



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE FERROCARRIL Y DE PUENTES DE CARRETERA

Treball realitzat per:

Victor Valero Núñez

Dirigit per:

Andrés López Pita

Grau en:

Enginyeria Civil

Barcelona, 28/05/2018

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE GRAU

RESUMEN

Desde los comienzos de la construcción de infraestructuras dedicadas a la movilidad, ha sido necesario el estudio, la investigación y la creación de elementos estructurales que permitieran salvar los distintos accidentes geográficos que caracterizan el relieve de nuestro planeta.

Elementos que permitieran cruzar montañas sin necesidad de recorrer todo su perfil y conexiones que consintieran salvar valles, desniveles o ríos. Por estos motivos, el estudio de puentes para los diferentes métodos de transporte ha sido uno de los mayores focos de investigación en la historia de la movilidad.

Para el diseño inicial de un puente es necesario diferenciar según su finalidad. Resulta razonable distinguir entre aquellos diseñados para soportar carreteras para automóviles y los destinados al paso ferroviario. Estos últimos, a diferencia de los primeros, solicitan una carga importante y es imprescindible la consideración de las fuerzas debidas a las cargas estáticas y dinámicas.

En los puentes de carretera, las cargas estáticas son consecuencia del peso propio del puente y del peso del máximo número de vehículos (como carga sin movimiento) que el mismo puede abarcar. En lo que a cargas dinámicas se refiere, estas corresponderán a las aplicadas por un vehículo circulando a la velocidad máxima (no a la velocidad máxima permitida, sino a la velocidad máxima del vehículo en cuestión).

Por otra parte, en el diseño de puentes para ferrocarril, las cargas estáticas también hacen referencia al peso propio del puente y al peso de un tren (o dos si se trata de vía doble) estático en él. Es en las cargas dinámicas, donde reside la gran diferencia entre las solicitaciones de puentes de ferrocarril con respecto a las solicitaciones de puentes de carretera. Dentro del diseño de los primeros, debemos diferenciar entre los que van a ser usados para poner en circulación sólo trenes convencionales, los que van a soportar trenes de alta velocidad y los que van a recibir cargas de ambos.

Los problemas en el diseño de puentes para trenes de alta velocidad se darán normalmente en puentes de luces medias comprendidas entre 15 y 25 metros, debido al fenómeno de resonancia, donde la frecuencia de oscilación del tren coincide o se asemeja a la frecuencia de oscilación propia del puente en alguno de sus armónicos.

Otro aspecto a tener muy en cuenta en el diseño de puentes para ferrocarril, es que son un punto crítico en el conjunto de la infraestructura ferroviaria, debido a que en él crece la rigidez

vertical de la vía a causa de la menor amortiguación que generan los puentes en comparación a los terraplenes y al posible cambio del conjunto vía-balasto al conjunto vía-losa de hormigón. Son por tanto superiores las sollicitaciones que recibirá la infraestructura que constituirá un punto crítico a su paso por el puente.

Una de las motivaciones de la elaboración de este proyecto de final de grado, es intentar resolver los problemas existentes a consecuencia de este cambio de rigidez y del fenómeno de resonancia que como veremos más adelante fue uno de los principales quebraderos de cabeza de una de las líneas de la alta velocidad francesa con más tráfico, como es la línea París-Lyon.

Otro de los objetivos del desarrollo del presente proyecto es el estudio de los diferentes métodos de cálculo para los distintos factores influyentes en la construcción de un puente, donde además de las ya mencionadas cargas estáticas, dinámicas y efectos de resonancia, también cobran importancia los efectos de dilatación y contracción térmica, la fuerza centrífuga y las sobrecargas debidas al frenado y arranque. El efecto lazo y el descarrilamiento también son fenómenos a considerar en la infraestructura ferroviaria. Desde un punto de vista no tan enfocado a la estabilidad de la estructura sino a su visión más global y funcional, el ataque de agentes externos que deterioran y ponen en peligro la estabilidad y la durabilidad de nuestra infraestructura es otro aspecto a tener en cuenta.

ABSTRACT

Since the beginning of the construction of mobility infrastructures, it has become elementary the study, investigation and creation of structural elements that let the humanity going across different landforms that characterize the relief of our planet.

By the world's evolution, it has raised the necessity of developing elements that allow getting through mountains without going over its profile and connections that would avoid valleys, slopes or rivers. As a result, bridges' studies and researches has been one of the main focuses of investigation in the history of mobility.

In order to perform the initial design of a bridge, it is mandatory to differentiate according to its purpose. Sounds reasonable to distinguish between those designed to endure roads or highways and those ones destined to support railways. It is essential to consider forces due to static and dynamic effects in both studies. Notwithstanding, is in the bridges for railways where dynamic forces are significantly important for the correct representation and prediction of the structure's behaviour.

In automobile roads, the static loads are composed by the structure's own weight and the maximum number of vehicles without movement that can be placed in it. Nevertheless, when talking about dynamic loads, we mainly need to consider the effects of a vehicle circulating at maximum speed.

Otherwise, the calculations performed for static loads in designing railway's bridges are similar to the ones needed for roads designs. Those calculations take into account the own weight of the structure and also the load applied by the train (or trains if we are considering a double way bridge) when static in the structure. Nevertheless, is in the dynamic loads where significant differences between road and railway bridges may appear.

With the aim of solving this problem, as accurately as possible, we need to make a distinction in railroad bridges, among those designed for conventional trains, those constructed for high speed trains and those destined for both traffics.

Issues in the design of bridges for high speed trains will usually appear in those with spans between 15m and 25m. This occur due to the resonance phenomenon that happens when the frequency of oscillation of the train coincides or is similar to the natural frequency of the bridge in any of its harmonics.

Another remarkable aspect to consider in designing railway bridges is the critical point in the global infrastructure they suppose. Given the high vertical rigidity of the bridge, its damping is notably lower than in embankments. Changing from railway ballast to concrete slab is another fact that may contribute in increasing the bridge stiffness. Consequently, our infrastructure will need to withstand greater stresses than in any other point of the railway line.

The greatest motivation for this project is trying to solve the existent problems about stiffness variation and the resonance phenomenon which was one of the biggest puzzles of the French high-speed line that connects Lyon and Paris.

Moreover, the reports' aim is to study the different methods used to calculate the most influent factors involving the construction of a bridge. Apart from the static and dynamic loads mentioned above we must consider the effect of thermal dilatation and contraction, the centrifugal forces and the overloads due to braking and accelerating processes. The forces caused by derailment or by the hunting oscillation are also aspects to take into account when studying the railway infrastructure. In addition, under the point of view of durability and functionality, the attack performed by external agents which causes damages and compromises the stability and service of our infrastructure is another vital issue that we need to tackle.

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría enfocar el prólogo de este proyecto a mostrar mi total gratitud al Doctor Andrés López Pita, por permitirme desarrollar el Trabajo Final de Grado bajo su tutela. Mostrarle también mi agradecimiento más sincero por permitirme asistir a la asignatura impartida por él sobre “Gestión de líneas de alta velocidad” correspondiente al 2º curso de máