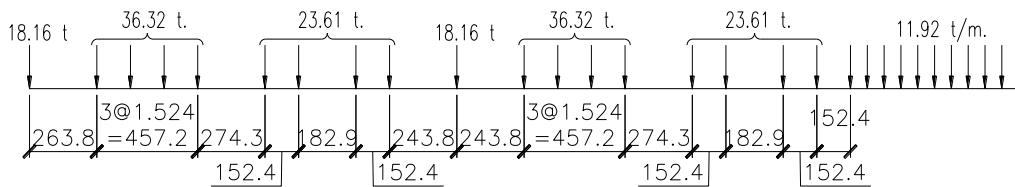


Figura 2.22 Distribución de los apoyos del puente.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).

La carga de diseño que se utilizó en este proyecto será la Cooper E-80, cuya configuración de cargas se muestran en la figura 2.23



**CARGA COOPER E-80**

Figura 2.23 Carga móvil de proyecto Cooper E-80.  
Fuente: (Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al, 2008).



## 2.5 PUENTE “RIO LAJA III”

### 2.5.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA

El proyecto de la estructura del puente se encuentra en tangente y presenta un esviaje derecho de 25°. Está constituido por 2 cuerpos, de los cuales uno se construirá a futuro, cada cuerpo está formado por tres tramos simplemente apoyados con claros extremos de 21.00m y un claro central de 30.00m tal como se puede observar en la figura 2.24,

Su superestructura está conformada por 3 traveses para los tramos extremos (figura 2.25) y para el tramo central 4 traveses AASHTO tipo VI de concreto reforzado (figura 2.26), trabajando en colaboración con una losa plana de 0.25m de espesor de concreto reforzado. Los cuerpos tienen un ancho de 4.90 los cuales alojarán una vía de ferrocarril cada uno y estarán separados a una distancia de 0.10m para un ancho total de superestructura 9.90m.

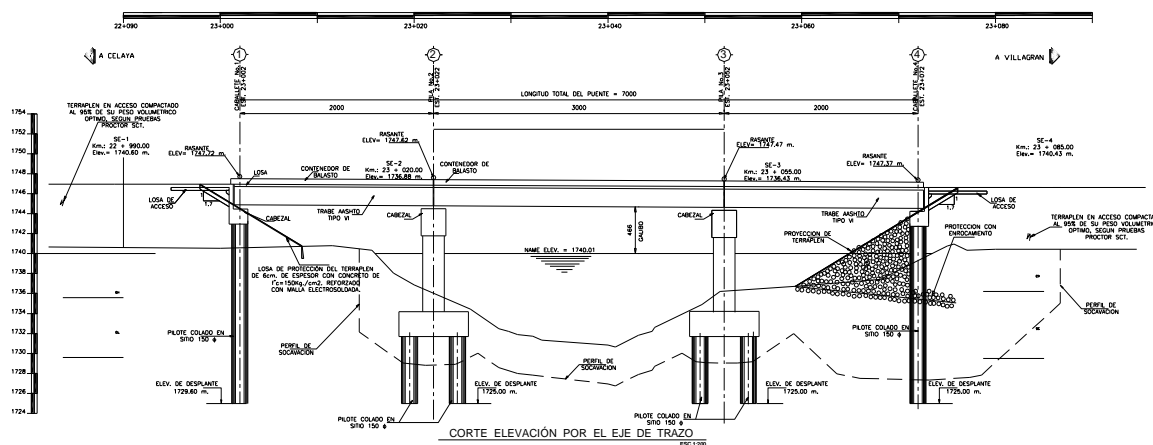


Figura 2.24 Corte Longitudinal del puente las Lajas III.  
Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011).

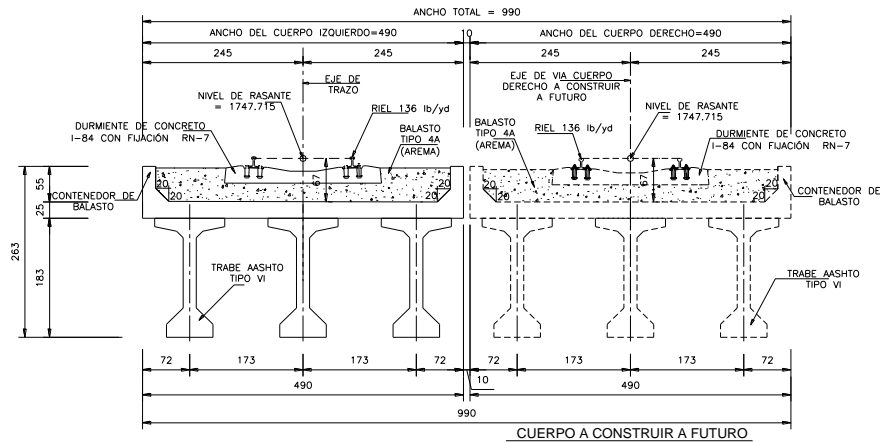


Figura 2.25 Sección transversal en los claros extremos.  
Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011).

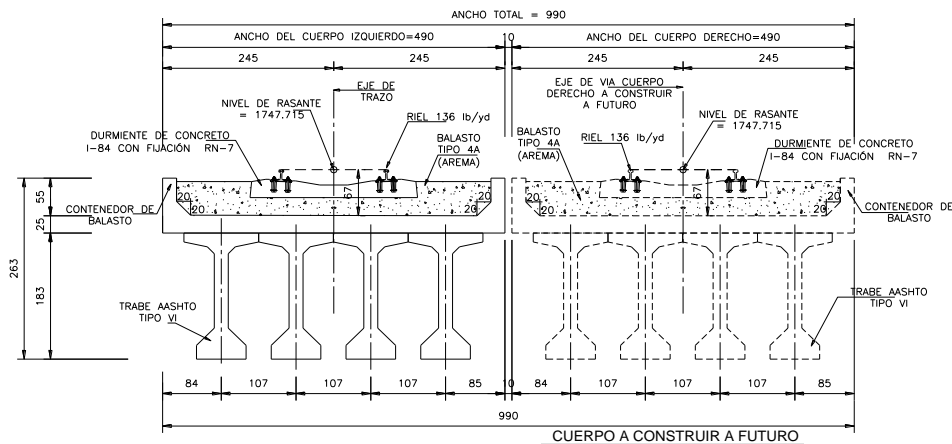


Figura 2.26 Sección transversal en el claro central.  
Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011).

Después de realizar el diseño de las traves AASHTO tipo VI cuya geometría queda definida en la figura 2.27, se obtuvo que para los tramos extremos se requiere un presfuerzo de 39 torones de 12.7mm de diámetro, mientras que para



el claro central se obtuvieron 79 torones del diámetro ya mencionado. En la figura 2.28 se puede observar el detalle del presfuerzo ya definido.

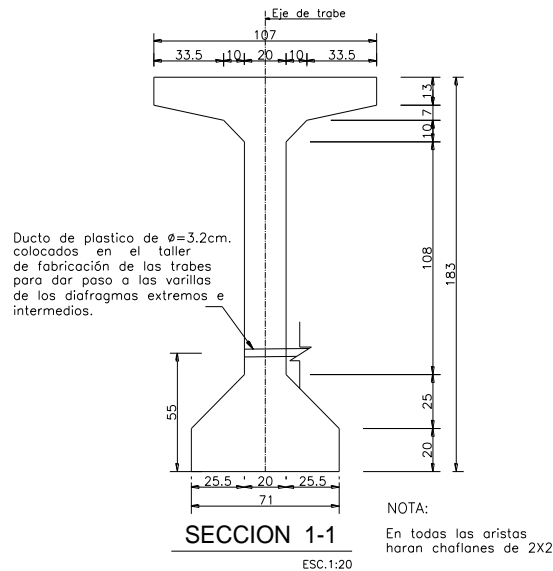


Figura 2.27 Geometría de la trabe AASHTO tipo VI. Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011).

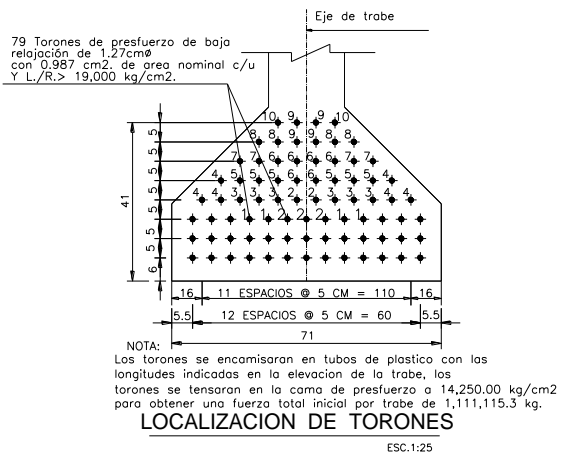
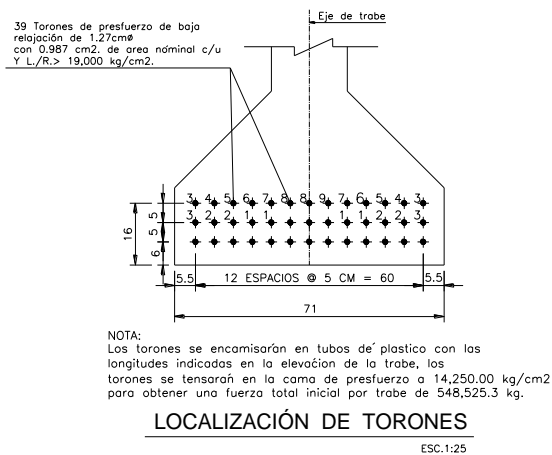


Figura 2.28 Detalle del presfuerzo de las trabes de los tramos exteriores y central. Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011)



## 2.5.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA

La subestructura está formada por 2 caballetes extremos de concreto reforzado con cabezal de sección rectangular y aleros en U, diafragma de respaldo con una ménsula que soporta una losa de acceso, y pilas de cimentación que se prolongan por debajo del terreno natural para trabajar como pilas de cimentación. En la figura 2.29 se muestra su configuración geométrica.

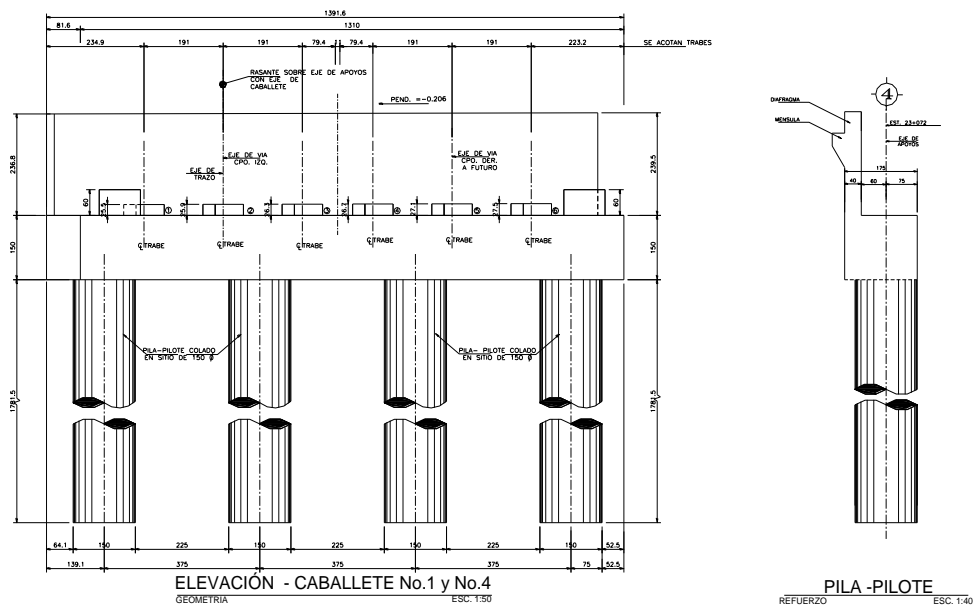


Figura 2.29 Geometría de típica de los caballetes extremos no. 1 y no.4.  
Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011).

Las pilas intermedias de concreto reforzado (figura 2.30) están conformadas por cabezal de sección rectangular soportado por una columna de oblonga que están desplantada en una zapata, ésta a su vez trabaja en colaboración ocho pilas de cimentación para así trabajar como cimentación profunda

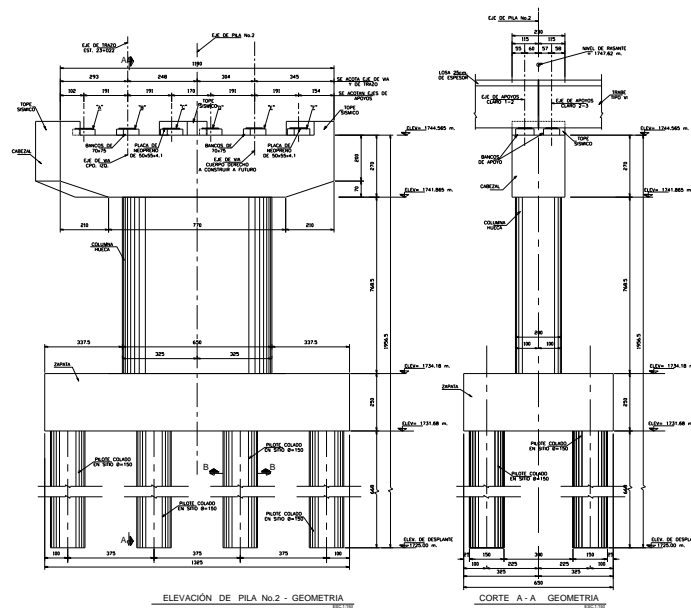


Figura 2.30 Geometría general de la pila intermedia no.2 y no.3.  
Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011).

La distribución general de la subestructura se puede apreciar en la figura 2.31:

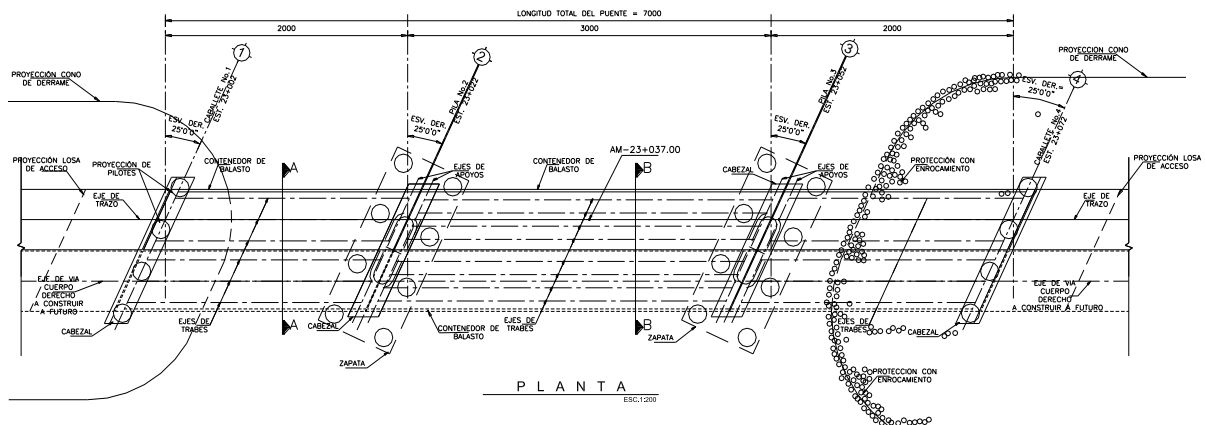


Figura 2.31 Planta de proyecto del puente las Lajas III.  
Fuente: (Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI), 2011)

La carga de proyecto será la Cooper E-80 cuya configuración se mostró en la (figura 2.8).

## 2.6 CRUCERO INFERIOR VIAL KM 4+471.39

### 2.6.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA

La estructura está formada por un tramo simplemente apoyado con claro de 8.20m cuya superestructura está conformada por 31 traveses armados de acero estructural trabajando en colaboración con una losa plana de concreto reforzado de 0.25m de espesor, con guarniciones de 0.25m y un ancho de calzada de 29.62m que aloja el paso de 5 vías de ferrocarril, para un ancho total de 30.12 m como se observa en la figura 2.32 y 2.33.

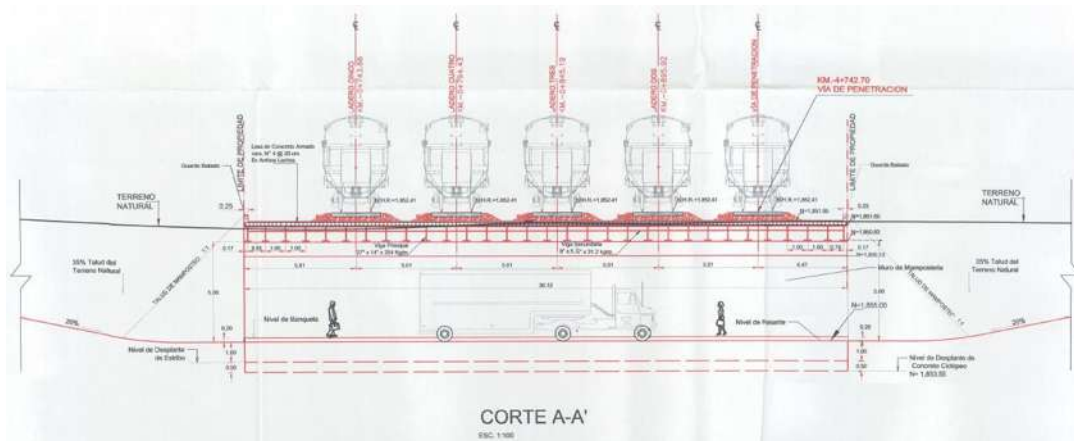


Figura 2.32 Sección transversal de la estructura del cruceo. Fuente:

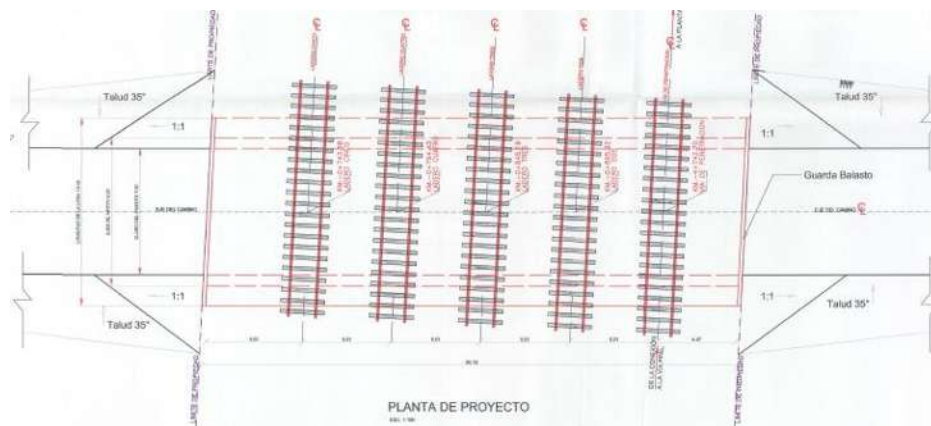


Figura 2.33 Planta de proyecto



Para el tablero metálico figura 2.34 y 2.35, se utilizaron vigas de acero estructural grado 36, cuyas dimensiones de las vigas principales son de 0.686 m x 0.356m y un peso por metro de 254kg/m, para proporcionarle soporte lateral a las vigas principales se colocaron vigas secundarias que trabajaran como piezas de puente, con dimensiones de 0.203m x 0.006m y un por metro de 31.2kg/m. Adicionalmente se colocara un contraventeo formado por un ángulos de lados iguales de 101 mm x 101mm y espesor de 6mm.

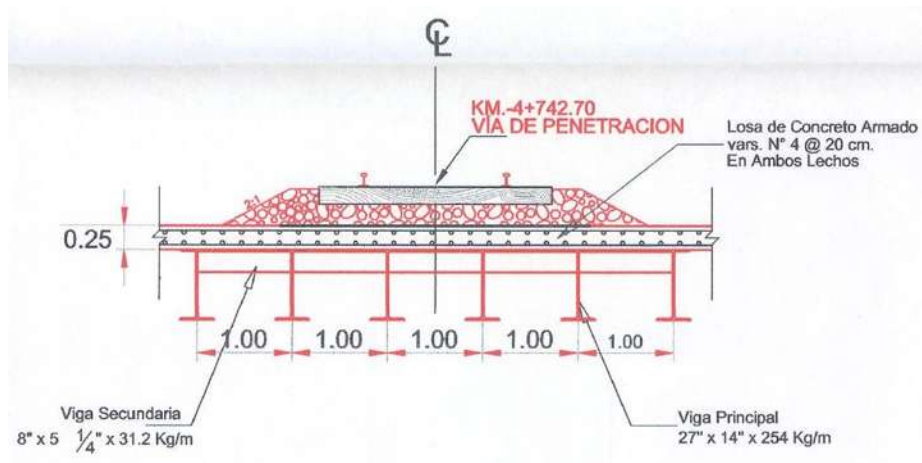


Figura 2.34 Detalle sistema de piso de la superestructura de acero estructural

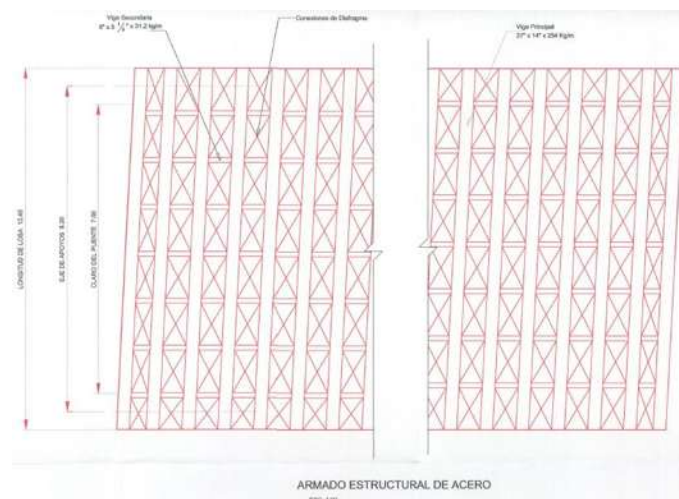


Figura 2.35 Detalle planta del sistema de piso de la superestructura



## 2.6.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA

La subestructura está conformada por 2 estribos de mampostería, la corona cuenta con respaldo, el cuerpo y muros de concreto ciclópeo están desplantados sobre una zapata para así trabajar como cimentación superficial tal como se muestra en la figura 2.36.

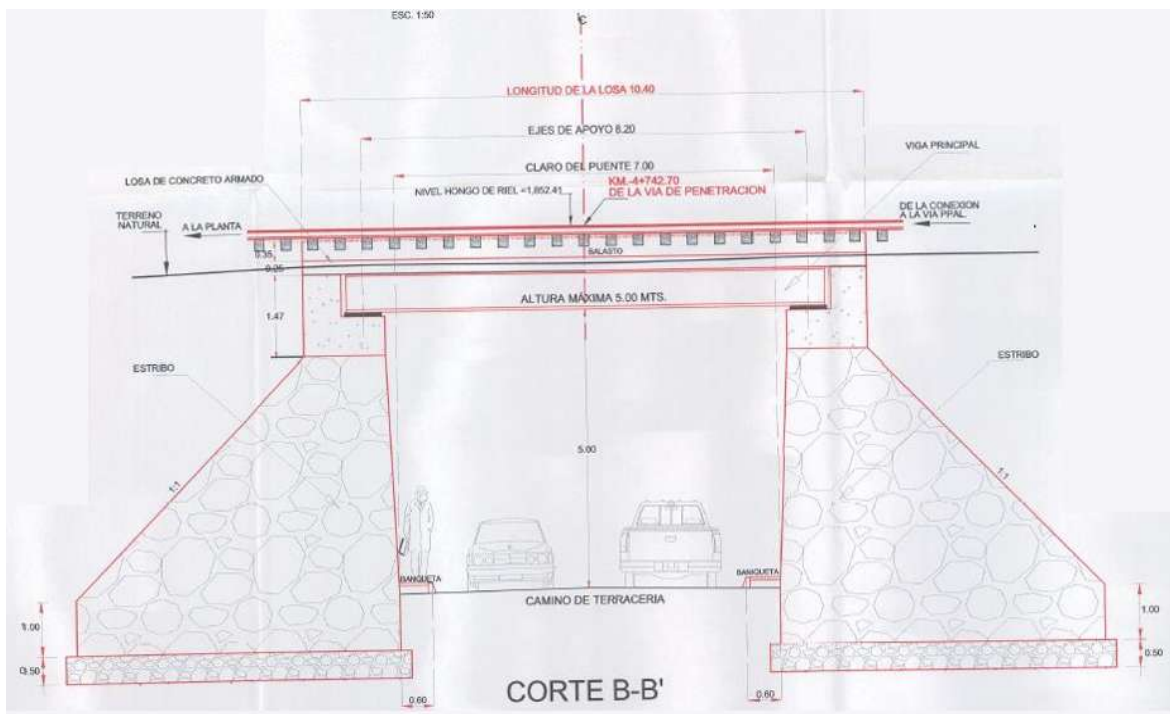


Figura 2.36 Corte longitudinal por eje del camino del proyecto

La carga de proyecto será la Cooper E-80, la cual ya ha sido expuesta anteriormente y corresponde a la figura 2.8.



## 2.7 CRUCERO INFERIOR VEHICULAR LÍNEA “A” 357+085.962

### 2.7.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA

La estructura del cruce de ferrocarril surge de la necesidad de la construcción de un paso a desnivel (deprimido) como se puede observar en la figura 2.37 y 2.38 para lo cual se propone una estructuración de 2 tramos simplemente apoyados con claros de 13.42m cada uno, cuya superestructura está conformada por 35 trabes sección cajón de concreto presforzado (figura 2.39), trabajando en colaboración con un losa plana de 0.20m de espesor, con un ancho de calzada de 17.90 m que aloja el paso de dos vías de ferrocarril para un ancho total de superestructura de 20.92m.

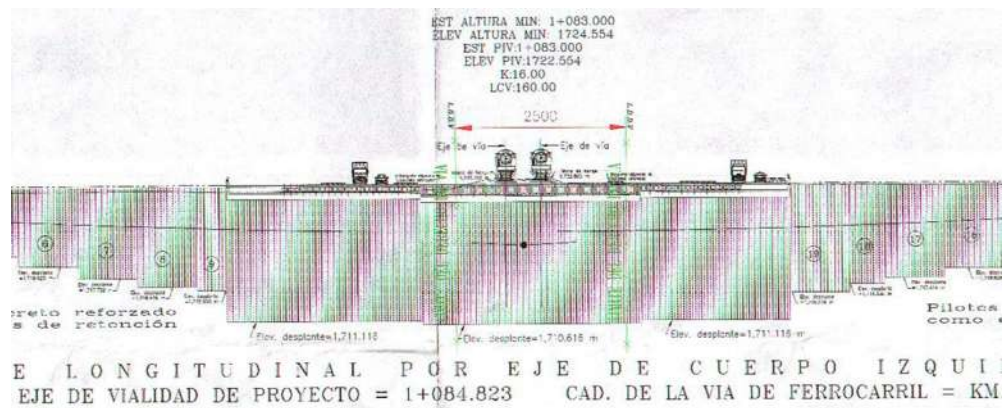


Figura 2.37 Corte longitudinal del paso a desnivel.  
Fuente: (Grupo Demist S.A. de C.V., 2010).

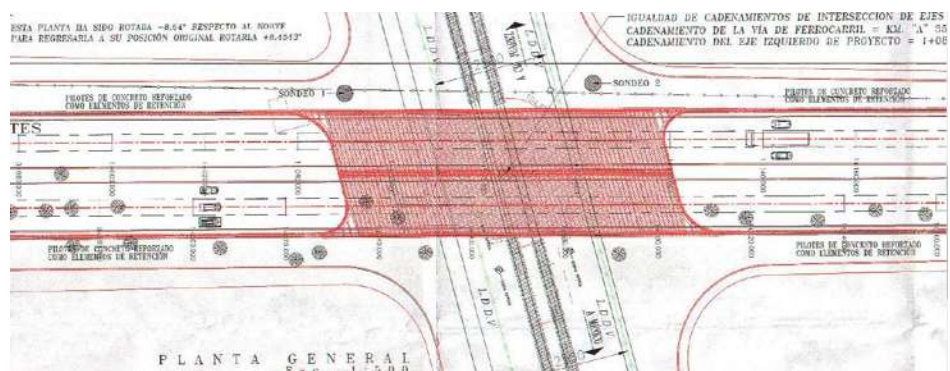


Figura 2.38 Planta de proyecto con el paso de dos vías a nivel.  
Fuente: (Grupo Demist S.A. de C.V., 2010)

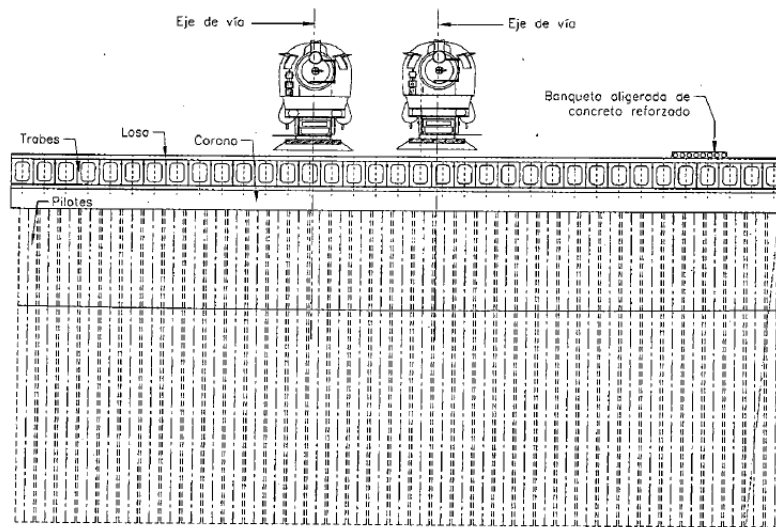


Figura 2.39 Detalle de la configuración de trabes cajón que soportan el paso del ferrocarril.  
Fuente: (Grupo Demist S.A. de C.V., 2010).

Para las trabes sección cajón por destinada al paso del ferrocarril se consideraron 35 trabes presforzadas de 1.35m de peralte con 28 torones de 1/2 pulgada, y para las que permitirán el paso de vehículos 22 trabes presforzadas de 0.85m de peralte con 14 torones de 1/2 pulgada. En la figura 2.40 se pueden apreciar la geometría de las trabes mencionadas.

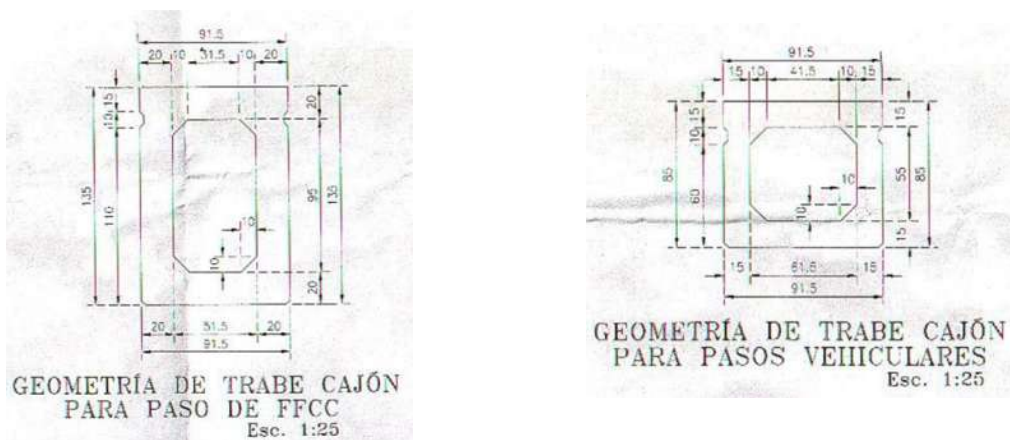


Figura 2.40 Geometría de las trabes cajón de concreto presforzado de proyecto.  
Fuente: (Grupo Demist S.A. de C.V., 2010).



## 2.7.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA

La subestructura está conformada por 2 caballetes extremos y una pila intermedia de concreto reforzado, con cabezal (en el caso del caballete, este cuenta con un diafragma de respaldo) y columnas que se prolongan por debajo del terreno natural para trabajar como pilas de cimentación como se muestra en la figura 2.41.

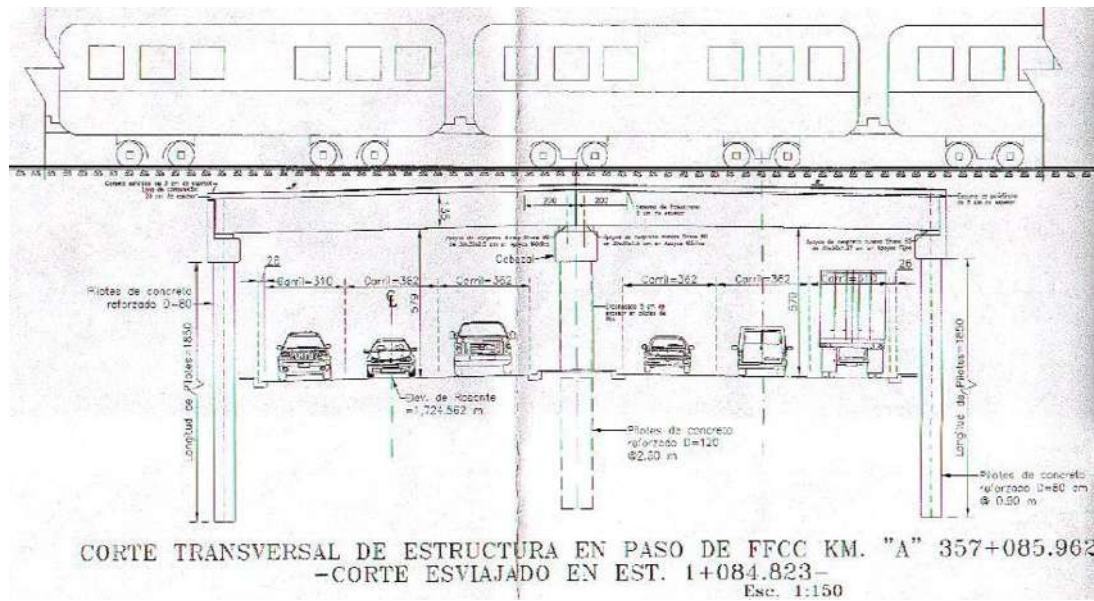


Figura 2.41 Corte transversal de la estructura del paso a desnivel.  
Fuente: (Grupo Demist S.A. de C.V., 2010).

La carga de proyecto será la Cooper E-80, la cual ya ha sido expuesta anteriormente y corresponde a la figura 2.8.



## 2.8 PASO INFERIOR DE FERROCARRIL “S” KM 292+970.00

### 2.8.1 DESCRIPCIÓN SUPERESTRUCTURA

La estructura del paso de ferrocarril consta de un tramo simplemente apoyado con claro 9.85m cuya superestructura está conformada por 22 traveses presforzados sección cajón, el ancho de calzada es de 19.81m y aloja 4 vías para el paso del ferrocarril y un ancho total de superestructura de 20.11m (figura 2.42 y 2.43). La carga de diseño de proyecto es la Cooper E-80

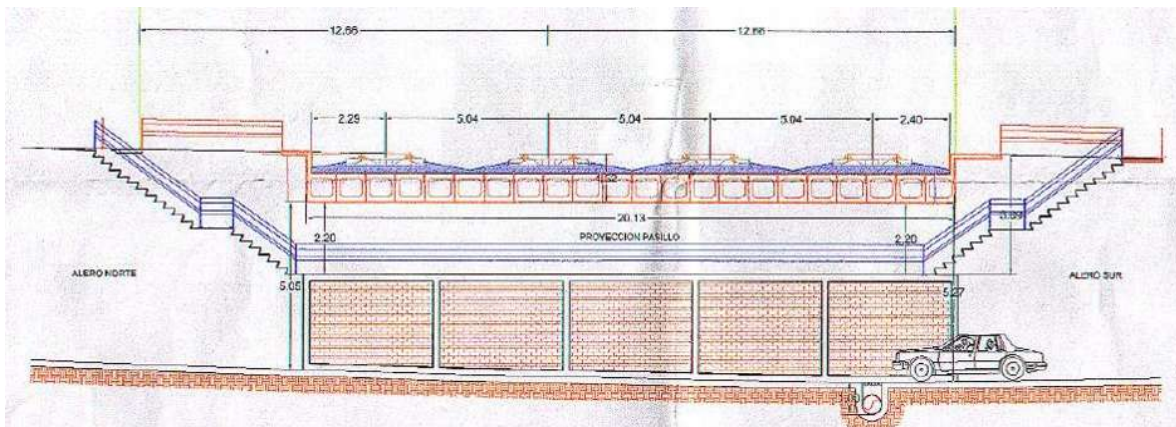


Figura 2.42 Corte transversal de la estructura.  
Fuente: (Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. , 2008)

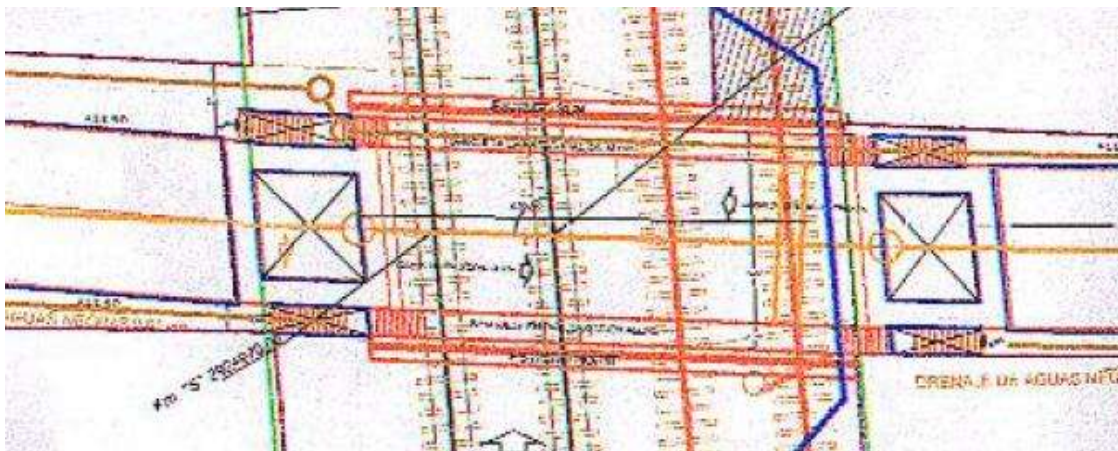


Figura 2.43 Planta de proyecto.  
Fuente: (Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. , 2008).



Las traveses presfuerzados sección cajón de 0.90 m de peralte, cabe resaltar que presentan geometría similar salvo las traveses extremas que tienen guardabalasto a diferencia de las intermedias, el resultado del diseño arroja que se requieren 26 tonos de presfuerzo de 1/2 pulgada. Tal como se muestra en la siguiente figura 2.44.

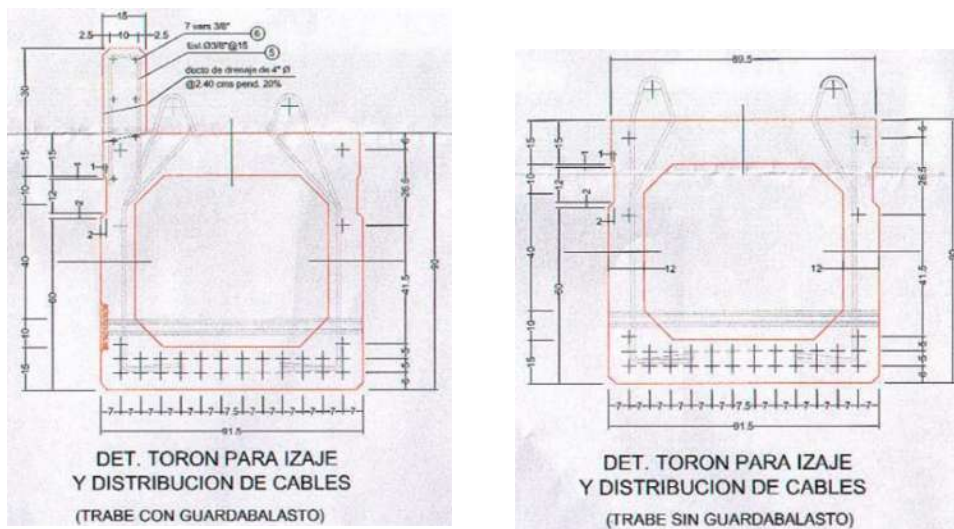


Figura 2.44 Geometría de las traveses cajón de concreto presfuerzado de proyecto.  
Fuente: (Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. , 2008).

## 2.8.2 DESCRIPCIÓN SUBESTRUCTURA

La subestructura está conformada por dos estribos de concreto reforzado que se encuentran unidos a la losa de fondo para así formar un cajón que se encuentra trabajando como cimentación superficial como se observa en la figura 2.45 y 2.46.

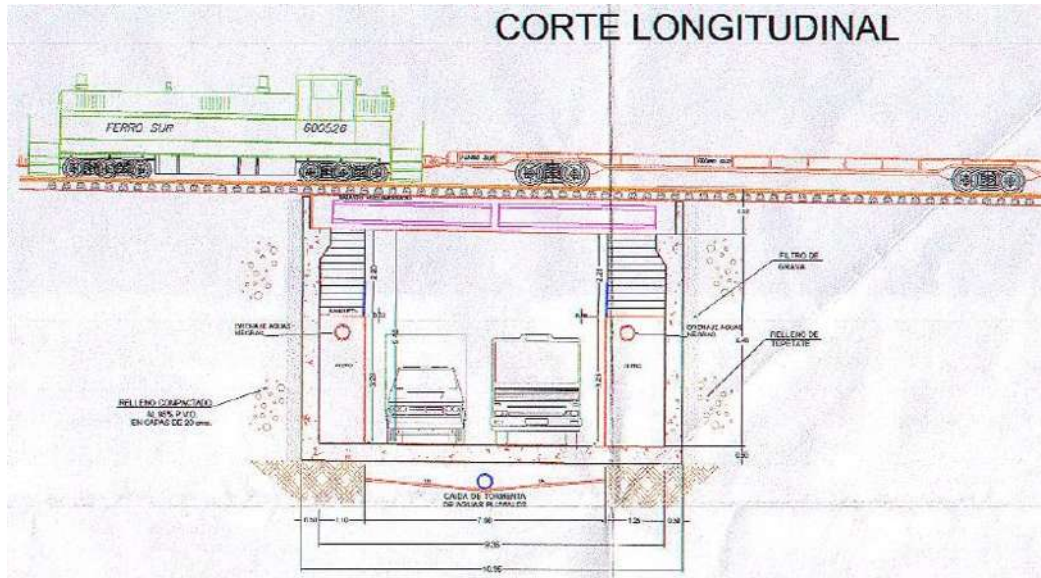


Figura 2.45 Corte longitudinal del paso.  
Fuente: (Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. , 2008)

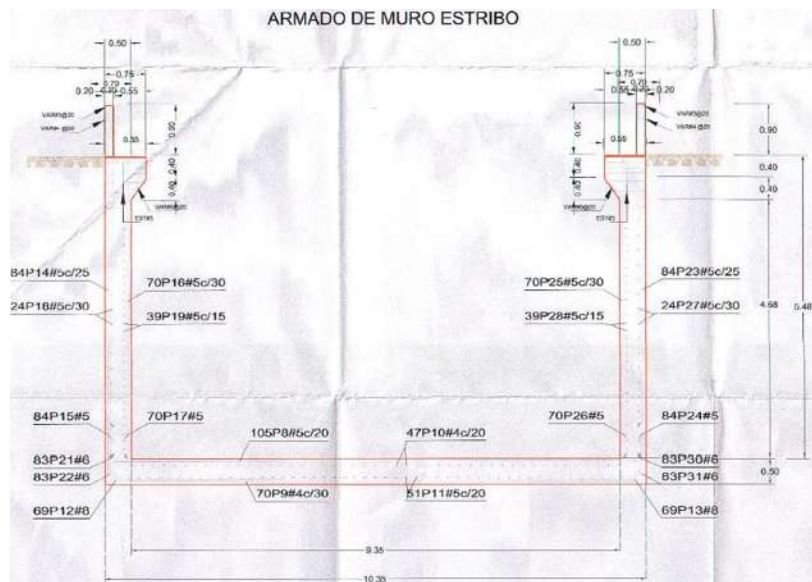
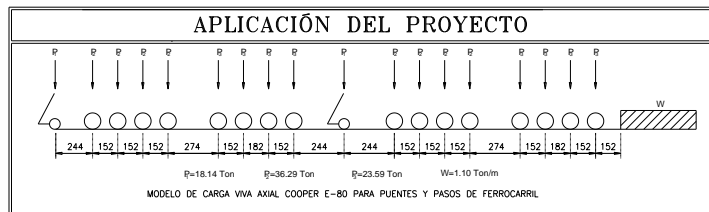


Figura 2.46 Detalle del refuerzo estructural del estribo.  
Fuente: (Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. , 2008).



El modelo de la carga viva aplicada al proyecto es el Cooper E-80 cuya configuración de cargas se muestra en la figura 2.47.



*Figura 2.47 Carga móvil de proyecto Cooper E-80.  
Figura: (Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. , 2008).*



# CAPÍTULO 3

## CARGAS VIVAS DE FERROCARRIL

Las cargas vivas de ferrocarril a las que se encuentra sometida una estructura de un puente o viaducto de ferrocarril quedan clasificadas como cargas variables, debido a que no se encuentran permanentemente sobre el puente.

La aplicación e interacción de estas cargas con el puente ocurre como un conjunto de cargas y acciones cuyos efectos se presentan de manera vertical, longitudinal y transversal a la estructura, incluyendo sus efectos dinámicos debido a la naturaleza móvil de las cargas, así como sus respectivas combinaciones entre ellas colocadas en la posición más desfavorable en orden de probabilidad de ocurrencia, para evaluar así debidamente las sollicitaciones a las que estará sometida la estructura del puente, y obtener diseños técnica y económicamente factibles.

Por lo tanto se puede afirmar que los esfuerzos y deformaciones inducidos en el puente bajo el efecto del tráfico ferroviario móvil son determinantes para definir la morfología y tipo de estructura conveniente para el puente o viaducto de ferrocarril.

Es importante diferenciar las cargas móviles de ferrocarril en función de la velocidad con que circulan a través del puente, y a partir de esta condicionante podemos definir dos tipos de clasificaciones, las cargas vivas para puentes convencionales



de velocidad baja o media y las cargas vivas para trenes de alta velocidad, los primeros en su mayoría pertenecen a los trenes de carga y los otros corresponden a trenes de pasajeros generalmente.

En este capítulo se expondrán las cargas vivas que se utilizan en el diseño de puentes con base en las especificaciones AREMA (AMERICAN Railway Engineering and Maintenance of Way Association), y el Eurocódigo 1 UNE-EN-1991-2 Cargas de tráfico en puentes, así como en las Instrucciones de Acciones a Considerar en Puentes de ferrocarril (IAPF).

### 3.1 CARGAS VIVAS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES AREMA

La carga recomendada de acuerdo a las especificaciones AREMA fue propuesta por Theodore Cooper (1839-1919). Este modelo de carga está conformado por dos locomotoras de vapor con sus respectivas carboneras o “tenders”, las cuales están acopladas una tras la otra, seguidas por los carros o furgones. La carga Cooper se representa por medio de la letra E seguida de un número que va del 10 al 80, el cual representa la carga motriz de la locomotora de un tren específico de la familia. Por ejemplo, para el modelo Cooper E-72 la carga de cada eje motriz de la locomotora vale 72kips, es decir, 72000lbs.

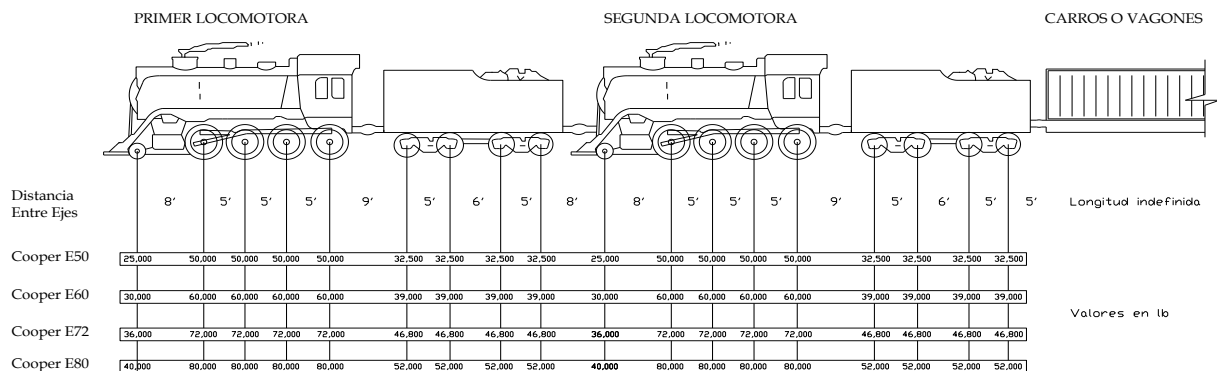


Figura 3.1 Carga Viva tipo Cooper.  
Fuente: (Elaboración propia).



La constitución del modelo de carga Cooper está representada por las cargas de cada eje motriz de la locomotora y sus carboneras, separadas entre sí por una longitud constante y seguida de una carga uniformemente distribuida con valor de un décimo de las siglas que identifican la carga que representa los carros.

Para obtener los valores de las diferentes familias se toma como base las cargas por eje del Cooper E-72 de 36,000 y 72,000 lbs para la locomotora y de 46,800 lb para su carbonera, las cuales se multiplican por el factor resultante de la razón: Cooper-N / Cooper E72. En la figura 3.1 se pueden observar la configuración descrita.

Las especificaciones AREMA recomiendan utilizar la carga Cooper E-80 cuyos valores de cargas por eje y distribución se puede apreciar en la figura 3.2, es la carga más común utilizada en los proyectos de puentes de ferrocarril.

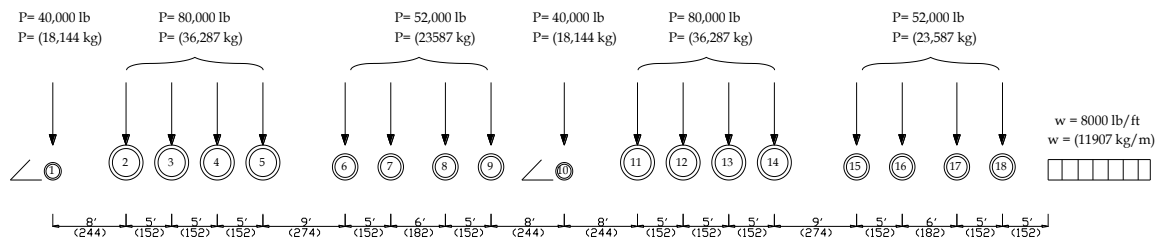


Figura 3.2 Carga tipo Cooper E-80.  
Fuente: (Elaboración propia)

Alternativamente se tiene un modelo de carga adicional el cual consta de 4 cargas con valor de 100,000 lbs separadas en los extremos por una distancia de 5 pies mientras que en el centro por 6 pies.

En la figura 3.3 se puede apreciar esta configuración:

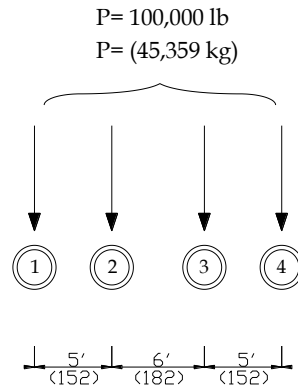


Figura 3.3 Modelo de Alternativo de 4 cargas.  
Fuente: (Elaboración propia).

Al realizarse el análisis de la carga viva ya sea aplicando el modelo de carga Cooper o el modelo alternativo de 4 cargas se deberá considerar aquel que produzca mayores esfuerzos en el puente.

### 3.1.1 FACTOR DE IMPACTO

Para tomar en cuenta los efectos dinámicos inherentes a las cargas móviles la normativa AREMA propone un factor de impacto, el cual no es otra cosa, que un factor de amplificación que incrementa el efecto producido en el puente por las cargas estáticas de los modelos ya descritos para considerar su efecto dinámico.

La carga de impacto debe ser tomado como un porcentaje de la carga viva y será aplicada verticalmente en la parte superior de cada vía. Las especificaciones AREMA tiene diferentes ecuaciones para el cálculo del factor de impacto que dependen del tipo de material y la tipología del puente en estudio, cuyas ecuaciones se presenta a continuación:

#### a) Elementos de concreto reforzado:

$$I = \frac{100CV}{CM + CV} < 60\% \quad (3.1)$$



**b) Elementos de concreto presforzado:**

$$I = 35 - \frac{L^2}{500} < 60\% \quad L \leq 60 \quad (3.2)$$

$$I = 14 + \frac{800}{L - 2} < 60\% \quad L < 60 \leq 135 \quad (3.3)$$

$$I = 20\% \quad L > 135 \quad (3.4)$$

**c) Elementos de acero:**

**Trabes**

$$I = RE + 40 - \frac{3L^2}{1600} < 60\% \quad L < 80 \quad (3.5)$$

$$I = RE + 16 + \frac{600}{L - 30} < 60\% \quad L > 80 \quad (3.6)$$

**Armaduras**

$$I = RE + 15 + \frac{4000}{L + 25} < 60\% \quad (3.7)$$

De las ecuaciones anteriores se tiene:

$I$  = Porcentaje de carga viva por impacto

$CV$  = Carga viva total en el elemento para el cual han sido hechos los cálculos



$CM$  = Carga muerta aplicada al elemento en estudio.

$L$  = Longitud del claro o elemento en ft

Para el caso de estructuras de acero  $L$  puede adoptar el significado de uno de los casos:

$L$  = Longitud en pies (ft), centro a centro de apoyos de largueros, piezas de puente sin largueros, en miembros principales las vigas o armaduras longitudinales. o

$L$  = Longitud en pies (ft), larguero adyacente más largo soportado, vigas longitudinales, traveses o armaduras longitudinales por impacto en piezas de puente, cargadores de vigas de piso, subdiagonales de armaduras, traveses transversales, soportes para traveses longitudinales y transversales y columnas de viaductos. Dado en pies (ft).

$RE$  = Será expresado como un porcentaje; o bien 10% de la carga por eje o 20% de la carga de la rueda.

### 3.1.2 DISTRIBUCIONES DE CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

De acuerdo a las especificaciones AREMA la carga viva se distribuirá longitudinalmente y transversalmente como se especifica a continuación.

La distribución longitudinal de cada eje de carga se distribuirá longitudinalmente uniformemente repartida en una longitud igual a 3 pies más la distancia mínima del nivel inferior del durmiente al superior de las traveses, es decir, en el caso más general se tomará el espesor del balasto más el espesor de la losa. Este valor de longitud no debe exceder 6 pies. En la figura 3.4 se puede observar esta distribución descrita y la expresión con la cual se calcula.

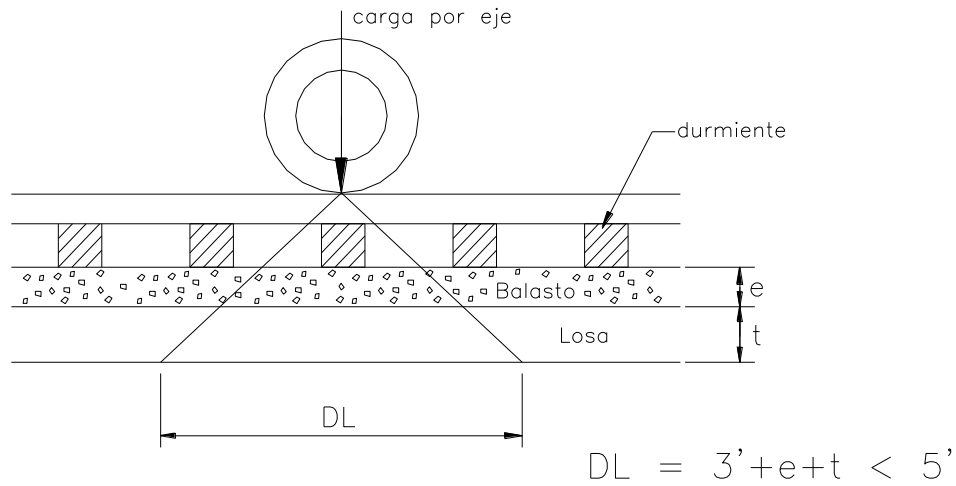


Figura 3.4 Distribución Longitudinal.  
Fuente: (Elaboración propia).

Para la distribución transversal se tiene que cada eje de carga será distribuido sobre un ancho igual a la longitud del durmiente más la distancia mínima del inferior del durmiente al superior de las traveses, tal como se muestra en la figura 3.5, junto con su expresión.

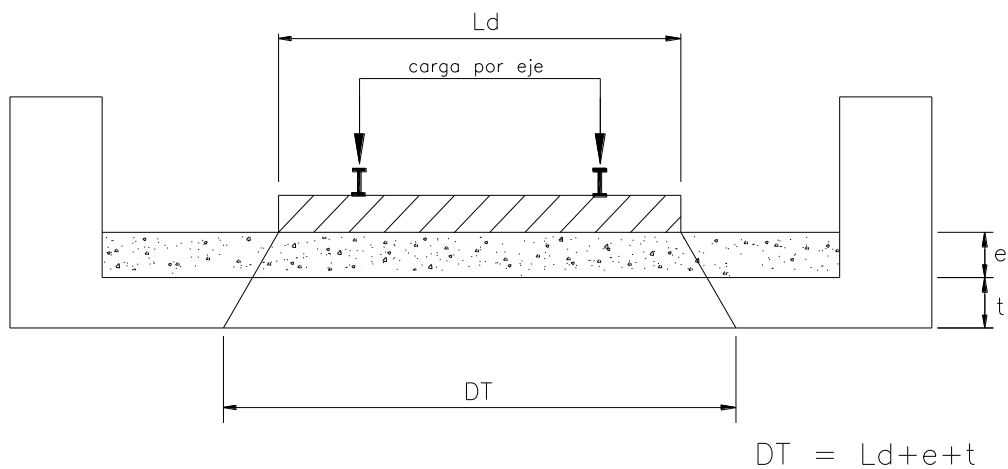


Figura 3.5 Distribución Transversal.  
Fuente: (Elaboración propia).



### **3.2 CARGAS VIVAS INDICADAS EN LA NORMATIVA EL EUROCÓDIGO Y IAPF**

De acuerdo al Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, Parte 2: Cargas de tráfico en Puentes, UNE-EN-1991-2, y en la Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de ferrocarril (IAPF), se presentan las cargas para tráfico ferroviario consideradas las cuales son aplicadas en las principales líneas europeas de ancho de vía estándar y gran ancho.

Otro aspecto fundamental a considerar es que las cargas que se definirán a continuación no describen las cargas reales, sino son modelos de cargas cuyos efectos se incrementan por un factor dinámico para representar el efecto del tráfico de servicio.

#### **3.2.1 MODELOS DE CARGAS VIVAS VERTICALES PARA PUENTES**

En estos modelos de carga se consideran primeramente los efectos estáticos los cuales son afectados posteriormente por un coeficiente de impacto envolvente, el cual les proporciona un carácter dinámico a las cargas. A continuación, se presentan los modelos de carga de ferrocarril presentados en el Eurocódigo y en IAPF.

##### **3.2.1.1 MODELO DE CARGA 71 y SW/0**

Estos modelos representan el efecto de las cargas verticales estáticas, se consideran para puentes y viaductos que estén sometidos a acciones de tráfico ferroviario normal, diferenciando la aplicación del SW/0 solo para puentes continuos. El efecto de estas cargas se situará en el eje de la vía y a nivel de rodadura.

El modelo de carga 71 presentado en la figura 3.6 está constituida por 4 ejes cargados puntualmente con 250kN cada uno, separadas a 1.6m entre sí;



adicionalmente se considera una sobrecarga uniformemente distribuida con valor de 80kN/m extendida en toda su longitud.

Las cargas se colocarán en las posiciones más desfavorables, pudiéndose eliminar uno de los ejes de carga pero conservando la distancia entre los otros, así como la sobrecarga se podrá colocar en tramos discontinuos respetando una distancia de 6.4m centrada con respecto a los cuatro ejes de carga.

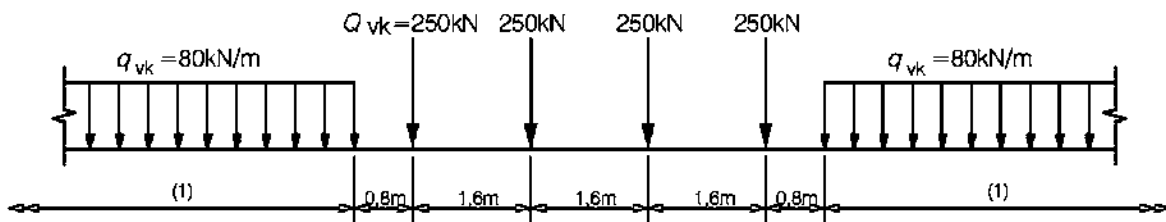


Figura 3.6 Modelo de carga 71.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

Las acciones del modelo serán multiplicadas por un coeficiente “ $\alpha$ ”, cuando existan condiciones de tráfico ferroviario más pesado o más ligero de lo normal. Al afectarse por este coeficiente serán designadas como cargas verticales clasificadas.

Los valores que pueden adoptar dicho coeficiente son, 0.75, 0.83, 0.91, 1.00, 1.10, 1.21, 1.33, 1.46.

Es importante señalar que de acuerdo con la IAPF (Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril) de la normativa española presenta el tren de cargas verticales UIC71 que es equivalente al modelo de carga 71 (LM71). Así mismo proponen sus valores para el coeficiente de clasificación  $\alpha$ , con valor para vías de ancho ibérico o UIC de 1.21, para vías de ancho métrico un valor de 0.91. Al afectarse por estos coeficientes se cubre también los vehículos de SW/0 y SW/2 que marca el Eurocódigo 1 Acciones en Estructuras Cargas de tráfico en Puentes, de esta manera no existe la necesidad de utilizar estos trenes adicionales.



### 3.2.1.2 MODELO DE CARGA SW/0 y SW/2

Estos modelos representan el efecto de las cargas verticales estáticas, se consideran para puentes y viaductos que estén sometidos a acciones de tráfico ferroviario normal diferenciando la aplicación del SW/0 para puentes continuos y el modelo SW/2 para el peso ferroviario pesado.

Éste modelo de carga (figura 3.7) tiene la siguiente configuración, dos cargas uniformemente repartidas,  $q_{vk}$ , en una longitud,  $a$ , separados entre sí por una distancia  $c$ .

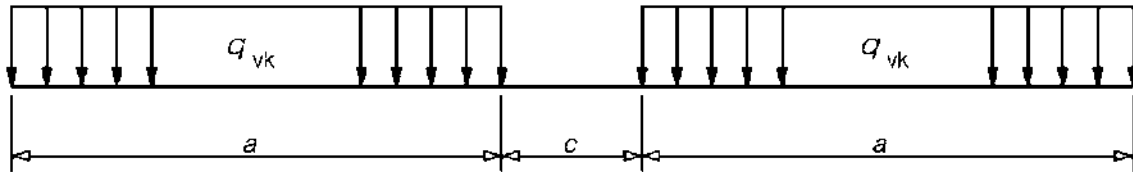


Figura 3.7 Modelo de cargas SW/0 y SW/2.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

Los valores particulares de carga vertical para cada modelo se pueden observar en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores particulares de las cargas verticales para los modelos de carga SW/0 y SW/2

Modelo de carga	$q_{vk}$ (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004)

Se hace notar que el modelo de cargas SW/0 también debe modificarse por el factor de clasificación,  $\alpha$ , ya mencionado.



### 3.2.1.3 MODELO DE CARGAS “TREN SIN CARGA”

El modelo del tren sin cargas, está definido por una carga vertical uniformemente distribuida con un valor de 10.0 KN/m. Este modelo solo se utiliza en casos especiales.

## 3.3 COEFICIENTE DINÁMICO

Para la evaluación de los efectos dinámicos propios de las cargas móviles de ferrocarril descritos en los modelos de cargas presentados arriba, se requiere tomar en cuenta su naturaleza móvil, por tal motivo el efecto de las cargas móviles verticales estáticas se incrementa debido al efecto dinámico.

Para cualquiera que sea el método para determinar el coeficiente de impacto y por tanto la evaluación del efecto dinámico, la envolvente dinámica de la sollicitación para cada elemento queda por medio de un coeficiente de impacto definido como:

$$\Phi = \text{máx} \frac{S_{din.real}}{S_{est.tipo}} \quad \text{con } \Phi > 1 \quad (3.8)$$

Donde  $\text{máx}S_{din.real}$  representa la sollicitación dinámica máxima a causa de todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación. Mientras que  $S_{est.tipo}$  es la sollicitación estática del modelo de carga en estudio.

### 3.3.1 EL COEFICIENTE DINÁMICO DE IMPACTO ENVOLVENTE

El coeficiente dinámico de impacto envolvente tiene como propósito tomar en cuenta los efectos dinámicos de las cargas verticales estáticas de los modelos de carga 71, SW/0 y SW/2 por medio de la determinación del coeficiente  $\Phi$  para incluir la



amplificación dinámica de los esfuerzos y de los efectos de las vibraciones en la estructura del puente, pero sin llegar a considerar el efecto de resonancia.

Este método solo es válido para tales como velocidades de circulación menores a 200 o 220km/h, determinas tipologías tales como puentes isostáticos, y frecuencia fundamental de vibración del puente dentro de ciertos límites, las cuales serán mencionadas en el siguiente capítulo en el punto de requisitos necesarios para un análisis dinámico.

El coeficiente dinámico  $\Phi$  puede tomar dos diferentes valores que están definidos en función de la calidad del manteniendo vía para brindar un confort esperado, y se presentan a continuación:

(a) Vías con alto nivel de mantenimiento,  $\Phi_2$ :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad (3.9)$$

con  $1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$

(b) Vías con mantenimiento normal,  $\Phi_3$ :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad (3.10)$$

con  $1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$

En las ecuaciones anteriores 3.9 y 3.10, la literal  $L_\Phi$  representa la longitud determinante, la cual está dada en metros.

La normativa española en las Instrucción de acciones a considerar en puentes de Ferrocarril (IAPF) recomienda el siguiente criterio para la elección del coeficiente  $\Phi$ , para sus distintos valores,  $\Phi_2$  y  $\Phi_3$ , expresados en las ecuaciones 3.9 y 3.10.



Siempre que no se tenga información precisa acerca de la calidad de la vía, se tomará el valor de  $\Phi_3$ , en los casos donde el puente tenga juntas intermedias entre carriles; puentes con barra larga soldada, con alguna junta de dilatación carril o con aparatos de vía sin corazón móvil dentro de los mismos.

Otra recomendación importante en términos de velocidad, cuando se utilicen velocidades de menores o iguales de 220km/h se utilizará el valor de  $\Phi_3$ , mientras para velocidades mayores de 120km/h pero menores o iguales a 220 km/h se utilizara el promedio aritmético de ambos coeficientes, es decir,  $(\Phi_2 + \Phi_3)/2$  y para velocidades mayores a 220 km/h se utilizara el coeficiente dinámico de  $\Phi_2$ .

Es importante señalar que la utilización de los coeficientes está limitada para los modelos de carga HSML, carga debida a trenes reales, trenes de fatiga y tren sin carga.

### 3.3.1.1 Longitud determinante $L_\Phi$

Hay que tener en mente que estos coeficientes fueron determinados para puentes con vigas simplemente apoyadas pero la longitud  $L_\Phi$  permite aplicarlos con otros elementos estructurales, tales como:

1. Tableros cerrados con chapa rigidizada (ortotrópica) y vía sobre balasto para esfuerzos locales y transversales:
  - a. Con rigidización longitudinal y transversal.
  - b. Con rigidización transversal únicamente.
2. Tableros abiertos con largueros y viguetas sin balasto, para esfuerzos locales y transversales.
3. Tableros cerrados con losa de concreto y vía sobre balasto, para esfuerzos locales y transversales.



4. Vigas principales (longitudinales), para esfuerzos locales y transversales
5. Apoyos estructurales.

En el caso de que no se especifique el valor de la longitud determinante  $L_{\phi}$  de la tabla A.1 del apéndice A, este valor deberá tomarse como la longitud de la línea de influencia para la deformación del elemento considerado. Se pueden considerar diferentes valores para  $L_{\phi}$  cuando los esfuerzos resultantes de un elemento estructural dependan de más de un efecto.

En el apéndice A se presentan las tablas que el Eurocódigo UNE-EN-1991-2 establece de referencia se donde indican los valores recomendados para los casos específicos de cada uno de los puntos anteriores.

### 3.3.2 COEFICIENTE DE IMPACTO PARA TRENES REALES

Cuando se requiera conocer los efectos dinámicos como resultado de trenes reales en servicio y obtener un mejor ajuste para una velocidad determinada, fuerza y momento para una carga estática específica.

Este método aplica a puentes con tipologías convencionales las cuales están contenidas en las tablas del apéndice A para la obtención de la longitud determinante, además de cumplir con la condición de velocidad menor de 200 o 220km/h, por otra parte, no es necesario que la estructura quede dentro de algún límite de frecuencia.

La ecuación que representa la envolvente de las solicitaciones dinámicas máximas producidas por trenes reales,  $S_{din.real}$ , obtenida a partir de las solicitaciones estáticas máximas,  $S_{est.real}$ , es:

$$S_{din.real} = (1 + \varphi' + r\varphi'')S_{din.real} \quad (3.12)$$



De la ecuación anterior se tiene que:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (3.13)$$

Cuyo valor de  $K$  queda definido por:

$$K = \min\left(\frac{V}{2L_{\Phi}f_0}\right) \quad (3.14)$$

Donde,  $V$ , es la velocidad máxima del tren en m/s;  $L_{\Phi}$ , es la longitud determinante;  $f_0$ , Primera frecuencia de flexión propia del puente;  $r$ , calidad de mantenimiento de la vía con valores de  $r=1$  para  $V \leq 120\text{km/h}$  asociado a un mantenimiento normal,  $r=0.75$  para  $120\text{km/h} < V \leq 220\text{km/h}$  y  $r=0.5$  para  $V > 220\text{km/h}$  asociado a un mantenimiento bueno.

En la ecuación 3.16 se tiene que el efecto dinámico producto de las irregularidades de la vía se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\varphi'' = a \left[ 0.56 \cdot e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 0.50 \left( \frac{f_0 L_{\Phi}}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right] \quad \varphi'' \geq 0 \quad (3.16)$$

Siendo:

$$a = \min\left(\frac{V}{22}\right) \quad \text{si } v \leq \frac{22m}{s} \quad (3.17)$$
$$a = 1 \quad \text{si } v > 22 \text{ m/s}$$



Finalmente, para obtener el coeficiente dinámico de impacto envolvente  $\Phi$ , utilizando como base la ecuación 3.8 y partiendo del principio de la proporcional entre desplazamientos y solicitaciones se obtiene la siguiente ecuación:

$$\Phi = (1 + \varphi' + r\varphi'') \frac{\delta_{est.real}}{\delta_{est.tipo}} \quad \Phi > 1 \quad (3.18)$$

Donde  $\delta_{est.real}$  representan la flecha máxima estática debida a los trenes reales HSML, los cuales se definen en el capítulo siguiente y  $\delta_{est.tipo}$  la flecha máxima debida al modelo de cargas del tren tipo 71.

### 3.3.3 REDUCCIÓN DE EFECTOS DINÁMICOS

Se puede realizar una reducción de efectos dinámicos en el caso particular de puentes arco y puentes de concreto de cualquier tipo. Siempre y cuando tengan un recubrimiento  $h$ , mayor a 1.0m, el cual se considera medido a partir de la cara superior del durmiente incluyendo el espesor de balasto, medido hasta la cara superior del tablero (o la estructura resistente), la ecuación 3.19 considera esta reducción.

$$red\Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1.00}{10} \geq 1.0 \quad (3.19)$$

Para el caso de puentes arcos,  $h$  se toma desde la coronación en el extradós.

Cuando se analicen los efectos del tráfico ferroviario en los que se tengan pilas con una esbeltez  $< 30$ , los estribos, las cimentaciones, presiones del suelo y muros de contención, pueden despreciar los efectos dinámicos.

Es importante resaltar que los métodos descritos en los puntos 3.3.1 y 3.3.2 representan un análisis dinámico simplificado y solo son aplicables si la estructura cumple ciertos requisitos ya mencionados tales como velocidad, tipología y



frecuencia fundamental. Estos métodos de obtención del coeficiente  $\Phi$  no consideran la posible existencia de fenómenos resonantes.

Existen diversos métodos de cálculo dinámico de trenes, para los casos en donde no aplique el coeficiente dinámico envolvente. Tales como, Modelos numéricos basados en series armónicas, Modelos numéricos basado en cargas móviles y Modelos basados en la interacción vehículo-estructura. Los cuáles serán tratados a profundidad en el capítulo 4: Efectos Dinámicos en Trenes de Mediana y Alta Velocidad.

### **3.4 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS**

Para el análisis de las acciones verticales, longitudinales y transversales propias de la carga viva producto del tráfico ferroviario, se debe considerar que la aplicación de ésta, se realizará colocándola en la posición y condición que provoquen la condición más desfavorable, y así ser tomada en cuenta para el diseño. A continuación, se presenta el criterio para el análisis transversal y longitudinal de las cargas de trenes expresados en el Eurocódigo y las recomendaciones de la norma española IAPF.

#### **3.4.1 ANÁLISIS TRANSVERSAL DE LAS CARGAS**

Para el análisis transversal de las cargas, se aplican los modelos de carga 71 ( y SW/0) que fueron definidos previamente. Se considerará que puede existir una distribución asimétrica de las cargas verticales entre los carriles, así que la relación de cargas por rueda en todos los ejes un valor máximo de 1.25 en cualquier vía. En la figura 3.8 se puede apreciar:

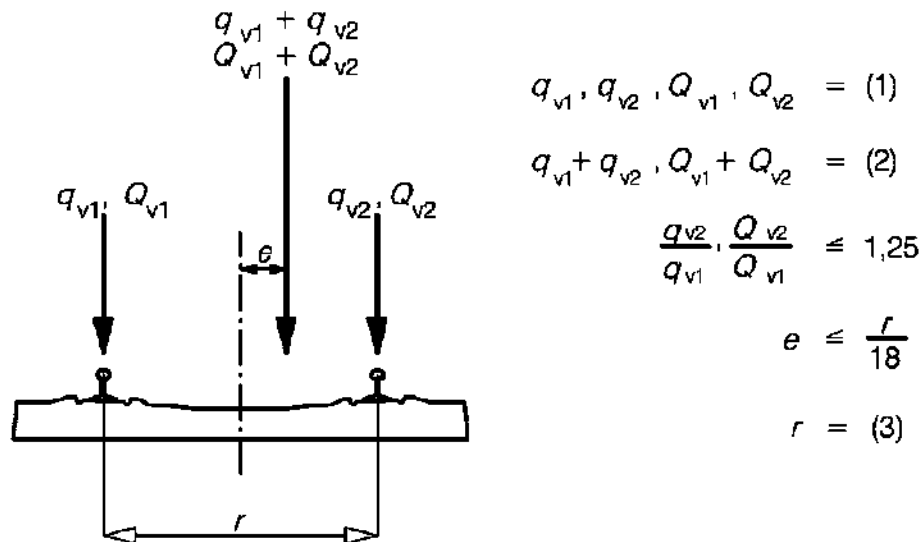
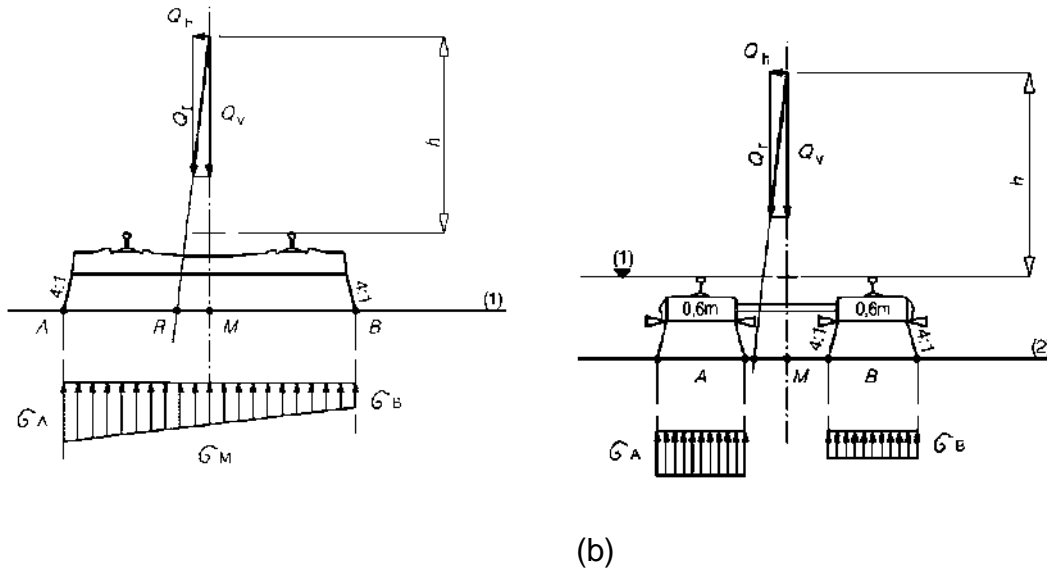


Figura 3.8 Excentricidad de las cargas verticales.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

Donde  $q_{v1}$  y  $Q_{v2}$  representa la carga uniformemente distribuida y las cargas puntuales existentes respectivamente en cada carril, se pueden utilizar los dos modelos de manera conjunta cuando así se requiera;  $r$ , representa la distancia transversal entre las cargas de las ruedas.

### 3.4.1.1 DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE ACCIONES A TRAVÉS DE LOS DURMIENTES Y EL BALASTO

La distribución transversal en los puentes con vías sobre balasto sin peralte, es decir sin pendiente transversal, con durmientes convencionales se distribuirá tal como se muestra en la figura 3.9(a), mientras que para puentes con las mismas características, pero con balasto compactado solo bajo los carriles con durmientes monobloque o bibloque, la distribución será como se indica en la misma figura 3.9 inciso (b).



(a) (b)  
Figura 3. 9 (a) y (b) Distribución transversal de las acciones a través de traviesas y balasto, vía sin peralte. Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

Por otra parte, en puentes con balasto y peralte, las acciones se deben distribuir transversalmente en la siguiente forma de acuerdo a la figura 3.10.

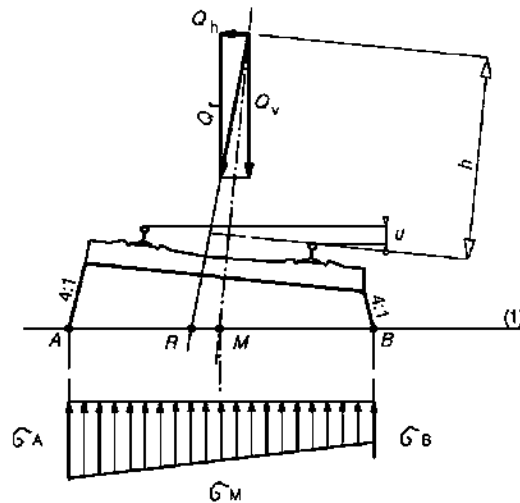


Figura 3.10 Distribución transversal de las acciones a través de los durmientes y el balasto, con peralte. Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



### 3.4.2 DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE CARGAS POR EJE EN VÍAS, DURMIENTES Y BALASTO.

Para el análisis de distribución longitudinal de las cargas se debe tener en mente que estos efectos ocurren de manera local, y son aplicables a los modelos de carga carga 71, SW/0, SW/2, Tren sin carga, HSML, trenes reales y trenes de fatiga.

#### 3.4.2.1 DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE UNA CARGA PUNTUAL O DE UNA CARGA DE RUEDA A LO LARGO DEL CARRIL

La distribución longitudinal local de una carga puntual, correspondiente al modelo de carga 71 o sus respectivas cargas verticales clasificadas, el modelo HSML-A (excluyendo el modelo HSML-B) o la carga de una rueda de cualquiera de las mencionadas en el párrafo anterior. Cabe mencionar que alternativamente se esta carga se puede distribuir sobre tres puntos de apoyo del carril del carril tal y como se muestra en la figura 3.11.

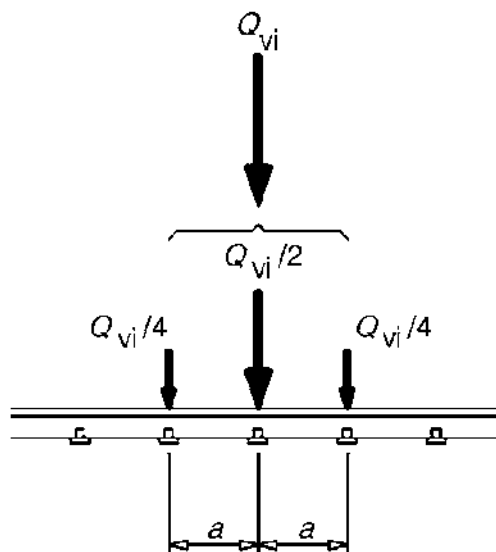


Figura 3.11 Distribución longitudinal a lo largo del carril.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



En la figura anterior aprecia la distribución de longitudinal de rueda, siendo  $Q_{vi}$  la carga puntual en cada carril debida a algún modelo de carga ya mencionado. Cuando se desglose la carga puntual, dichas cargas estarán separadas por una distancia,  $a$ , que corresponde a los puntos de apoyo del carril.

### 3.4.2.2 DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE CARGA EN LOS DURMIENTES Y EL BALASTO

Para realizar la distribución local de las cargas en los durmientes y el balasto, solo las cargas puntuales del modelo de carga 71 o sus respectivas cargas clasificadas, o una carga por eje, se pueden distribuir uniformemente en dirección longitudinal. Este tipo de distribución se utiliza para el proyecto estructural de los elementos de piso, tales como, rigidizadores longitudinales y transversales, emparrillados, losas de tablero y losas de hormigón de poco espesor.

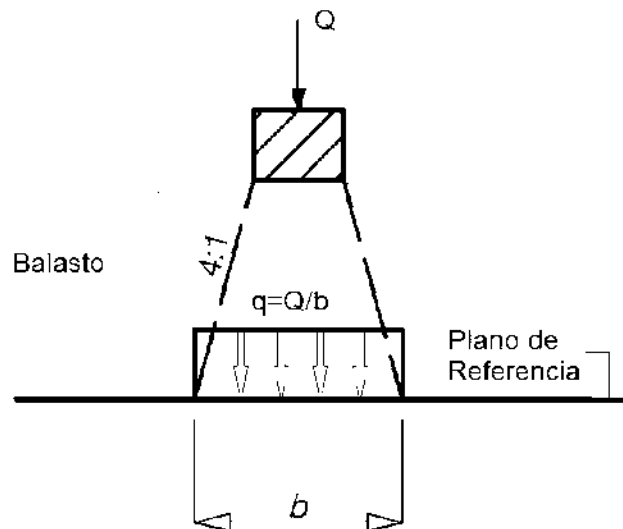


Figura 3.12 Distribución longitudinal de la carga a través de un durmiente y del balasto.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



En la figura anterior se puede apreciar que  $Q$  representa la carga en el durmiente cuya distribución uniforme obedece un a pendiente 4:1 y se distribuye en una distancia  $b$ , con valor de  $q=Q/b$  en un plano de referencia dado.



---

# CAPÍTULO 4

## EFECTOS DINÁMICOS EN TRENES DE MEDIANA Y ALTA VELOCIDAD

Las acciones inherentes al tráfico ferroviario que se deben considerar en el diseño de proyectos de puentes y viaductos de ferrocarril, se pueden definir como cargas variables, tales como fuerzas centrífugas, arranque, frenado, variaciones térmicas, acciones aerodinámicas y efectos dinámicos debidos al paso de los trenes. En este capítulo se enfocará en la importancia de realizar un análisis dinámico de las cargas de ferrocarril para así realizar una evaluación adecuada de las solicitaciones a las que estará sometida la estructura, para así garantizar la vida útil de la estructura y cumplir con los estados límites de servicio que se verán reflejados en la seguridad y confort de los usuarios.

Los fenómenos dinámicos originados por el flujo ferroviario dependen de las cargas verticales móviles que se transmiten mediante la interacción entre el tren y del puente mediante el contacto entre las ruedas del carro (bugie) y la superficie de contacto con el riel (incluyendo posibles irregularidades en riel).

Hay que tomar en cuenta que el comportamiento de un puente de ferrocarril desde el punto de vista de dinámica estructural difiere al de automóviles ya que el origen de excitación es diferente. Por ejemplo, las cargas propias a un tráfico ferroviario



pueden considerarse como una secuencia de vehículos idénticos, es decir, una secuencia de cargas concentradas separadas a un intervalo regular, conectados entre sí más su respectiva locomotora(s), mientras que para vehículos automotrices existe una variabilidad en cargas y velocidades.

Como resultado de la repetición de cargas cíclicas de los trenes se obtienen frecuencias de vibración o excitación periódicas que pueden ocasionar el fenómeno de resonancia, el cual ocurre cuando la frecuencia de excitación dinámica propia de las cargas o un múltiplo de ella, coincide con la frecuencia fundamental de la estructura lo cual ocasiona un acoplamiento de entre excitación y respuesta.

Este fenómeno se puede representar matemáticamente por medio de la ecuación 4.1, que es la longitud de onda de la excitación, dada por:  $\lambda = v/f_o$ ; donde  $v$ , es la velocidad y  $f_o$  la frecuencia de vibración de la estructura. Si al determinar la longitud de onda característica de separación de los ejes  $D_k$ , coincide con un múltiplo entero de la longitud de la estructura antes definida, entonces se producirá la resonancia.

$$\lambda = \frac{D_k}{i}, (i = 1,2,3 \dots) \quad (4.1)$$

Por tal motivo es necesario evitar que se presente la resonancia para así garantizar que no existan vibraciones excesivas que se traduzcan en el incremento de fuerzas y esfuerzos que comprometan el estado de servicio de la estructura que está directamente relacionado con el confort de los usuarios, la seguridad estructural y la reducción la vida útil de la estructura.

Actualmente en el diseño de puentes y viaductos de ferrocarril de alta velocidad es menester tomar en cuenta las consideraciones dinámicas para velocidades mayores de 200km/h o 220km/h (Velocidades indicadas en el Eurocódigo UNE-EN-1991-2 y IAPF, respectivamente), ya que en estas velocidades se ha demostrado que podría tener ocurrencia este fenómeno.



## 4.1 MODELOS DINÁMICOS PARA ANÁLISIS DE PUENTES DE FERROCARRIL

Debido al desarrollo de los trenes de alta velocidad en el mundo, surge la necesidad de plantear diferentes metodologías para la evaluación de la respuesta dinámica de los puentes por medio de modelos que sean válidos y representativos para la estructura real y su interacción con el paso del tránsito ferroviario.

Para realizar un análisis dinámico en los cuales se consideran tanto las características del puente y la carga móvil del ferrocarril, se deben tener en cuenta la suposición teórica que ambas tendrán comportamiento elástico y una frecuencia de vibración específica. Además, es importante señalar que la interacción entre el tren y el puente se dará mediante el contacto entre las ruedas del carro y la superficie de contacto con el riel.

### 4.1.1 MODELOS NUMÉRICOS BASADOS EN SERIES ARMÓNICOS

La formulación de este tipo de modelos se basa en el principio de la excitación dinámica periódica, cuya descripción de movimiento queda definida perfectamente como una función armónica, es decir, que sus características de respuesta dinámica se repiten después de un tiempo determinado denominado periodo. El cual representa perfectamente el primer modo de vibración a flexión de la estructura del puente.

Este tipo de método es válido para estructuras isostáticas y cualquier rango de velocidades y no exige una resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura. Un concepto fundamental que es la base para este tipo de modelos es la **impronta dinámica**, que se puede definir como la curva geométrica característica de la agresividad del tren desde el punto de vista dinámico producido al puente de ferrocarril.

Dentro de este tipo de modelos podemos encontrar 3 variantes:



- a) **Descomposición de la excitación de la resonancia (DER):** En este método primeramente se obtiene la respuesta dinámica del puente por medio de Fourier para después centrarse en el término que corresponde a la resonancia de frecuencias (impronta dinámica), para de esta manera encontrar la aceleración máxima en el centro del claro.
- b) **Método simplificado de la impronta dinámica proporcional (IDP):** Este método se centra en el análisis de aceleración máxima residual de cada carga aislada, tomando consideraciones de amortiguamiento que produce el paso de la misma y los estados de vibración residual que producen en el puente. Lo que se puede traducir en un posible mejor ajuste de la impronta dinámica del método LIR.
- c) **Método simplificado basado en la línea de influencias residual (LIR),** se basa en el análisis de las vibraciones libres producidas en el puente isostático bajo el paso de cada carga móvil individual de cada eje, obteniéndose por medio de ecuaciones matemáticas la respuesta dinámica máxima límite de la estructura, este método considera el posible efecto resonante y no exige una resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura.

El método recomendado Instituto Europeo de Investigación Ferroviaria (ERRI) que esta normado en el Eurocódigo 1 UNE-EN-1991-2 Cargas de tráfico en puentes y en la Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de ferrocarril (IAPF), es el método LIR.

La finalidad de estos métodos es determinar la máxima sollicitación dinámica con base en la aceleración o el desplazamiento en un punto específico de la estructura. Baste con ejemplificar el método LIR para la comprensión de este tipo de modelos.



Para la determinación del máximo valor de la aceleración se presenta la ecuación 4.2, la cual está determinada por la multiplicación de tres factores:

$$\Gamma = C_{accel} \cdot A(r) \cdot G(\lambda) \quad (4.2)$$

Donde  $C_{accel}$  es la constante de aceleración definida por la inversa de la masa total del tramo isostático (simplemente apoyado),  $1/M$ .

$$A(r) = \frac{r}{1-r^2} \sqrt{e^{-2\zeta\frac{\pi}{r}} + 1 + 2\cos\left(\frac{\pi}{r}\right) e^{-\zeta\frac{\pi}{r}}} \quad (4.3)$$

El término  $A(r)$  presentado en la ecuación 4.4 está en función de las propiedades dinámicas de la estructura del puente tales como, frecuencia natural ( $f_o$ ), longitud del tramo isostático ( $l$ ), amortiguamiento del puente en estudio ( $\zeta$ ), así como el rango de velocidad de circulación ( $v$ ). Mientras  $\lambda = v/f_o$  representa la longitud de onda propia del primer modo de vibración (flexión), y  $r = \lambda/2l$  se le denomina línea de influencia dinámica del puente. A este término también se le denomina como línea de influencia dinámica.

$$G(\lambda) = \max_{i=1}^N \sqrt{\left[ \sum_{x_1}^{x_i} F_i \cos(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\zeta\delta_i} \right]^2 + \left[ \sum_{x_1}^{x_i} F_i \sin(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\zeta\delta_i} \right]^2} \quad (4.4)$$

Mientras que  $G(\lambda)$  de la ecuación 4.4 representa la impronta dinámica del tren, la cual describe la carga y distribución por eje del tren, además de su amortiguamiento. Es importante señalar que cada tren tiene su propia impronta dinámica y es independiente del comportamiento propio del puente en la figura 4.1 se presenta la impronta dinámica para los principales trenes de alta velocidad existentes en



Europa. Por último  $x_i$  son las distancias de cada uno de los ejes de carga ( $F_i$ ) con respecto al primer eje de la composición, y  $\delta_i = (x_i - x_1)/\lambda$ .

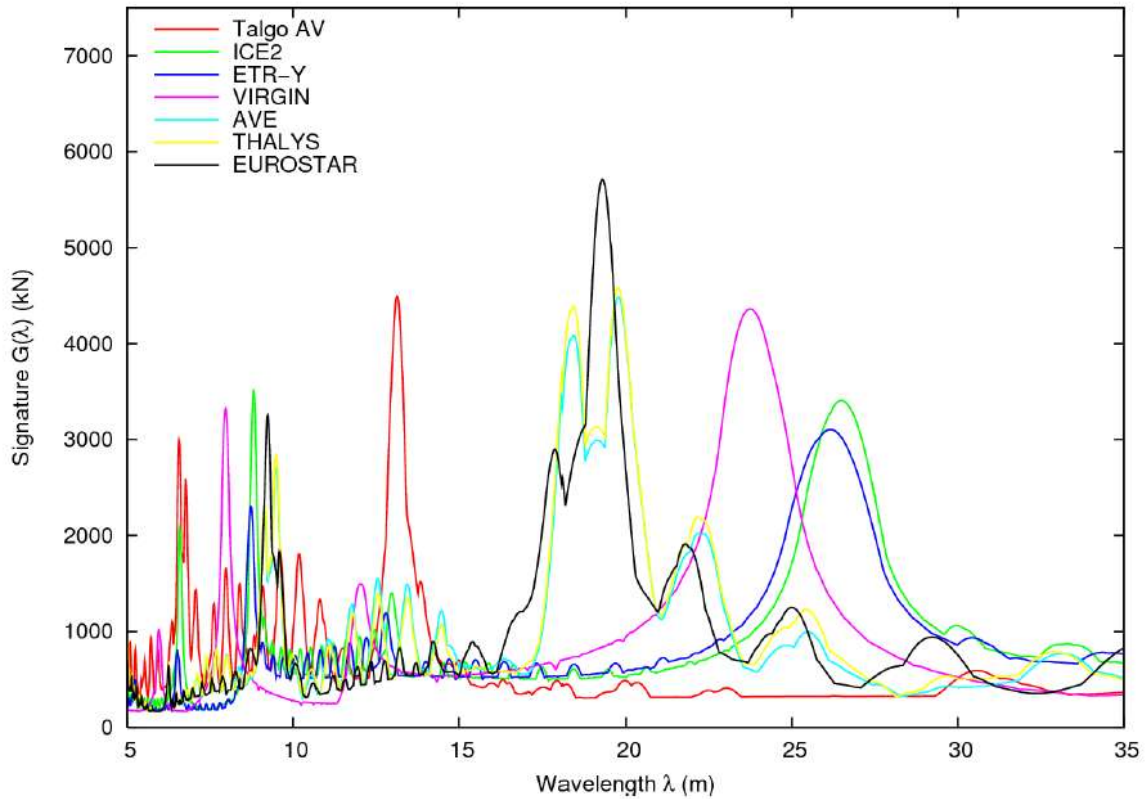


Figura 4.1 Impronta dinámica de los principales trenes de alta velocidad de Europa.  
Fuente: (Goicolea Ruigómez, 2005).



### 4.1.2 MODELOS NUMÉRICOS BASADO EN CARGAS MÓVILES

Los modelos analizados por este método se basan en el cálculo dinámico directo de la estructura con integración en el tiempo de respuesta bajo una serie de cargas móviles representativas de cada eje del tren de la composición del tráfico ferroviario, no toma en cuenta la interacción vehículo-estructura. Para aplicar el método se puede realizar un análisis completo del sistema considerando todos sus grados de libertad “N” que permita conocer los diferentes modos de vibración de la estructura o bien reducir el número de grados de libertad por medio de un análisis modal que permita aminorar el número de ecuaciones a integrar.

Este tipo de modelos son válido para velocidades ordinarias y mayores a 200 o 220km/h, la aplicabilidad se limita a vigas isostáticas y en ciertos casos a estructuras hiperestáticas (puentes de 2 o 3 claros y pórticos intraslacionales), para su análisis se pueden utilizar métodos analíticos o por medio de elementos finitos, los cuales se describen a continuación.

#### 4.1.2.1 MÉTODOS ANALÍTICOS

Para abordar estos métodos se recurre a la hipótesis de la viga de Bernoulli, con características como: desplazamiento vertical nulo, las secciones transversales normales al eje de la viga permanecen planas y ortogonales antes y después de la deformación, los esfuerzos cortantes son despreciables, es decir la viga no se deforma cuando sufre una deformación vertical (flecha).

Para aplicación del método se recurre al análisis de una viga bajo una carga puntual móvil aislada (figura 4.2), cuya ecuación de la dinámica se integran con respecto al tiempo. De tal manera que se determinan cada uno de los modos de vibración de la estructura cuyas formas modales quedan determinadas por  $\phi_i(x) = \text{sen}(i\pi x/l)$  y las frecuencias asociadas  $\omega_i = (i\pi)^2 \sqrt{EI/(\bar{m}l^4)}$  y la masa generalizada (modal) por



$M_i = (1/2) \rho L$ . Por tanto la ecuación diferencial que representa el paso de una carga puntual  $F$ , a una velocidad constante queda representada por la siguiente ecuación.

$$M_i \ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = F \langle \phi_i(vt) \rangle \quad (4.5)$$

En la ecuación anterior  $y_i$  representa la amplitud del modo de vibración, es decir, la flecha del puente; la fracción de amortiguamiento crítico del modo  $i$  como  $\zeta_i$ ; el factor  $\langle \phi_i(\bullet) \rangle$  representa el valor de la forma modal  $\phi(x)$  válida dentro del rango de  $0 < x < l$  y  $\phi(x) = 0$  si no se cumple la condición.

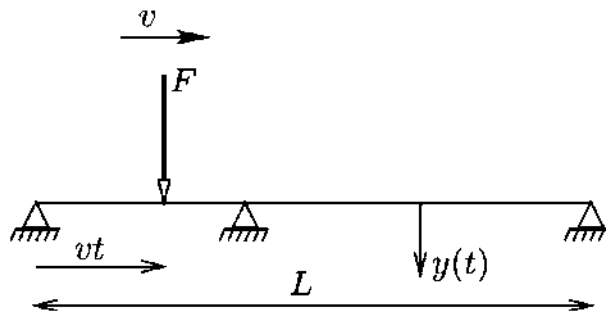


Figura 4.2 Carga móvil puntual aislada sobre el puente.  
Fuente: (Goicolea Ruigómez, Barbero, J.A, & F., 2002).

Para conocer la respuesta de un tren de cargas basta con aplicar la superposición de las respuestas para cada una de las cargas (figura 4.3). Obteniendo la siguiente ecuación diferencial para el modo  $i$  de vibración:

$$M_i \ddot{y}_i + 2\zeta_i \omega_i M_i \dot{y}_i + \omega_i^2 M_i y_i = \sum_{k=1}^{n_{\text{ejes}}} F_k \langle \phi_i(vt - d_k) \rangle \quad (4.6)$$

Donde las cargas móviles puntuales son representadas por  $F_k$  y su distancia como  $d_k$  con respecto a la entrada del puente en el instante inicial.

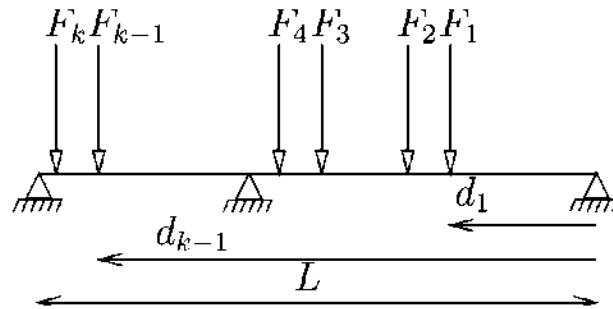


Figura 4.3 Respuesta a un tren de cargas sobre el puente.  
Fuente: (Goicolea Ruigómez, Barbero, J.A., & F., 2002).

#### 4.1.2.2 MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS

Otra manera de realizar el cálculo dinámico de cargas móviles es por medio del método de elementos finitos, los cuales son de aplicabilidad a todo tipo de estructuras gracias a la existencia de programas de análisis estructural. Para ello es necesario realizar un modelo espacial discretizado en elementos finitos y llevando la cabo la integración directa en el tiempo, se puede realizar el análisis completo de la estructura con  $N$  grados de libertad o también por medio de un análisis modal para reducir éstos. Al final se obtiene un sistema de ecuaciones diferenciales por resolver que queda representado en la ecuación 4.7.

$$M\ddot{d} + C\dot{d} + Kd = f(t) \quad (4.7)$$

De la cual  $M$  es la matriz de masas,  $C$  la matriz de amortiguamiento y  $K$  es la matriz de rigideces,  $f$  representa el vector de fuerzas debidas a las cargas móviles en función del tiempo. Y por ultimo  $d$  el vector de desplazamientos nodales (incognito).



### **4.1.3 MODELOS BASADOS EN LA INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA**

Los modelos que representan la interacción vehículo- estructura representan de una manera más precisa la evaluación de los fenómenos resonantes en los puentes bajo la acción de trenes de alta velocidad obteniéndose solicitaciones dinámicas menores de hasta en un 30% para el caso de puentes isostáticos de claros cortos y amortiguamientos reducidos. Esto se debe a que estos modelos consideran los mecanismos de suspensión del tren, además de las inercias de las masas suspendidas, lo que proporciona que una parte de la energía de vibración se conserve en los vehículos. Lo anterior en contraste a los modelos de cargas móviles puntuales donde no se consideran estos factores.

Estos métodos se pueden aplicar cualquier tipología de estructura, rango de velocidades, y no existen limitaciones en frecuencias o masas mínimas. Aunque los modelos de Interacción Vehículo-Estructura representan datos más precisos sobre fenómenos dinámicos, tienen la desventaja de ser complejos y costoso, además de que no siempre se cuentan con todos los datos técnicos para realizar el modelo.

#### **4.1.3.1 MODELOS INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA COMPLETOS**

Este tipo de modelos representan de una manera completa la interacción del vehículo para cada uno de sus ejes tal como se presenta en la figura 4.4:

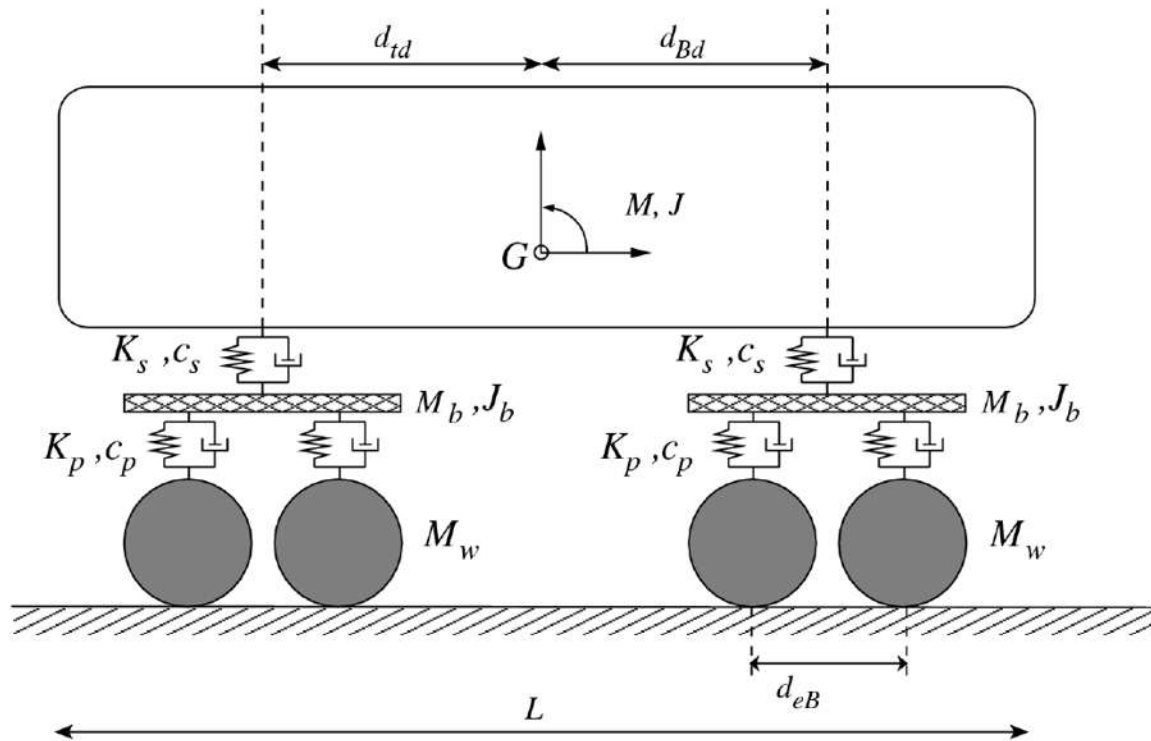


Figura 4.4 Modelo completo de Interacción vehículo-estructura.  
Fuente: (Goicolea Ruigómez, Barbero, J.A, & F., 2002).

Cuyos elementos considerados en el modelo se describen a continuación:

La suspensión primaria cuyos valores de rigidez y amortiguamiento para cada uno de sus ejes queda representada por  $K_p$  y  $C_p$  respectivamente; la suspensión secundaria con sus valores de rigidez y amortiguamiento  $K_p$  y  $C_p$  por bogie; la masa no suspendida que corresponde a la masa nominal de la rueda como  $M_w$ ; las características del bogie: longitud  $L_B$ , masa  $M_B$  y momento  $J_B$ . En cuanto a las características inherentes a la caja del vehículo se tiene la masa suspendida e inercia representadas por  $M$  y  $J$ ; la geometría del vehículo definida por la longitud total  $L$ , la distancia entre el centro de gravedad de la caja del vehículo y los pivotes delantero y trasero por  $d_{Bd}$  y  $d_{Bt}$ , respectivamente, y la distancia entre ejes de bogies dada por  $d_p$ .



#### 4.1.3.2 MODELOS INTERACCIÓN VEHÍCULO-ESTRUCTURA SIMPLIFICADOS

Son aquellos en los que de igual manera se toma en cuenta la interacción vehículo-estructura, pero dicha interacción se representa por medio de cada eje de manera independiente, es decir, no se toma en cuenta el efecto de acoplamiento con la caja del vehículo. Cabe señalar que este tipo de modelos no existe interacción entre los ejes de un mismo vehículo a diferencia de los modelos completos donde se considera interacción entre ellos (figura 4.5).

Al igual que en el modelo completo se considera la suspensión primaria representada a través de sus parámetros  $K_p$  y  $C_p$ ; la masa no suspendida que corresponde a la masa nominal de la rueda adicionando la parte proporcional de la masa totalmente suspendida que corresponde a la caja del vehículo  $m_{ns}$ , y la masa suspendida que para el caso del modelo simplificado es la parte proporcional de la masa del bogie  $m_s$ .

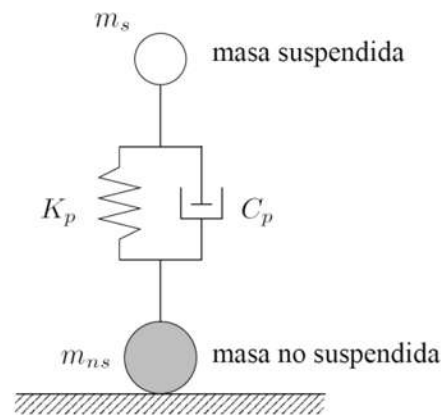


Figura 4.5 Modelo simplificado de interacción vehículo-estructura.  
Fuente: (Goicolea Ruigómez, Barbero, J.A, & F., 2002).

Cabe señalar que aunque se utiliza el mismo término, masa no suspendida tanto para el método completo ( $M_w$ ) como para el simplificado ( $m_{ns}$ ), la metodología para obtener estos valores es diferente.



Alternativamente existe una variante a este método, el cual es propuesto por la Union Internationale des Chemins de FER (UIC) el cual se puede apreciar en la figura 4.6.

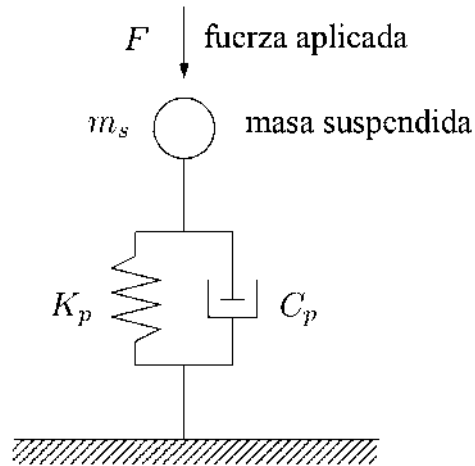


Figura 4.6 Variante del Modelo simplificado de Interacción vehículo–estructura (UIC).  
Fuente: (Goicolea Ruigómez, Barbero, J.A, & F., 2002)

Donde se modela la suspensión primaria; la masa suspendida que equivale a la parte proporcional del bogie  $m_s$  y se aplica una fuerza a la masa suspendida representada por,  $F$ , la cual queda definida como la masa nominal del eje de la rueda más la parte proporcional a cada eje de la masa totalmente suspendida.



## 4.2 REQUISITOS PARA REALIZAR UN ANÁLISIS DINÁMICO SIMPLIFICADO O DIRECTO

Como ya se mencionó en el capítulo anterior de Cargas Vivas, para que se pueda aplicar un análisis dinámico simplificado por medio del factor,  $\Phi$ , de amplificación dinámica envolvente, la estructura del puente y velocidad de circulación del tráfico de los trenes debe cumplir ciertos requisitos de contenidos en el Eurocódigo y la instrucción IAPF, Los requisitos se enlistan a continuación:

- Velocidad de circulación menor a 200km/h o 220km/h.
- Estructura sencilla, cuya estructuración o elementos de la misma, deben estar contenidos dentro en la tabla A.1. Longitudes Determinantes  $L_\Phi$  (tableros metálicos, tableros con losa de concreto, vigas principales y soportes estructurales) del apéndice A.
- Frecuencia natural de flexión del tablero de la estructura  $f_0$  quede contenida dentro de los límites establecidos (figura A.1, Apéndice A) y cumpla la relación  $v/n_0$ , no debe rebasar los límites máximos  $(v/n_0)_{lim}$  (tabla A.2 y tabla A.3, Apéndice A) , representado por los valores:

Límite superior:  $f_0[Hz] = 94.76 L_\Phi^{-0.748}$

Límite superior:

$f_0[Hz] = 20$	$(L_\Phi < 4m)$
$f_0[Hz] = 80/L_\Phi$	$(4m \leq L_\Phi \leq 20m)$
$f_0[Hz] = 23.58L_\Phi^{-0.592}$	$(20m \leq L_\Phi \leq 100m)$
$f_0[Hz] = 0$	$(100m < L_\Phi)$



En caso contrario de que no se cumpla con alguno de los requisitos anteriores se requerirá hacer un análisis dinámico utilizando cualquiera de los métodos descritos anteriormente en el punto 4.1.

### **4.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO**

El factor determinante para realizar un análisis dinámico es la velocidad de operación del tren la cual debe ser mayor de 200km/h o 220km/h.

Los factores que están íntimamente relacionados con el comportamiento dinámico de los puentes o viaductos: se pueden analizar desde el punto de vista la estructura, las cargas del tráfico ferroviario a las que estarán sometidos y las características de la vía.

Los factores dependientes de la geometría y estructuración del puente, son la longitud del claro(s) y la forma en que trabajan, es decir, simplemente apoyado o continuo (estructura isostática o hiperestática, respectivamente), así como también su línea de influencia para las deformaciones, la frecuencia fundamental de la estructura completa y los modos de vibración asociados a lo largo de la vía, de igual manera el amortiguamiento y masa de la estructura.

El tipo de carga ferroviaria que transitará definirá la velocidad a considerar en el proyecto, el número de ejes, cargas por eje y separación de los mismos y el número de coches definirá las posibles frecuencias de excitación dinámica, además de las características de la suspensión de los carros y la relación masa no suspendida/masa suspendida.

El estado de la vía define las características dinámicas de ésta la vía (balasto, traviesas componentes adicionales de la vía, etc.) que incluye las posibles irregularidades verticales de la vía e imperfecciones de las ruedas tales como desgaste, ovalización y defectos en la suspensión.



### 4.3.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL PUENTE

#### 4.3.1.1 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

La respuesta dinámica de una estructura para velocidades de tráfico correspondientes a la carga de resonancia, está directamente relacionada con la capacidad de amortiguamiento propia de la estructura. Para evaluar el amortiguamiento en puentes en servicio se puede realizar experimentalmente mediante la cuantificación del decremento logarítmico de las vibraciones libres. Mientras que para el diseño puentes nuevos se utilizarán los valores de amortiguamiento recomendados por la norma UNE-EN-1991-2 contenidos en la tabla 4.1, cuyos valores corresponden al límite inferior de amortiguamiento y está en función del claro para diferentes tipologías de puentes.

*Tabla 4.1 Valores recomendables de amortiguamiento*

Tipo de puente	ξ Límite inferior del porcentaje de amortiguamiento crítico [%]	
	Luz $L < 20$ m	Luz $L \geq 20$ m
Acero y mixto	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Hormigón pretensado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Vigas prefabricadas y hormigón armado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

*Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004)*

Es posible realizar un análisis específico para determinar valores alternativos de amortiguamiento siempre y cuando cumplan tengan una base teórica fundamentada.

#### 4.3.1.2 RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

Otro factor característico del puente que determina el comportamiento de la estructura frente a las cargas dinámicas de ferrocarril, dentro de éste respecto se toman en cuenta las propiedades y calidades de los materiales del cual está hecho



el puente, es decir, los valores del módulo de elasticidad,  $E$ , y la inercia de la estructura como  $I$ , la cual está en función de la geometría y morfología de los elementos. En el punto 4.3.2.4 se comenta la metodología para determinar la rigidez para un apoyo del puente a manera de ejemplo.

### **4.3.2 INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA**

La interacción vía estructura se presenta cuando existe transferencia de carga entre el carril y el tablero a través de la estructura de soporte de la vía (estructura del balasto). Se presenta cuando existen discontinuidades en el apoyo de los carriles (en caso de ser continuos sin sistema de dilatación), tales como la transición entre la estructura del puente y el terraplén de acceso y discontinuidades entre tableros.

Las fuerzas que debe resistir la vía y la estructura del puente conjuntamente corresponden a la acción de arranque y frenado, las cuales actúan longitudinalmente sobre la vía, y son transmitidas en parte por los carriles al terraplén de acceso y a los apoyos del puente.

Otro aspecto importante a considerar en la interacción vía-estructura son las diferencias de deformación entre los carriles y el tablero debido a las variaciones térmicas, cargas verticales, retracción y fluencia cuyas deformaciones se ven restringidas por la vía que se traducen en fuerzas longitudinales sobre los carriles y en los apoyos del puente.

#### **4.3.2.1 PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN LA INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA**

Los parámetros inherentes a la interacción vía-estructura que influyen en el análisis de este problema son los concernientes a la configuración de la estructura, configuración de la vía, propiedades de la estructura y propiedades de la vía.



### 4.3.2.2 CONFIGURACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se consideran tres tipos de estructuras para la definición de las acciones longitudinales:

- a) Estructuras de con un solo claro o continuas de claros múltiples con un apoyo fijo en uno de sus extremos.
- b) Estructuras continuas de claros múltiples con un apoyo fijo en un punto intermedio.
- c) Estructuras de claros múltiples isostáticos con un apoyo fijo en un extremo de cada uno.

En la figura 4.7 se puede observar esta clasificación de estructuras las cuales a su vez también quedan definidas en función de su longitud de dilatación,  $L_T$ , la cual queda definida como la distancia entre el centro térmico del puente y el extremo más alejado; siendo el centro térmico el punto que no sufre desplazamientos ante el aumento de temperatura propio de la estructura.

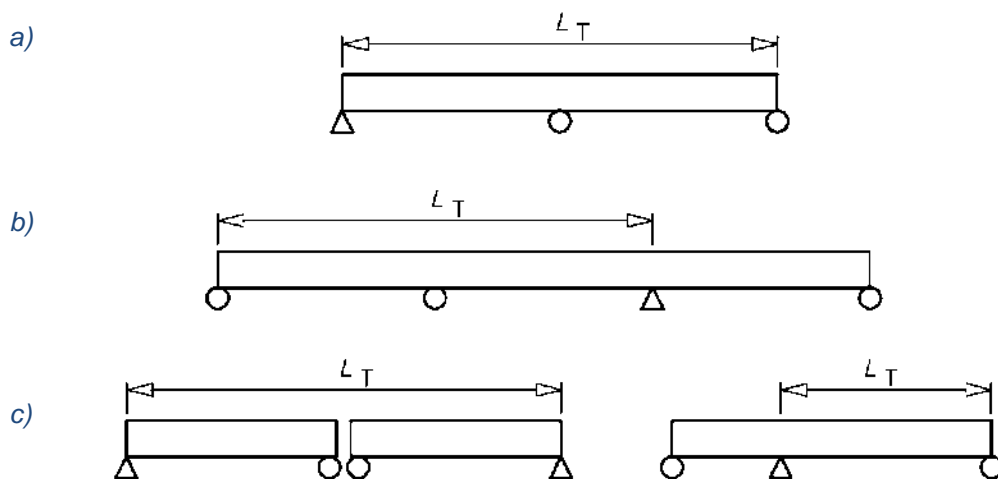


Figura 4.7 Clasificación de estructuras y Longitudes de dilatación.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



### 4.3.2.3 CONFIGURACIÓN DE LA VÍA

Dentro del sistema de la vía se deben tomar en cuenta que puede estar o no soportado por balasto, además se considera la distancia entre la cara superior del tablero y la fibra neutra de los carriles, cuyos datos anteriores nos proporcionan características del soporte de la vía.

Adicionalmente se debe considerar la ubicación de los sistemas de dilatación, en IAPF se recomienda que para carriles soldados sin aparatos de dilatación, la longitud de dilatación no excederá de 60m en puentes metálicos con vía soportada sobre balasto, mientras que para el caso de puentes de concreto o mixtos con vía sobre balasto o excederán 90m. Estos valores pueden superarse siempre y cuando se cumplan ciertos requisitos tales como los estados límite de servicio.

### 4.3.2.4 PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

Para definir las propiedades de la estructura se considera la rigidez vertical del tablero tomando en cuenta datos como la distancia vertical entre la fibra neutra del tablero y la cara superior del mismo, así como la distancia vertical de la fibra neutra del tablero y el giro del apoyo.

También se considera la rigidez longitudinal de la estructura, la cual representa la rigidez total de la estructura la cual puede ser movilizada por la subestructura a causa de las acciones longitudinales de la vía, aquí se considera la rigidez de los apoyos, subestructura y cimentación. Ejemplo de esto es la rigidez longitudinal que puede tener una pila cualquiera del puente en estudio (figura 4.8) que se puede expresar por medio de la siguiente ecuación:

$$K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (4.8)$$

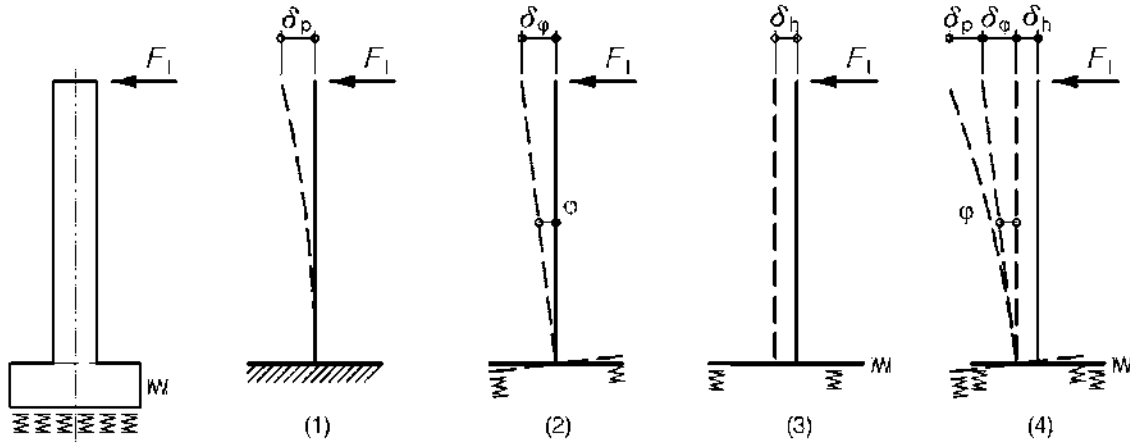


Figura 4.8 Ejemplo de la rigidez longitudinal equivalente propia de los apoyos de un puente en estudio.

Fuente: (Unión Europea, Eurocódigo 1 Parte 2, 2004).

De la ecuación y figura 4.8 se tiene que (1)  $\delta_p$  representa la Flexión en la Pila; (2)  $\delta_\phi$  el giro de la cimentación; (3)  $\delta_h$  desplazamiento de la cimentación, (4) el desplazamiento total del cabezal de la pila.

### 4.3.2.5 PROPIEDADES DE LA VÍA

Las propiedades inherentes a la vía que definen su comportamiento son la rigidez longitudinal del carril, la resistencia de la vía o carriles frente al desplazamiento longitudinal, donde la resistencia queda definida como la fuerza por unidad de longitud de vía que se opone al desplazamiento en función del desplazamiento relativo del carril contra el tablero o terraplén soportante.

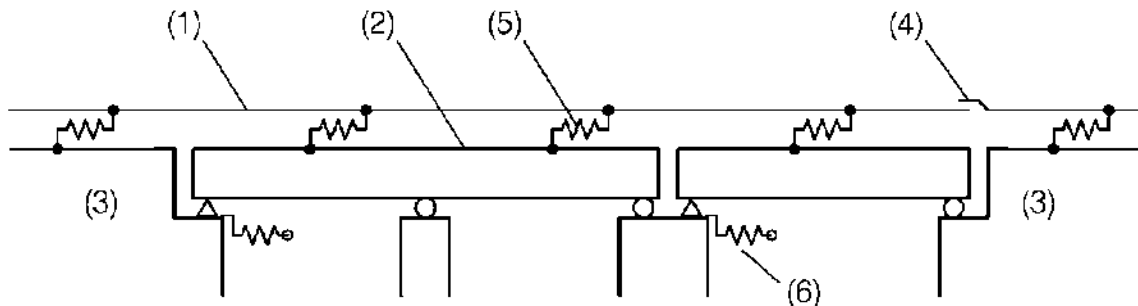
La resistencia frente al desplazamiento puede presentarse como el de la vía (rieles y durmientes) en el balasto con respecto a la cara inferior del mismo; y de los carriles en relación con elementos de sujeción y apoyos, por ejemplo, el balasto congelado o con carriles con sujeción directa.



#### 4.3.2.6 MODELO DE INTERACCIÓN VÍA-ESTRUCTURA

La finalidad de realizar un modelo de Interacción vía-estructura es conocer, bajo el efecto de las diferentes acciones consideradas: la para la distribución de esfuerzos, los desplazamientos relativos entre la vía y los elementos de la estructura tales como tableros, pilas, apoyos y terraplenes, y de desplazamientos absolutos. Éste tipo de modelos se basan en la consideración la resistencia al movimiento relativo entre carril y tablero, así como sus respectivas rigideces que interactúan entre sí.

En la figura 4.9 se puede observar un modelo típico de sistema de interacción vía-estructura:



*Figura 4.9 Modelo de Interacción vía-estructura.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).*

Donde (1) representa la vía; (2) superestructura o tablero analizado que para este ejemplo es un tablero simple con dos claros y un tablero simple con un solo claro; (3) Terraplén de acceso o de soporte; (4) Dispositivo de dilatación, (5) Resortes longitudinales no lineales que reproducen el comportamiento longitudinal carga-desplazamiento de la vía; (6) Resortes longitudinal que representa la rigidez longitudinal  $K$  de un apoyo fijo del tablero, considerando las rigideces de la estructura (cimentación, pilas y apoyos).

La resistencia al movimiento relativo entre el carril y el tablero del puente se analiza como un comportamiento longitudinal de carga sobre desplazamiento (figura 4.10),



donde se observa un comportamiento inicial de resistencia tangencial elástica dada en kN/mm desplazamiento por metro de vía y una fase posterior de resistencia tangencial plástica,  $k$ , en kN/m de vía.

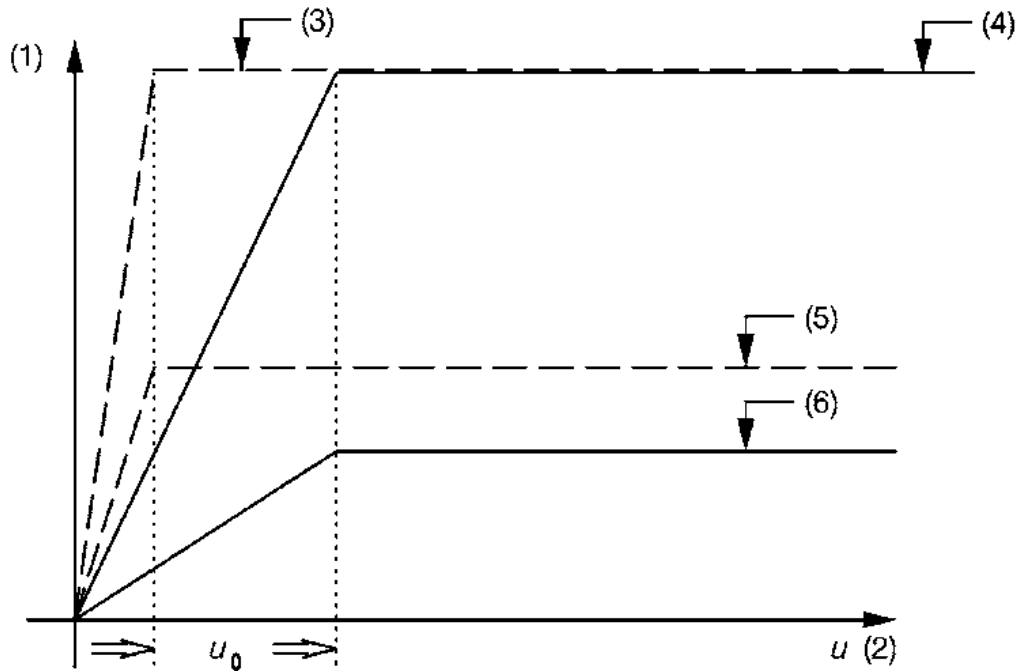


Figura 4.10 Variación fuerza cortante longitudinal en función del desplazamiento de la vía (vía única).

Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004)

De la figura se tiene que, (1) Representa la Fuerza longitudinal cortante en la vía por unidad de longitud en el eje de las ordenadas; (2) El desplazamiento del carril con respecto a la cara superior del tablero, (3) resistencia del carril en las traviesas (vía cargada); (4) Resistencia de la traviesa en el balasto; (5) Resistencia del carril en las traviesas; (6) Resistencia de la traviesa en el balasto.



## 4.4 ANÁLISIS DINÁMICO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD

Para el cálculo dinámico de trenes de alta velocidad (mayores de 200 km/h o 220km/h) se tomarán en cuenta todos los posibles trenes reales que tengan permitido circular o los posibles que circularán por la estructura.

Las líneas de trenes de alta velocidad tienen que diseñarse utilizando el criterio de interoperabilidad, es decir, que se consideren la posibilidad de conexión con otras vías.

Tomando en cuenta este criterio, aunque en un principio solo operen ciertos tipos de trenes, es necesario prever que nuevos trenes puedan circular en la vía, por tal motivo es necesario que en el cálculo dinámico de estos puentes y viaductos se deba considerar todos los trenes actuales y futuros.

### 4.4.1 TRENES UNIVERSALES DE ALTA VELOCIDAD

La solución planteada fue establecer trenes universales (también conocidos como trenes reales), cuyas envolventes dinámicas serían representativas para la mayoría de los trenes reales existentes y sus futuros modelos. A continuación, se presentan las características generales de estos trenes que planteados por El Instituto europeo de investigación ferroviaria (ERRI).

1. **Tren articulado**, La distribución de este tipo de tren es que entre cada coche se comparte un bogie de dos ejes, el cual se encuentra centrado en la articulación con respecto a ellos. Tal y como se observa en la figura 4.11.

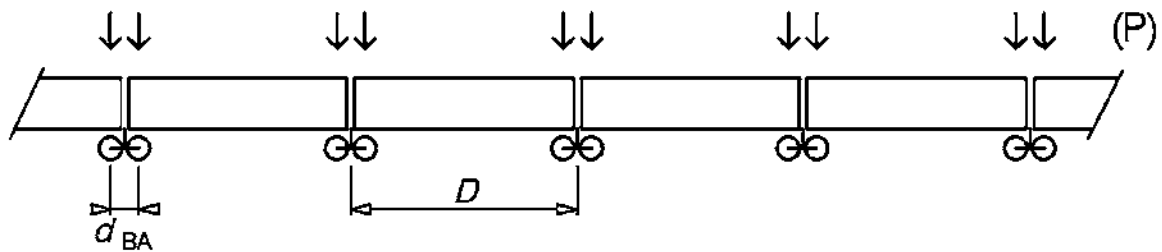


Figura 4.11 Tren articulado (AVE, EUROSTAR, TGV).  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

2. **Tren convencional**, La configuración de cada coche de pasajeros es de dos bogies que a su vez cuentan con dos ejes cada uno, mostrado en la figura 4.12. Un claro ejemplo de esto son los trenes europeos ETR-Y, ICE2, VIRGIN.

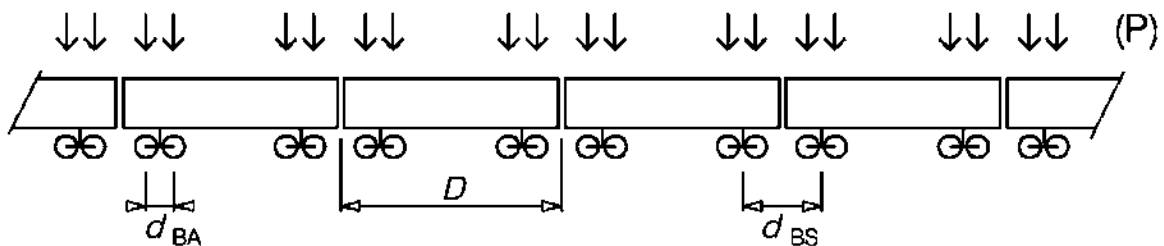


Figura 4.12 Tren convencional (ETR-Y, ICE2, VIRGIN).  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

3. **Tren regular**, existe una unión articulada con un eje único entra cada dos coches de pasajeros, sin bogie. Tal como se observa en la figura 4.13.

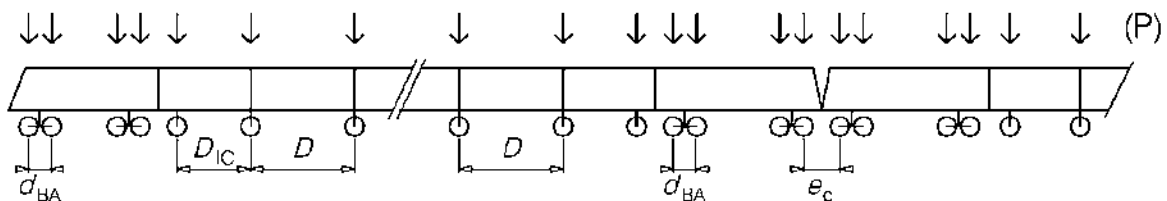


Figura 4.13 Tren regular (TALGO).  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



De la figuras anteriores,  $P$ , es la carga individual por eje;  $D$ , longitud coche;  $d_{BA}$ , la distancia entre ejes del mismo bogie;  $d_{BS}$ , distancia entre bogies de carros adyacentes;  $D_{IC}$ , la longitud intermedia del coche;  $e_c$ , distancia entre ejes adyacentes por medio del enganche de dos módulos independientes del tren.

Una vez conocidos los trenes reales se realiza la impronta dinámica de cada uno, es decir, la curva geométrica que caracteriza los efectos dinámicos producidos al puente. Para posteriormente realizar una envolvente general que puede simplificar el cálculo y aplicarlo a otros proyectos, pero dicha envolvente tiene el inconveniente que solo aplicará a casos limitados. Por ejemplo, no es válido para puentes de estructuras complejas además existe la posibilidad de la variación de algunos de los parámetros inherentes al tren tales como la longitud total del mismo, la carga y distribución nominal por eje, y distancia de acoplamiento. Como resultado se obtiene que la impronta dinámica obtenida no queda contenida en la envolvente original por lo que se concluye que esta metodología carece de generalidad.

Para resolver esta problemática el Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, Cargas de tráfico en puentes contenido en UNE-EN-1991-2 y la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF), para el análisis dinámico se proponen utilizar el modelo de carga HSML (High Speed Load Model) para los puentes o viaductos por donde circulara el tren así como también en donde exista puentes de líneas internacionales donde exista interoperabilidad.

Se distinguen dos tipos de modelos universales HSML-A y HSML-B se presentan a continuación:

#### **4.4.2 MODELO DE CARGA HSLM**

Hasta el momento todos los modelos de carga de ferrocarriles presentados son aplicables a ferrocarriles de mediana y velocidad. El modelo HSML presentado en



la figura 4.14, representa las cargas que se aplican a trenes de pasajeros de alta velocidad mayores a 200 o 220 km/h y que garantiza la interoperabilidad de las

#### 4.4.2.1 MODELO DE CARGA HSML-A

Este modelo se aplicará si la estructura cumple con un claro mayor o igual a 7.00m, para estructuras simplemente apoyadas, continuas y/o complejas. En la figura 4.14 se presenta la configuración de éste modelo, se hace notar que existen 10 familias de trenes las cuales se incluirán en el proyecto. Las familias de trenes se forman variando el número de coches de longitud,  $D$ , así como la distancia entre ejes,  $d$ , y sus respectivas cargas representadas como  $P$ , tal como se presentan en la tabla 4.2.

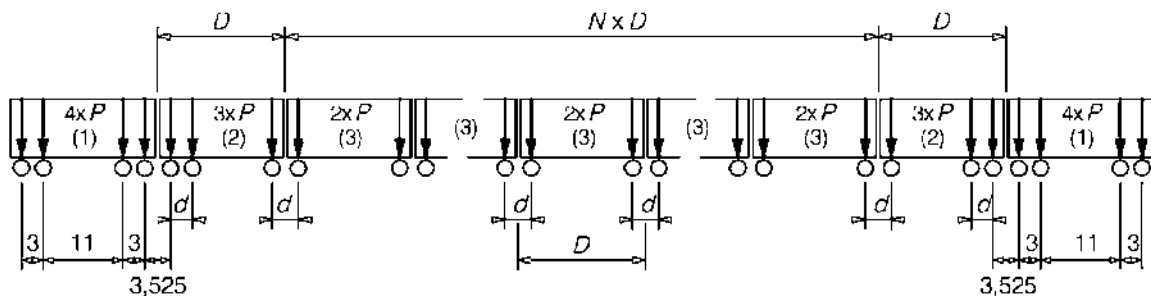


Figura 4.14 Modelo de carga HSML-A.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocódigo 1 Parte 2, 2004).

Las locomotoras de cabeza y de cola, son idénticas en carga y distribución de ellas (1), los coches extremos (2) son de tres ejes por bogie a diferencia de los de intermedios (3) que son solo de dos ejes.



Tabla 4.2 Valores para la familia de trenes del modelo de carga HSML-A.

Tren Universal	Número de coches intermedios $N$	Longitud del coche $D$ [m]	Separación entre los ejes del bogie $d$ [m]	Carga puntual $P$ [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).

#### 4.4.2.2 MODELO DE CARGA HSML-B

El modelo HSML-B se aplicara a puentes que trabajan simplemente apoyados y claros menores de 7.00m. Cuya configuración está constituida por cargas puntuales de 170 kN separadas a una distancia uniforme,  $d$ , tal como se muestra en la figura 4.15.

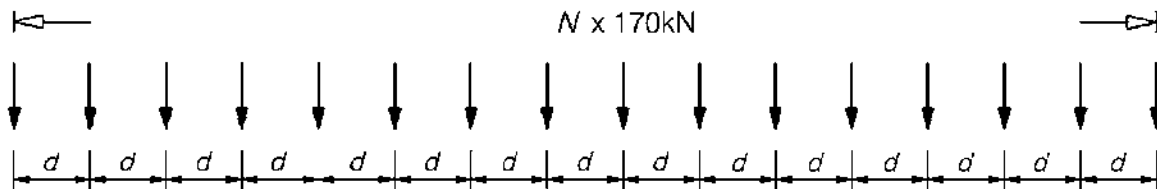


Figura 4.15 Modelo de carga HSML-B.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004)

Para definir la distancia  $d$  y el número de cargas  $N$ , se utiliza la siguiente grafica definida en la figura 4.16.

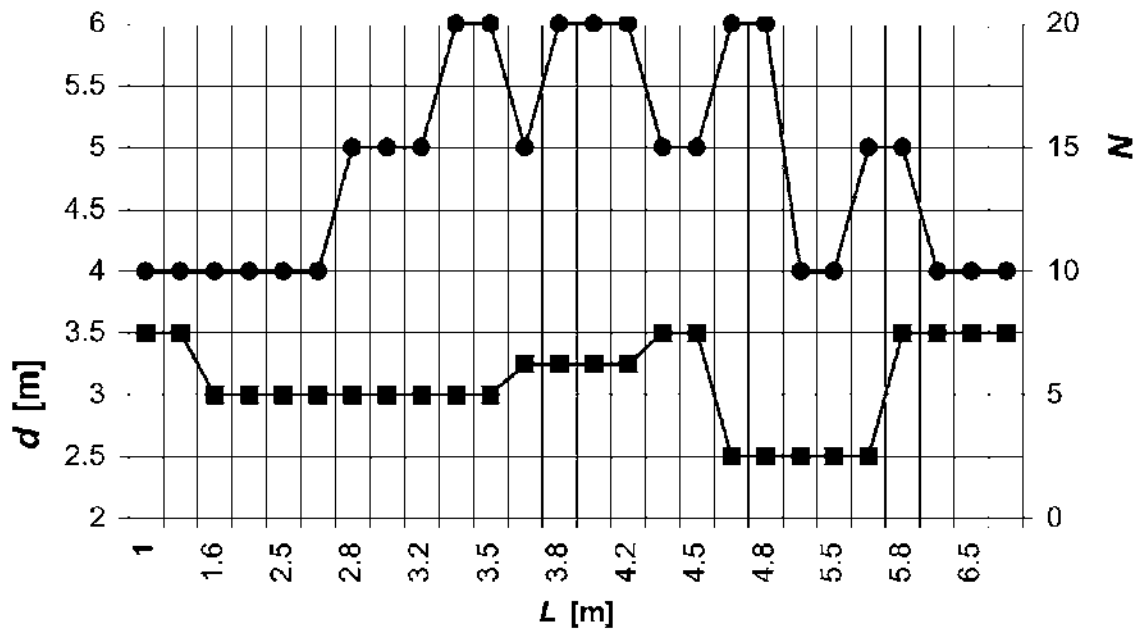


Figura 4.16 Definición de distancia y número de ejes en función del claro.  
Fuente: (Unión Europea, Eurocódigo 1 Parte 2, 2004).

## 4.5 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DINÁMICO

Hasta el momento se han definido los diferentes métodos de cálculo dinámico para trenes de alta velocidad, así como los modelos de carga de dichos trenes y los requisitos que deben cumplir para aplicarlos. Dentro del procedimiento de cálculo se definen dos diferentes metodologías para este propósito: la contenida en el Eurocódigo y en la normativa española IAPF.

### 4.5.1 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE ACUERDO AL EUROCÓDIGO UNE-EN-1991-2

Para encontrar el efecto dinámico máximo se debe obtener un coeficiente de amplificación dinámica el cual queda expresado en la siguiente ecuación:



$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{din}}{y_{est}} \right| - 1 \quad (4.9)$$

Donde,  $y_{din}$  representa la respuesta dinámica máxima;  $y_{est}$ , la respuesta estática máxima correspondiente a cualquier punto del elemento estructural causadas por el tren real o el modelo de carga HSML.

Para así finalmente utilizar en el cálculo del puente el valor más desfavorable producto de la ecuación 4.10 o considerando todos los efectos de las cargas vivas verticales de tráfico descritos en la ecuación 4.11.

$$\left( 1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2} \right) \times \left( \frac{HSML}{RT} \right) \quad (4.10)$$

o

$$\Phi \times (LM71 + SW/0) \quad (4.11)$$

De las ecuaciones anteriores se tiene: HSML corresponde al modelo de carga para trenes de alta velocidad definido en punto 4.4.2; LM71 + SW/0 es el modelo de carga 71 o SW/0 para puentes continuos según aplique, pudiéndose incluir el factor de clasificación; RT son los Trenes reales definidos en el punto 4.4.1;  $\varphi''/2$  representa el incremento de los efectos dinámicos (esfuerzos, desplazamientos, aceleraciones y demás efectos en el tablero del puente) producto de las irregularidades de la vía y las imperfecciones del vehículo descritas en el punto 3.3.2 para una vía con un alto nivel de mantenimiento, pudiéndose utilizar  $\varphi''$  para una vía con mantenimiento normal; y  $\Phi$  es el coeficiente dinámico de envolvente definido en el capítulo 3.



#### 4.5.1.1 CRITERIO DE APLICACIÓN

En el análisis dinámico de la estructura de puentes y viaductos, en el caso de existir más de una vía se deberá considerar únicamente una sola vía, la cual será más desfavorable, tal como se expresa en la tabla 4.3 que se muestra a continuación:

*Tabla 4.3 Resumen de casos de carga adicionales dependiendo del número de vías sobre el puente*

Número de vías sobre el puente	Vía cargada	Carga para el análisis dinámico
1	Una	Cada tren real y cada modelo de carga HSLM (si es necesario) moviéndose en el (los) sentido(s) permitido(s) de circulación
2 (Trenes circulando normalmente en direcciones opuestas) <sup>a</sup>	Una cualquiera de las vías	Cada tren real y cada modelo de carga HSLM (si es necesario) moviéndose en el (los) sentido(s) permitido(s) de circulación
	La otra vía	Ninguna

<sup>a</sup> Para puentes que soportan 2 vías con trenes circulando normalmente en el mismo sentido o que soportan 3 o más vías con una velocidad máxima de circulación superior a 200 km/h, la carga debería acordarse con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional.

*Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).*

#### 4.5.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE ACUERDO A LA INSTRUCCIÓN DE ACCIONES EN PUENTES DE FERROCARRIL (IAPF).

El procedimiento de cálculo propuesto en IAPF para obtener el coeficiente  $\Phi$  dinámico resulta de utilizar cualquiera de los métodos descritos anteriormente en los puntos 3.3 y 4.1 para obtener dicho coeficiente de la forma:

$$\Phi = (1 + \varphi_{din}) \frac{\delta_{din.real}}{\delta_{est.real}} \quad (4.12)$$



En la fórmula anterior no consideran irregularidades en la vía, si se requiere considerar éstos efectos se debe considerar un coeficiente adicional,  $\varphi''$ , el cual multiplicará al coeficiente anterior de la ecuación 4.12 de la siguiente manera:

$$\Phi = (1 + \varphi_{din})(1 + \varphi''/2) \quad (4.13)$$

Al igual que lo expresado en el Eurocódigo se debe tomar el máximo de estos valores de todos los posibles trenes y velocidades de circulación que definirán así el coeficiente de impacto dinámico a utilizar.

#### **4.5.2.1 CRITERIO DE APLICACIÓN**

El criterio para aplicar la carga viva de los trenes se aplica tal y como se describe la tabla 4.5.3.



---

# CAPÍTULO 5

## PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO EN LA PRÁCTICA ACTUAL

En este capítulo se aborda el criterio y procedimiento de cálculo de los puentes de ferrocarril utilizado generalmente para el diseño de este tipo de estructuras en México. Cabe mencionar que actualmente el desarrollo de proyectos, diseño y construcción de infraestructura de la red ferroviaria, particularmente el de los puentes de ferrocarril se ha realizado exclusivamente por empresas relacionadas con este modo de transporte, ya sea por ser un concesionario de la red o una empresa especialista que dedicada al diseño de este tipo de puentes.

De ahí que se tenga la idea errónea que los puentes de ferrocarril sean considerados como difíciles de diseñar y que solo algunos ingenieros pueden llegar a proyectar. Cuya principal causa es la falta de información disponible por ser de carácter reservado.

Actualmente no existe normativa oficial para el proyecto de puentes de ferrocarril en México, por lo que al carecer de una normativa propia y al existir una demanda



constante de este tipo de proyectos se han adoptado las especificaciones AREMA de nuestro del norte.

## 5.1 ESPECIFICACIONES AREMA

Las especificaciones AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association), Elabora especificaciones técnicas recomendadas para el diseño, construcción y mantenimiento de la infraestructura ferroviaria.

Dentro del volumen 2 “Estructuras”, se establecen los criterios para el análisis de las cargas y acciones, que deben ser tomados en cuenta para cualquier estructura que esté sometida al tráfico de las cargas de ferrocarril. Así que a continuación se establecen estos criterios para proyectos de puentes de Ferrocarril en México basados en las especificaciones AREMA.

## 5.2 CARGAS Y ACCIONES

De acuerdo a la normativa AREMA para el diseño de puentes de ferrocarril se tienen que considerar las siguientes fuerzas.

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Carga de Impacto
- Fuerza Centrifuga
- Presión de tierra
- Subpresión
- Carga de viento sobre la estructura
- Carga de Viento sobre la carga viva
- Fuerza longitudinal por carga viva (frenaje)
- Fuerza longitudinal debida a resistencia cortante o de fricción en apoyos
- Sismo



- Empuje dinámico del agua
- Presión de Hielo
- Otras fuerzas (contracción, temperatura, asentamientos, etc.)

### 5.2.1 CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso estimado de cada miembro estructural, más el peso de la vía, balasto, relleno y otras porciones de la estructura soportados por ella misma.

Los pesos volumétricos que proporciona AREMA para cada uno de los diferentes materiales que pueden ser utilizados en el cálculo de la carga muerta los cuales están contenidos en la tabla 5.1

*Tabla 5.1 Pesos Volumétricos para Esfuerzos de carga muerta.*

<b>Material</b>	<b>Libras por Pie Cubico</b>
Acero estructural	490
Concreto reforzado	150
Balasto, incluyendo durmientes de la vía	120
Material de relleno de tierra	120
Arena, grava y balasto	120
Asfalto y mezclas bituminosas	150
Granito	170
Paving bricks	150
Madera	60

*Fuente: (Elaboración propia)*



El peso del producto de la vía como peso de rieles, guarda rieles y de remaches y uniones y demás accesorios puede considerarse como 200 lb por pie lineal para cada vía de ferrocarril.

### 5.2.2 CARGA VIVA TIPO COOPER

La carga recomendada de utilizada es la carga Cooper E-80 (figura 5.1) para cada vía de la línea principal de la estructura del puente, la cual fue descrita detalladamente en el capítulo 3. Cabe mencionar que se toman en cuenta sus respectivas distribuciones longitudinales y transversales ya mencionadas.

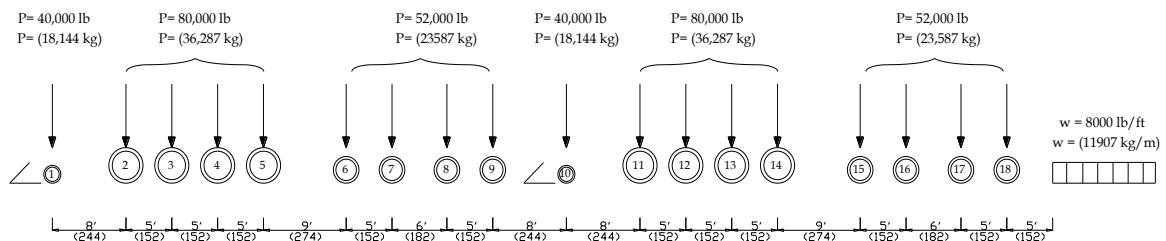


Figura 5.1 Carga tipo Cooper E-80.  
Fuente: (Elaboración propia).

En la práctica se puede utilizar el método de las líneas de influencia para calcular los elementos mecánicos correspondientes a este modelo de carga, sin embargo últimamente se recurre a la ayuda de software especializado para determinar estos elementos para estructuras isostáticas e hiperestáticas ya que representa un ahorro significativo en tiempo y esfuerzo de cálculo. En las figuras 5.2 y 5.3, se puede observar cómo se ingresa el modelo Cooper E80 al programa SAP2000 y las envolventes resultantes para momento flexionante y cortante para el caso de un puente continuo utilizando la carga ya mencionada.

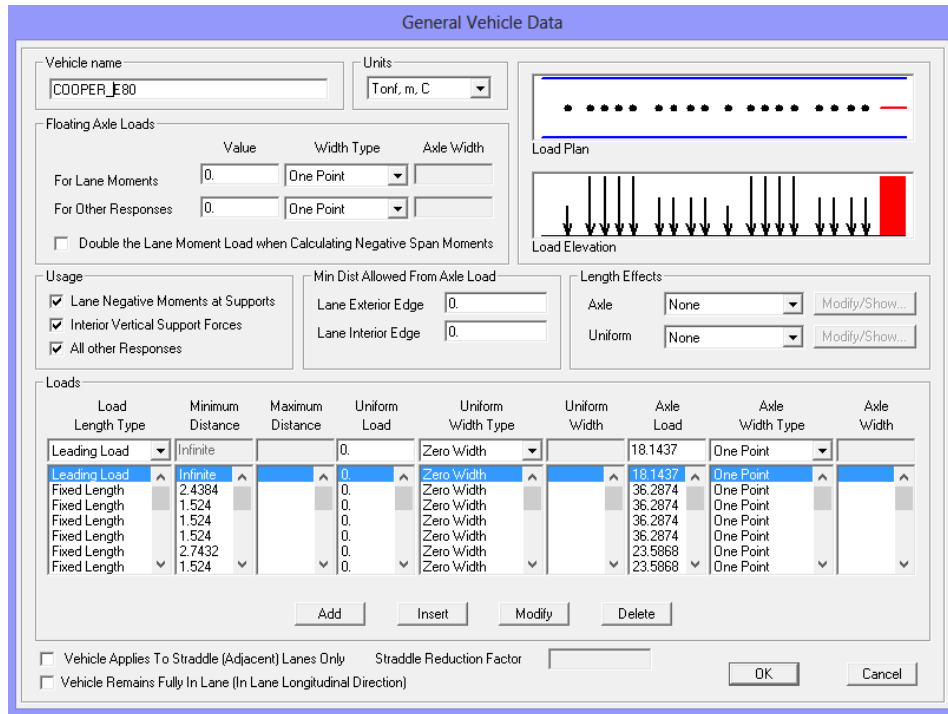


Figura 5.2 Modelo de carga Cooper E80 en el programa SAP2000.  
Fuente: (Elaboración propia).

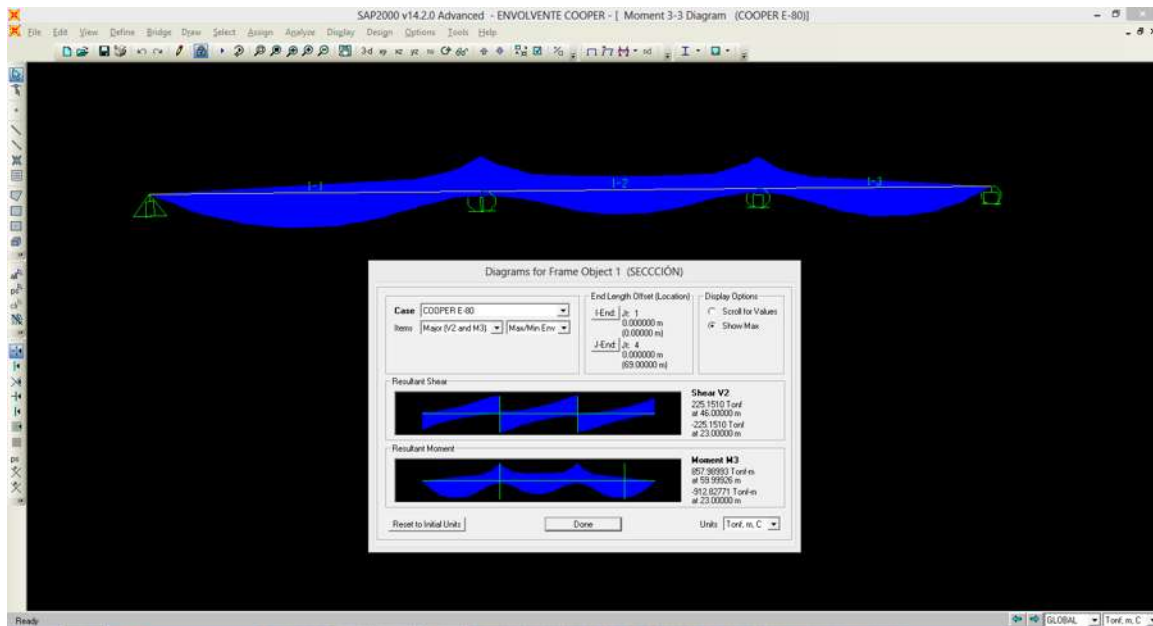


Figura 5.3 Diagramas de envolturas de momento flexionante y fuerza cortante para el diseño de traveses de un puente continuo.  
Fuente: (Elaboración propia).



Es importante señalar que el uso de este tipo de software se debe tomar con mucho cuidado ya que se debe tener el criterio y conocimientos para elaborar un modelo estructural que represente adecuadamente la estructura en condiciones reales, desde la cuantificación de las cargas actuantes hasta la aplicación de las mismas. De esta manera al interpretarse los resultados es posible detectar posibles errores en el modelo y corregirlos, lo que garantizara un diseño confiable y representativo de la realidad.

### **5.2.3 CARGA DE IMPACTO**

La carga de impacto debe ser tomado como un porcentaje de la carga viva y será aplicada verticalmente en la parte superior de cada vía. El impacto calculado puede tener diferentes valores de acuerdo al tipo de estructura: concreto reforzado, concreto presforzado, elementos de acero con traveses o armaduras, cuyas expresiones fueron presentadas en las ecuaciones 3.1 a 3.7 en el capítulo 3.

### **5.2.4 FUERZA CENTRIFUGA**

Cuando la estructura del puente se encuentre en curva horizontal se considerará el efecto de la fuerza centrífuga, que corresponde a la fuerza axial aplicada horizontalmente a través de un punto colocado a 1.83 metros sobre el nivel superior del hongo del carril medido a lo largo de una línea perpendicular al centro de línea de la parte superior de los rieles y equidiste de éstos. Esta fuerza será el porcentaje de la carga viva, calculada de acuerdo a las ecuaciones 5.1 a 5.3.

La relación entre velocidad, grado de curvatura, fuerza centrífuga y una sobre elevación la cual es 3 en menos que la requerida para una presión en el patín resultante igual a cero entre la rueda y el riel, y son expresadas por las formulas:



$$C = 0.00117S^2D \quad (5.1)$$

$$S = \sqrt{\frac{E + 3}{0.0007D}} \quad (5.2)$$

y

$$E = 0.0007S^2D - 3 \quad (5.3)$$

De las ecuaciones anteriores,  $S$ , representa la velocidad permisible en millas por hora,  $D$ , es el grado de curvatura y  $E$  representa la sobreelevación de la vía en pulgadas.

### 5.2.5 PRESIÓN DE TIERRA

La presión de tierra se calcula de acuerdo con la teoría de Rankine, la cual considera que la presión que ejerce el terreno sobre la estructura a una profundidad determinada se puede evaluar por medio de la siguiente ecuación:

$$P = ka \cdot \gamma \cdot h \quad (5.4)$$

De la ecuación anterior,  $ka$ , representa el coeficiente horizontal de empuje activo, del terreno natural o material de relleno, cuyo valor está en función del ángulo de fricción interna de dicho material y queda definido por la ecuación 5.5;  $\gamma$ , es el peso volumétrico del material, y  $h$  como la profundidad o altura a la cual se requiere conocer la presión.

$$ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (5.5)$$



Otro factor importante a considerar dentro del empuje de tierra es la sobrecarga que se puede aplicar en la proximidad del terraplén de acceso o material de relleno cerca del apoyo estructural del puente. Cuyo valor se puede obtener de acuerdo a la figura 5.4 cuyos datos de entrada son la altura de H, comprendida desde la parte inferior del patín hasta la parte superior del tablero de la superestructura.

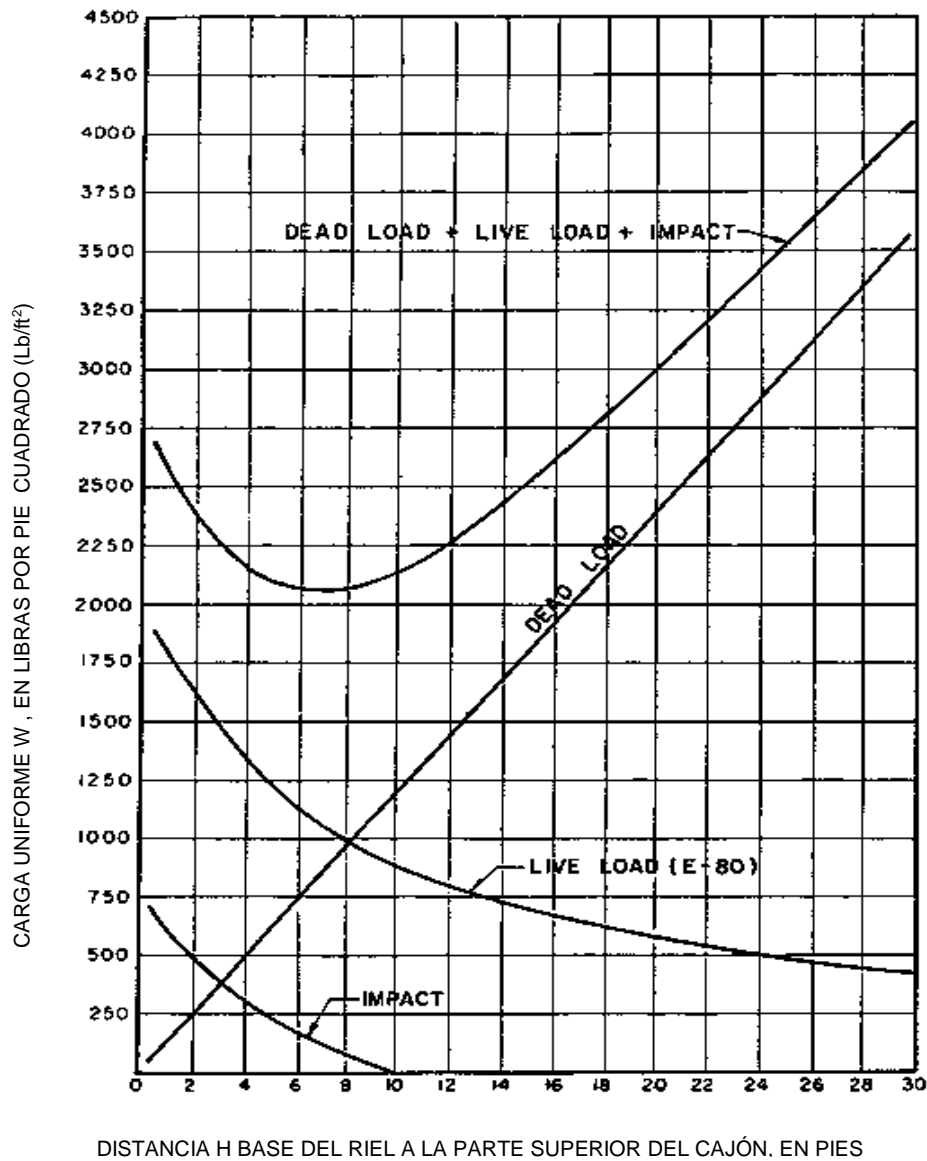


Figura 5.4 Carga tipo Cooper E-80.

Fuente: (AREMA (American Railway Engineering and Maintenance of Way Association), 2000).



Como consideración final, cuando el material de relleno o del terreno natural se encuentre en contacto con el agua, se debe considerar que el material se encuentra en estado saturado y por tanto se es necesario tomar en cuenta empujes hidrostáticos, los cuales se consideran adicionando al suelo el peso volumétrico del agua de  $\gamma_{agua} = 1.0 t/m^3$ . A menos que se coloquen elementos de drenaje tales como drenes de tubo, capas drenantes disipadoras de presión de poro, estos efectos se pueden disipar.

### **5.2.6 CARGA DE SUPRESIÓN**

Este efecto se toma en cuenta en el diseño de elementos de cimentación y de la estructura que quedan sumergidos por debajo de nivel del agua, definiéndose ésta como la fuerza vertical ascendente resultado del producto del volumen sumergido por la densidad del líquido desalojado.

Para el caso en el cual se prevea que la superestructura quede parcialmente o totalmente sumergida de manera temporal, se debe calcular y diseñar una conexión que resista la reacción negativa producto de la supresión y sea capaz de mover una porción de la subestructura con un peso mayor de dos veces su valor.

### **5.2.7 CARGA DE VIENTO**

#### **5.2.7.1 CARGA VIENTO EN LA ESTRUCTURA**

La carga de viento actuante en la estructura puede considerarse como 45 lb/ft<sup>2</sup> (220kg/m<sup>2</sup>) por proyección de área vertical de la estructura, la cual será aplicada en el centro de gravedad de la proyección vertical. El viento puede ser asumido actuando horizontalmente, en una dirección perpendicular al centro de línea de la vía.



### 5.2.7.2 CARGA VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

Para evaluar el viento sobre la carga viva, se considera una carga de viento de 300lb por pie (446kg/m) sobre el tren, aplicada a 2.44m arriba del hongo del riel, y la cual actúa horizontalmente una dirección perpendicular al eje del centro de línea de la vía.

### 5.2.8 FUERZA LONGITUDINAL POR CARGA VIVA (FRENAJE)

El efecto de la fuerza longitudinal por carga viva se toma con base al modelo de carga Cooper E-80, para el diseño de otras cargas diferentes, estas fuerzas pueden ser escaladas proporcionalmente para cada variante del Cooper. Esta fuerza corresponde al frenaje o al arranque producido por la carga viva y será tomada como el valor obtenido más grande de los siguientes casos:

- Fuerza debida al frenaje, será calculada de acuerdo a la ecuación 5.6, actuando a una distancia de 2.44m por encima de hongo del riel.

$$FL_f = 45 + 1.2L \quad (5.6)$$

- Fuerza debida a la tracción, será calculada de acuerdo a la ecuación 5.7, se aplicará a una distancia de 0.91m sobre el nivel superior del hongo del riel.

$$FL_a = 25\sqrt{L} \quad (5.7)$$

Donde L, es la longitud en pies de la sección del puente en consideración;  $FL_a$  y  $FL_f$  estan dadas en kips.



### 5.2.9 FRICCIÓN

El efecto de fricción que se genera en los dispositivos de apoyo como resultado de los cambios volumétricos (contracción y dilatación) en la superestructura por efecto de la temperatura, se considera como una fuerza horizontal de sentido longitudinal a la estructura aplicada en los dispositivos de apoyos.

### 5.2.10 FUERZA SÍSMICA

Para la evaluación del efecto sísmico se utiliza como base la normativa SCT N-PRY-CAR-6-01-005/01, en la cual se establecen las bases y criterios para el diseño sísmico, se debe resaltar que aunque en México no exista una normativa específica para el diseño de estructuras de ferrocarriles esta norma es de aplicación ya que fue planteada para considerar todo tipo de estructuras de puentes, por tal motivo, se deja de lado la metodología establecida en las especificaciones AREMA.

#### 5.2.10.1 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA Y ESPECTROS DE DISEÑO

Existen dos conceptos fundamentales dentro del análisis de la fuerza sísmica que se deben dar a conocer antes de exponer los diferentes métodos de análisis, el primero de ellos el concepto de *Riesgo Sísmico*, el cual es una medida entre peligro sísmico (Intensidad del sismo, probabilidad de ocurrencia, distancia del epicentro y efectos de amplificación propios del sitio) y la vulnerabilidad sísmica (Probabilidad de alcanzar su estado límite, evaluación de la demanda y capacidad sísmica de la estructura), para así una vez determinado fijar una regionalización sísmica de la República Mexicana en función del riesgo sísmico, quedando establecidas cinco zonas sísmicas, donde la zona A representa condiciones a la zona de menor riesgo sísmico, y la zona D a la de mayor riesgo. Adicionalmente debido a las condiciones particulares del Distrito federal y la zona conurbana a la ciudad de México se les asigno la zona E. En la figura 5.5 se muestra esta regionalización.



Cabe mencionar que dentro de cada zona particular se considerar tres diferentes tipos de suelos típicos: I; II y III; esto para tomar en cuenta los efectos de amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efectos del tipo de suelo en el que se desplantara la estructura.



*Figura 5.5 Regionalización sísmica de la República Mexicana.  
Fuente: (Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 2001).*

El segundo factor importante para la determinación de las cargas por sismo sobre la estructura es el *Espectro de Sísmico*, el cual caracteriza el comportamiento sísmico de una estructura en función de su aceleración (normaliza con respecto a la fuerza de gravedad) para sus diferentes periodos de vibración.

Para la evaluación de las cargas por sismo sobre la estructura se requiere de la utilización del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo y zona sísmica de donde se ubicará la estructura, el cual es necesario para todos los métodos que se desarrollaran más abajo. En la figura 5.6 se puede observar el espectro sísmico característico para una estructura cualquiera.

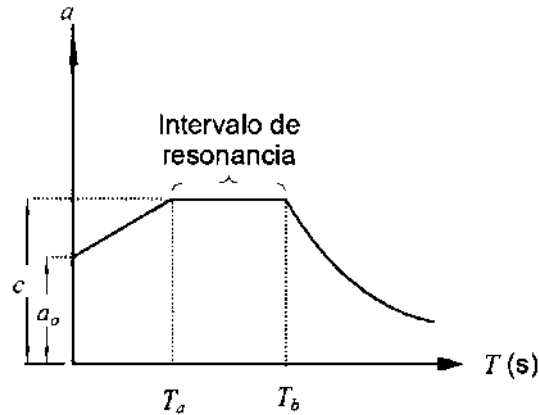


Figura 5.6 Espectro sísmico característico.

Fuente: (Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 2001).

De la figura anterior,  $a_0$ , es el valor de la ordenada al origen que corresponde a relación de la aceleración del sismo entre la de la gravedad;  $c$ , el valor de la ordenada máxima;  $T_a$  y  $T_b$ , son el periodo de vibración inferior y superior, respectivamente. En la tabla 5.2 se muestran los valores característicos para espectros sísmicos de estructuras Tipo B. Sin embargo, cuando se trate de estructuras Tipo A estos valores se multiplican por un factor de importancia de 1.5.

Tabla 5.2 Valores Características del espectro sísmico para estructuras Tipo B.

Zona sísmica	Tipo de suelo	$a_0$	$c$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$r$
A	I	0,02	0,08	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,04	0,16	0,3	1,5	$\frac{2}{3}$
	III	0,05	0,20	0,6	2,9	1
B	I	0,04	0,14	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,08	0,30	0,3	1,5	$\frac{2}{3}$
	III	0,10	0,36	0,6	2,9	1
C	I	0,09	0,36	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,13	0,50	0,3	1,4	$\frac{2}{3}$
	III	0,16	0,64	0,6	1,9	1
D	I	0,13	0,50	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,17	0,68	0,3	1,2	$\frac{2}{3}$
	III	0,21	0,86	0,6	1,7	1
E	I	0,04	0,16	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,08	0,32	0,3	1,5	$\frac{2}{3}$
	III	0,10	0,40	0,6	3,9	1

Fuente: (Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 2001).



### 5.2.10.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA OBTENCIÓN DE LAS CARGAS POR SISMO

Con base en la normativa de sismo ya mencionada, se establecen cuatro métodos de análisis para la evaluación de las cargas sobre las estructuras debidas a la acción del sismo, los cuales se desarrollarán a continuación.

#### 5.2.10.2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO

El análisis por medio de este método se realiza analizando dos direcciones ortogonales horizontales, es decir, determinando fuerzas en el sentido longitudinal y transversal de la estructura, eje  $x$  y  $y$ , respectivamente. Estas fuerzas se determinan de acuerdo a la ecuación 5.6 y representa el efecto de una fuerza horizontal equivalente,  $S$ , actuando de manera independiente y aplicadas en el centro de gravedad de la estructura.

$$S = \frac{c}{Q} W \quad (5.6)$$

Donde,  $c$ , queda definida como la ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica de la regionalización de la República Mexicana (figura 5.5), y el tipo de suelo en el cual estará desplantada la estructura del puente;  $Q$ , es el factor de ductilidad de comportamiento sísmico que se pueden observar en la tabla 5.3, y  $W$  es el peso de la estructura. Es importante mencionar que en ninguno de los casos la relación  $c/Q$  debe ser menor que la ordenada al origen del espectro sísmico correspondiente ( $a_0$ ) de la tabla 5.2.

Los valores para el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , recomendados por la norma de SCT N-PRY-CAR-6-01-005/01 se pueden observar en la siguiente tabla:



Tabla 5.3 Valores del factor ductilidad de comportamiento sísmico  $Q$

Características de la estructura	$Q$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras cuya superestructura forma un marco dúctil con los elementos de la subestructura, ya sean de concreto reforzado, presforzado o acero estructural.</li> <li>• Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos de neopreno.</li> <li>• Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles.</li> </ul>	4
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna o pila continua con el tablero de la superestructura.</li> <li>• Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, si los dispositivos de apoyo ya no existen o son de otro tipo diferente al neopreno.</li> <li>• Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos tipo muro o en columnas aisladas de concreto reforzado.</li> </ul>	2
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos de mampostería.</li> </ul>	1

Fuente: (Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), 2001).

#### 5.2.10.2.2 MÉTODO CUASIDINÁMICO

Para la aplicación del método cuasidinámico al igual que el método simplificado se analizan el efecto sísmico en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando el efecto de dos fuerzas horizontales equivalentes,  $S'$ , aplicadas en el centro de gravedad de la estructura, salvo que en este método éstas fuerzas se determinan en función del periodo fundamental de vibración de la estructura,  $T$ , descrito a continuación:



### 5.2.10.2.2.1 PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El periodo de vibración fundamental de la estructura,  $T$ , es el periodo natural que corresponde al primer modo de vibración en la dirección horizontal analizada, y puede evaluarse por medio de la ecuación 5.7.

$$T = 0.2 \sqrt{\frac{W}{K}} \quad (5.7)$$

De la ecuación anterior,  $W$ , representa el peso de la estructura y la rigidez,  $K$ , de la estructura queda definida por:

$$K = \frac{F}{\Delta} \quad (5.8)$$

Donde,  $F$ , es una fuerza estática horizontal de valor unitario aplicada en el centro de gravedad de la estructura en la dirección de análisis;  $\Delta$ , es el desplazamiento que sufre la estructura a causa de la fuerza  $F$  en alguna de las direcciones horizontales ortogonales ya mencionadas.

### 5.2.10.2.2.2 PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Finalmente para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente,  $S'$ , utilizada en este método, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S' = \frac{a}{Q'} W \quad (5.9)$$

Donde,  $a$ , queda definida como la ordenada al origen del espectro sísmico de la zona correspondiente donde se ubique la estructura, de acuerdo a la regionalización sísmica (figura 5.5) y el tipo de suelo (tabla 5.2);  $W$ , como el peso de la estructura; y  $Q'$  como el factor de ductilidad de comportamiento sísmico modificado, que se



pueden calcular de acuerdo a las ecuaciones 5.10 y 5.11 cuya elección dependen del periodo de vibración de la estructura calculado.

$$\text{Si } T \leq T_a, \quad Q' = 1 + \frac{Q}{T_a} \quad (5.10)$$

$$\text{Si } T > T_a, \quad Q' = Q \quad (5.11)$$

En las estas últimas ecuaciones,  $T_a$ , representa el periodo de vibración inferior del periodo de resonancia del espectro sísmico con valores de acuerdo a la tabla 5.2 que se desarrollara más adelante, dado en segundos.

Al igual que en el método simplificado la relación  $c/Q$ , no debe ser menor que la ordenada al origen del espectro sísmico correspondiente.

### 5.2.10.2.3 MÉTODO DINÁMICO

Este método es aplicable a todo tipo de estructuras de puentes o viaductos, generalmente es utilizado cuando se trata de puentes con estructuras complejas o se requiere de un análisis más preciso de los esfuerzos en cada uno de los elementos de la estructura. Existen dos tipos de análisis para la evaluación dinámica, el análisis paso a paso y el modal espectral, siendo este último el más utilizado.

#### 5.2.10.2.3.1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Este método se basa en los principios de la dinámica estructural, donde intervienen las frecuencias y los modos fundamentales de vibración de la estructura,



pudiéndose considerar los efectos correspondientes a la interacción suelo-estructura por medio de los módulos de reacción del suelo. Debido a la complejidad de este tipo de análisis se recurre a programas de análisis estructural utilizando elemento finito, tal es el caso software SAP2000, CSI Bridge, Midas Civil, por mencionar algunos.

Al igual que en los otros métodos las fuerzas que intervienen en cada uno de los modos de vibrar de la estructura se definen en función del espectro sísmico correspondiente a la región y tipo de suelo donde estará desplantada la estructura del puente o viaducto.

La respuesta total de la estructura a la acción sísmica,  $R$ , se obtienen realizando la combinación de las respuestas de cada uno de los diferentes modos de vibración de la estructura evaluada por medio de la siguiente ecuación:

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2} \quad (5.12)$$

Donde,  $n$ , representa el número total de modos de vibración que se consideran en la estructura, y  $R_i$  como la respuesta (fuerza cortante, momento flexionante o desplazamiento) a los modos de vibración de la estructura que se consideren.

En la figura 5.7 se puede apreciar un modelo estructural de un puente en SAP2000 formado por tres claros con vigas AASHTO tipo III, el cual se realizó un análisis dinámico ingresando los valores característicos de un espectro de diseño característico de la zona donde se planea construir el puente (figura 5.8).

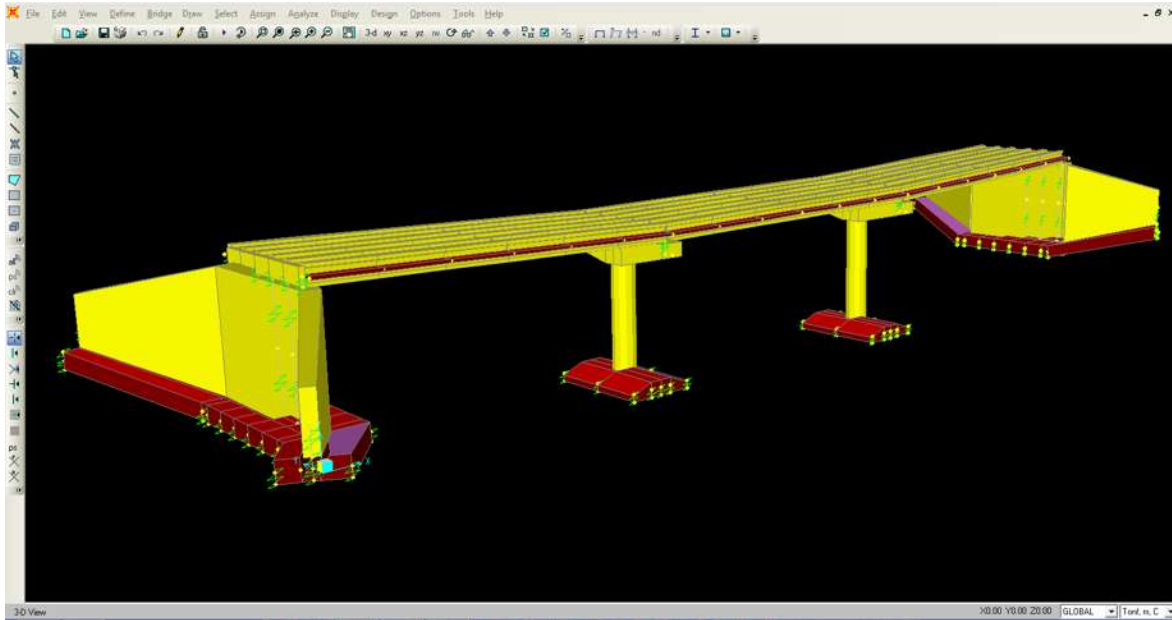


Figura 5.7 Modelo Estructural de un puente con el software SAP2000.  
Fuente: (Elaboración propia).

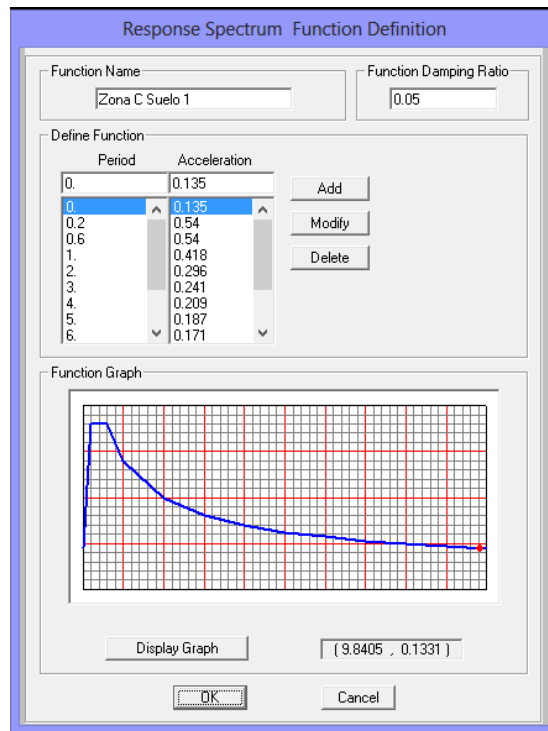


Figura 5.8 Espectro de Respuesta para el Análisis Dinámico en SAP2000.  
Fuente: (Elaboración propia).



### 5.2.10.3 COMBINACIÓN DE EFECTOS SÍSMICOS

Después de determinar las fuerzas sísmicas en los dos ejes ortogonales de la estructura en el sentido longitudinal y transversal,  $S_x$  y  $S_y$ , respectivamente; por medio de alguno de los métodos ya mencionados. Se procede a combinar dichos efectos suponiendo que actúan simultáneamente en las direcciones ya mencionadas para obtener un efecto total de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$S_t = S_x + 0.3 S_y \quad (5.13)$$

$$S_t = S_y + 0.3 S_x \quad (5.14)$$

### 5.2.11 EMPUJE DINÁMICO DEL AGUA

Este efecto solo se aplica si algún elemento de apoyo del puente queda sobre dentro del cauce de un río o a algún flujo de agua tales como pilas, y se calcula con la suposición de que las velocidades del flujo obedecen una función parabólica de segundo grado, lo que da como resultado un triángulo de presiones. Así que todas las pilas u otras partes de la estructura que estén sujetas al empuje dinámico del agua deberán diseñarse para recibir los esfuerzos máximas inducidas.

### 5.2.12 OTRAS FUERZAS

Dentro de estas fuerzas podemos encontrar la presión de hielo la cual no aplica para nuestro país, la contracción que no es muy común considerarla salvo en diseños específicos y los asentamientos para los cuales se toman previsiones en función de los estudios de mecánica de suelos.



### 5.3 COMBINACIONES DE GRUPOS DE CARGA

Para que el diseño del proyecto del puente sea confiable es necesario que dentro del procedimiento de cálculo se tome en cuenta todas las fuerzas a las cuales va a estar sometida la estructura durante toda su vida útil. Por lo tanto, es de vital importancia que cada uno de los componentes de la estructura o la cimentación donde estará desplantada será diseñada para el grupo de carga que produzca la condición más desfavorable.

Las especificaciones AREMA establecen los siguientes grupos de carga, el primero de ellos basándose en el diseño por cargas de servicio y el segundo por el diseño de cargas factorizadas.

En la tabla 5.4 se observan los grupos de combinaciones de carga para el diseño de cargas de servicio:

*Tabla 5.4 Grupos de combinaciones de carga (Diseño por Cargas de Servicio).*

<b>GRUPO</b>	<b>CARGAS</b>	<b>PORCENTAJE DE ESFUERZOS UNITARIOS</b>
I	CM + CV + I + FC + ET + SP + PL	100
II	CM + ET + SP + PL + VE	125
III	GPO I + 0.5 VE + VCV + FL + F	125
IV	GPO I + OF	125
V	GPO II + OF	140
VI	GPO III + OF	140
VII	CM + ET + SP + S	133
VIII	GPO I + ICE	140
IX	GPO II + ICE	150

*Fuente: (AREMA (American Railway Engineering and Maintenance of Way Association), 2000).*



Mientras que para el diseño por cargas factorizadas se tienen los siguientes grupos de combinaciones de carga:

*Tabla 5.5 Grupos de combinaciones de carga (Diseño por Cargas de Factorizadas)*

<b>GRUPO</b>	<b>CARGAS</b>
I	$1.4 ( CM + 5/3 ( CV + I ) + FC + ET + SP + PL )$
IA	$1.8 ( CM + CV + I + FC + ET + SP + PL )$
II	$1.4 ( CM + ET + SP + PL + VE )$
III	$1.4 ( CM + CV + I + FC + ET + SP + PL + 0.5 VE + VCV + FL + F )$
IV	$1.4 ( CM + CV + I + FC + ET + SP + OF + PL + O )$
V	GPO II + 1.4 OF
VI	GPO III + 1.4 OF
VII	$1.4 ( CM + ET + SP + PL + S )$
VIII	$1.4 ( CM + CV + I + ET + SP + PL + ICE )$
IX	$1.2 ( CM + ET + SP + PL + VE + ICE )$

*Fuente:* (AREMA (American Railway Engineering and Maintenance of Way Association), 2000).

De literales que están contenidas en las tablas 5.4 y 5.6 se tiene que:

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

I: Impacto

FC: Fuerza Centrifuga

ET: Empuje De Tierra

SP: Subpresión



VE: Viento Sobre La Estructura

VCV: Viento Sobre La Carga Viva

FL: Fuerza Longitudinal Por Carga Viva (Frenaje)

F: Fuerza Longitudinal Debida A Resistencia Cortante o De Fricción En Apoyos (Fricción)

S: Sismo

PL: Empuje Dinámico Del Agua

ICE: Presión De Hielo

OF: Otras Fuerzas (Contracción, Temperatura, Asentamientos, etc.)

Con la aplicación de estos grupos de carga se garantiza que los elementos de la estructura o de la cimentación resistirán los efectos de cargas a los que pudieran estar sometidos, proporcionando así una condición de seguridad.



## CONCLUSIONES

Como se observó a lo largo del desarrollo de este trabajo de tesis, el Estado Mexicano dentro de lo plasmado en el Programa Nacional de Infraestructura (2014-2018), reconoce la necesidad de desarrollar el modo de transporte ferroviario para que México se consolide como un país económicamente competitivo, resultado de ello plantea el desarrollo y ampliación de la red ferroviaria Mexicana bajo el concepto de transporte multimodal. Todo esto se ve reflejado en la cantidad de proyectos de infraestructura ferroviaria que se tienen contemplados en dicho programa para su ejecución durante este sexenio.

Sin embargo, como ya es sabido, algunos de estos proyectos de gran envergadura han sido cancelados debido al ajuste presupuestal actual que sufre la economía Mexicana, lo cual es resultado de diversos factores nacionales y movimientos globales propios del sistema económico mundial. No obstante, aunque estos proyectos se hayan dejado de lado temporalmente, son pieza fundamental para el crecimiento y desarrollo económico del país, y tendrán que ser retomados más adelante, para así fortalecer la infraestructura férrea del país.

Por lo tanto, para llegar a esta meta se requiere de la generación de nuevos proyectos y modernización de los mismo, en específico los puentes de ferrocarril que son parte esencial de la red ferroviaria que permiten el paso de este.



## CONCLUSIONES

---

De ahí que en este trabajo se hayan expuesto las características de los nuevos proyectos de puentes para ferrocarril que se están desarrollando actualmente en el país, así como los criterios de análisis y diseño que han sido adoptados en México basados en las especificaciones AREMA, con el fin de proporcionar un documento técnico que servirá como guía de consulta a futuros ingenieros proyectistas interesados a desarrollarse en este ámbito. E inclusive ser la base para la propuesta de una normativa Mexicana.

Cabe resaltar que actualmente podemos considerar la siguiente afirmación como válida: “México está preparado para el desarrollo de proyectos de trenes de mediana y alta velocidad”, para ello es esencial la correcta evaluación del efecto de las cargas vivas, por esta razón se aportó la base teoría para el análisis dinámico de las cargas vivas y se presentaron los diferentes modelos de carga con base las especificaciones AREMA, el Eurocódigo 1 UNE-EN-1991-2 y la Instrucción de Acciones a Considerar en Puentes de Ferrocarril (IAPF), resaltando como es de vital importancia evitar el fenómeno de resonancia en trenes de alta velocidad para así garantizar la vida útil y el servicio de la estructura.

Es importante señalar que estas normas europeas mencionadas se pueden aplicar a proyectos de puentes de ferrocarril en México tal y como se hace con las especificaciones AREMA.

En conclusión, se puede asegurar que el desarrollo del modo de transporte ferroviario y su respectiva infraestructura vislumbran un futuro prometedor en nuestro país.



# APÉNDICE A TABLAS Y FIGURAS COMPLEMENTARIAS

En este apéndice se recopilan las tablas y figuras necesarias para determinar si la estructura del puente o viaducto requiere un análisis dinámico simplificado, por medio del factor de impacto envolvente,  $\Phi$ , aplicado a los modelos de cargas verticales desarrollados en el capítulo 3 Y 4.



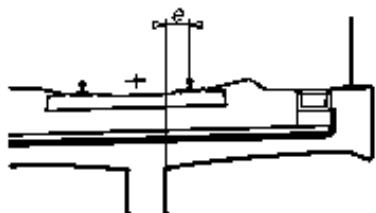
Tabla A.1 Longitudes determinantes.

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_{\text{E}}$
<b>Tablero con chapa metálica: Tablero cerrado con balasto (tablero con chapa ortótropa) (para tensiones locales y transversales)</b>		
<b>Tablero con rigidización longitudinal y transversal:</b>		
1.1	Chapa del tablero (en ambas direcciones)	3 veces la separación entre viguetas
1.2	Rigidizadores longitudinales continuos (incluyendo pequeños voladizos menores de 0,50 m) <sup>a</sup>	3 veces la separación entre viguetas
1.3	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
1.4	Viguetas extremas	3,6 m <sup>b</sup>
<b>Tablero con rigidización transversal únicamente</b>		
2.1	Chapa del tablero (en ambas direcciones)	2 veces la separación entre viguetas + 3 m
2.2	Viguetas intermedias	2 veces la separación entre viguetas + 3 m
2.3	Viguetas extremas	3,6 m <sup>b</sup>
<b>Emparrillado metálico: Tablero abierto sin balasto <sup>b</sup> (para tensiones locales y transversales)</b>		
3.1	Largueros: – como un elemento de un emparrillado continuo (continuidad de las secciones de cruce con las viguetas) – simplemente apoyados	3 veces la separación entre viguetas la separación entre viguetas + 3 m
3.2	Ménsulas de largueros <sup>a</sup>	3,6 m
3.3	Viguetas intermedias (como parte de la vigueta/ emparrillado largueros)	2 veces la longitud las de las viguetas
3.4	Viguetas extremas	3,6 m <sup>b</sup>
<sup>a</sup> En general, todos los voladizos mayores de 0,50 m que soporten las acciones del tráfico ferroviario requieren un estudio especial de acuerdo con el apartado 6.4.6 y con una carga acordada con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional. <sup>b</sup> Se recomienda aplicar $\phi_1$ .		

Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



Tabla A.1 Longitudes determinantes continuación...

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_d$
<b>Tableros con losa de hormigón y vía sobre balasto: (para tensiones locales y transversales)</b>		
4.1	<p>Losa como parte de una viga cajón o ala superior de una viga principal:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- sentido transversal a las vigas principales</li> <li>- el sentido longitudinal</li> <li>- viguetas transversales</li> </ul> <p>- voladizos transversales soportando los carriles</p>	<p>3 veces la luz del vano de la losa</p> <p>3 veces la luz del vano de la losa</p> <p>2 veces la longitud de las viguetas transversales</p>  <p>- <math>e \leq 0,5</math> m: 3 veces la distancia entre almas</p> <p>- <math>e &gt; 0,5</math> m: <sup>a</sup></p> <p><b>Fig. 6.11 – Voladizo transversal soportando los carriles</b></p>
4.2	Losa continua (en dirección de las vigas principales) apoyada en vigas transversales	2 veces la separación entre viguetas transversales
4.3	Losa de puentes de tablero inferior:	
	- dirección perpendicular a las vigas principales	2 veces la luz del vano de la losa + 3 m
	- dirección longitudinal	2 veces la luz del vano de la losa
4.4	Losa entre vigas metálicas embebidas en hormigón.	2 veces la longitud determinante en dirección longitudinal
4.5	Voladizos longitudinales de la losa	- $e \leq 0,5$ m: 3,6 m <sup>b</sup> - $e > 0,5$ m: <sup>a</sup>
4.6	Viguetas transversales extremas	3,6 m <sup>b</sup>
<p><sup>a</sup> En general todos los voladizos mayores de 0,50 m que soporten las acciones del tráfico ferroviario requieren un estudio especial de acuerdo con el apartado 6.4.6 y con una carga acordada con la autoridad competente y especificada en el anexo nacional.</p> <p><sup>b</sup> Se recomienda aplicar <math>\phi_x</math>.</p> <p>NOTA – En los casos 1.1 a 4.6, ambos incluidos, <math>L_d</math> está limitado por un valor máximo correspondiente a la longitud determinante de las vigas principales.</p>		

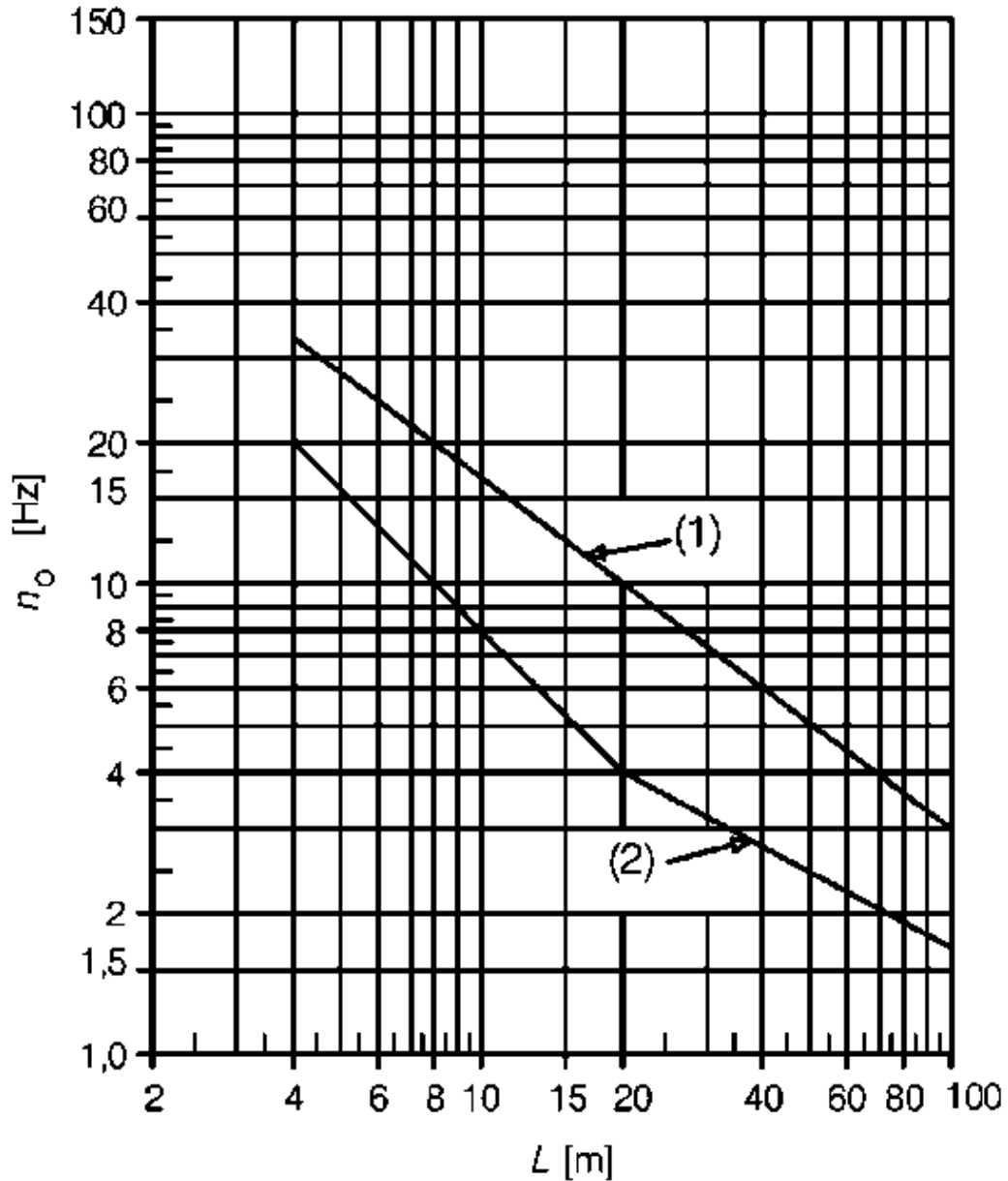
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



Tabla A.1 Longitudes determinantes (Eurocódigo UNE-EN-1991-2-2004) continuación...

Caso	Elemento estructural	Longitud determinante $L_{\Phi}$								
<b>Viga principales</b>										
5.1	Losas y vigas simplemente apoyadas (incluyendo vigas metálicas embebidas en el hormigón):	Luz del vano en la dirección principal de la viga								
5.2	Vigas y losas continuas de $n$ vanos con:  $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (6.6)	$L_{\Phi} = k \times L_m$ (6.7) no inferior a máx. $L_i (i=1, \dots, n)$ <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border-bottom: 1px solid black;"><math>n = 2</math></td> <td style="border-bottom: 1px solid black;"><math>3</math></td> <td style="border-bottom: 1px solid black;"><math>4</math></td> <td style="border-bottom: 1px solid black;"><math>\geq 5</math></td> </tr> <tr> <td><math>k = 1,2</math></td> <td><math>1,3</math></td> <td><math>1,4</math></td> <td><math>1,5</math></td> </tr> </table>	$n = 2$	$3$	$4$	$\geq 5$	$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$
$n = 2$	$3$	$4$	$\geq 5$							
$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$							
5.3	Estructuras porticadas: – vano único  – múltiples vanos	Se considera como una viga continua de tres vanos (utilícese el punto 5.2 con las longitudes del dintel y las de los pilares)  Se considera como una viga continua de múltiples vanos (utilícese el punto 5.2 con las longitudes de los dinteles y de los pilares extremos)								
5.4	Arcos y vigas de rigidez de arcos atirantados	La mitad de la luz								
5.5	Arcos o series de arcos con timpanos cerrados y relleno	Dos veces la luz libre								
5.6	Péndolas unidas a una viga de rigidez	4 veces la separación longitudinal entre las péndolas								
<b>Apoyos estructurales:</b>										
6	Columnas, caballetes, apoyos, articulaciones, anclajes en tracción y para el cálculo de las presiones de contacto bajo los apoyos	La longitud determinante de los elementos soportados								

Fuente: (Unión Europea, Eurocódigo 1 Parte 2, 2004).



**Leyenda**

**(1) Límite superior de la frecuencia natural.**

**(2) Límite inferior de la frecuencia natural.**

Figura A.1 Límites de la frecuencia natural del puente  $f_0(n_0)$  en Hz en función del claro  $L$  o  $L_\phi$ .  
Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



TABLAS Y FIGURAS COMPLEMENTARIAS

Tabla A.2 Valores máximos  $(v/n_0)_{lim}$  para vigas y losas simplemente apoyadas y aceleración máxima permitida  $a_{m\acute{a}x} < 3.50m/s^2$ .

Masa $m$ $10^3$ kg/m		$\geq 5,0$ $< 7,0$	$\geq 7,0$ $< 9,0$	$\geq 9,0$ $< 10,0$	$\geq 10,0$ $< 13,0$	$\geq 13,0$ $< 15,0$	$\geq 15,0$ $< 18,0$	$\geq 18,0$ $< 20,0$	$\geq 20,0$ $< 25,0$	$\geq 25,0$ $< 30,0$	$\geq 30,0$ $< 40,0$	$\geq 40,0$ $< 50,0$	$\geq 50,0$ -
Luz $L \in$ $m^2$	$\xi$ %	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m
[5,00,7,50)	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
[10,0,12,5)	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
[12,5,15,0)	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
[15,0,17,5)	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
[17,5,20,0)	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33

<sup>a</sup>  $L \in [a, b]$  significa  $a \leq L < b$ .

NOTA 1 - La tabla F.1 incluye un coeficiente de seguridad de 1,2 sobre el valor  $(v/n_0)_{lim}$  para los criterios de aceleración, deformación y resistencia, y un coeficiente de seguridad de 1,0 sobre el término  $(v/n_0)_{lim}$  para fatiga.

NOTA 2 - La tabla F.1 incluye una tolerancia de  $(1+\phi\%/2)$  por irregularidades del tren.

Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



Tabla A.3 Valores máximos  $(v/n_0)_{lim}$  para vigas y losas simplemente apoyadas y aceleración máxima permitida  $a_{m\acute{a}x} < 5.00m/s^2$ .

Masa $m$ $10^3 \text{ kg/m}$		$\geq 5,0$ $< 7,0$	$\geq 7,0$ $< 9,0$	$\geq 9,0$ $< 10,0$	$\geq 10,0$ $< 13,0$	$\geq 13,0$ $< 15,0$	$\geq 15,0$ $< 18,0$	$\geq 18,0$ $< 20,0$	$\geq 20,0$ $< 25,0$	$\geq 25,0$ $< 30,0$	$\geq 30,0$ $< 40,0$	$\geq 40,0$ $< 50,0$	$\geq 50,0$ -
Luz $L \in$ $m^a$	$\xi$ %	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m	$v/n_0$ m
[5,00,7,50)	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
[10,0,12,5)	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
	2	2,71	2,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
[12,5,15,0)	1	2,50	2,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
[15,0,17,5)	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
[17,5,20,0)	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
$\geq 40,0$	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

<sup>a</sup>  $L \in [a, b)$  significa  $a \leq L < b$ .

NOTA 1 – La tabla F.2 incluye un coeficiente de seguridad de 1,2 sobre el valor  $(v/n_0)_{lim}$  para los criterios de aceleración, deformación y resistencia, y un coeficiente de seguridad de 1,0 sobre el término  $(v/n_0)_{lim}$  para fatiga.

NOTA 2 – La tabla F.2 incluye una tolerancia de  $(1+\phi/2)$  por irregularidades del tren.

Fuente: (Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2, 2004).



# BIBLIOGRAFÍA

AREMA (American Railway Engineering and Maintenance of Way Association). (2000). *Manual for Railway Engineering* . Estados Unidos: AREMA.

Asociación Mexicana de Ferrocarriles. (2013). *Proyectos Estratégicos de Infraestructura Ferroviaria de Carga Visión al 2030* . México: Asociación Mexicana de Ferrocarriles.

Calva, I. A. (2012). *Apuntes del modulo de Puentes Ferroviario del Programa de la Especialización en Puentes FES ARAGÓN*. Ciudad de México.

Construcciones VYRECSA S.A. de C.V. (2014). *Proyecto Ejecutivo Ferroviario del Patio de Vías en la Planta de Almacenamiento de Gas L.P. bicada en el Ejido "La Pila" San Luis Potosi*. Ciudad de México: Construcciones VYRECSA S.A. de C.V.

Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI). (2011). *Proyecto Ejecutivo para el Libramiento de Celaya, Guanajuato desvio de la Linea A "Puente Laja III"*. Ciudad de México: Consultora Mexicana de Ingeniería (CMI).

Desarrollador Mexicano de Infraestructura Sustentable . (2011). *Proyecto Ejecutivo de la Nueva Vía Férrea para la Linea NB Libramiento Ferroviario Celaya*. México: GRUPO DEMIST S.A. DE C.V.

Dirección General de Conservación de Carreteras. (2016). *Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX)*. Ciudad de México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).



- Dr. Goicolea Ruigómez, J. M., Ing. Navarro González-Valerio, J. A., Dr. Domínguez Barbero, J., & Dr. Gabaldón Castillo, F. (2004). *Nuevos Métodos de Cálculo Dinámico para Puentes de Ferrocarril en las Instrucciones IAPF y Eurocódigo 1*. España.
- Ferrocarriles Nacionales de Mexico. (1995). *Serie Estadística*. México: Ferrocarriles Nacionales de México.
- Goicolea Ruigómez, J. (2005). *Design Issues Related to Dynamic Effects High-Speed Rail Way Bridges in Spain*. Madrid, España.
- Goicolea Ruigómez, J. M., Barbero, J. D., J. N., & F. G. (2002). *Modelos Numéricos Para Cálculo Dinámico de Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad*. España: SEMNI.
- Grupo Demist S.A. de C.V. (2010). *Proyecto Paso Inferior Vehicular en las Vías del FFCC en el km A-357+085.96*. Irapuato, Guanajuato: Grupo Demist S.A. de C.V.
- Jorge Arriola y Asociados Ingenieros Consultores et Al. (2008). *Proyecto del Paso Inferior de Ferrocarril km 86+802*. México: Jorge Arriola y Asociados, Ingenieros Consultores SA. de C.V.:
- Ministerio de Fomento. (2010). *Instrucciones de acciones a considerar en puenets de ferrocarril (IAPF)*. España: Centro de Publicaciones Secretaria General Tecnica Ministerio de Fomento.
- Miranda, I. J. (2012). *Presente y Futuro de la Movilidad de la Carga en el Transporte Ferroviario Nacional*. Ciudad de México: Ferromex.
- Presidencia de la Republica. (2014). *Programa Nacional de Infraestructura 2014-2018*. Mexico: Diario Oficial de la Federación.
- S., I. A. (2012). *Apuntes del modulo de Puentes Ferroviario del Programa de la Especialización en Puentes FES ARAGÓN*. Ciudad de México.
- Secretaría de Comunicaciones Y Transportes (SCT). (1984). *Normas Técnicas Para Estructuras Y Cimentaciones De Concreto En Ferrocarriles Tomo I y II*. Ciudad de México: Dirección General de Servicios Técnicos (DGST).
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (1987). *Los Ferrocarriles de México (1837-1987)*. Ciudad de México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2001). *Normativa para la Infraestructura del Transporte (NORMATIVA SCT)*. Ciudad de México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).



## BIBLIOGRAFÍA

---

- Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. . (2008). *Construcción de Paso a Desnivel de la Vía del FFCC en la Calle Sur 11*. Orizaba, Veracruz.: Servicios Integrales de la Industria Ferroviaria S.A. de C.V. .
- Topografía Digital de Precisión et Al. (2011). *Proyecto Paso Inferior de Ferrocarril km 7+243.30*. México: Topografía Digital de Precisión S.A. DE C.V. et Al.
- Unión Europea, Eurocodigo 1 Parte 2. (2004). *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras, Parte 2: Cargas de tráfico en Puentes UNE-EN-1991-2* . Madrid, España: Unión Europea, Eurocodigo 1.
- Union Internationale des Chemins de Fer Internacionaler Eisenbahnverband. (2000). *Interaction voie/ouvrages d'art Recommandations pour Les Calculs*. Paris: Union Internationale des Chemin de Fer (UIC).
- Y. Y., J. Y., & Y. W. (2004). *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics with Applications to High-Speed Railways*. USA: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.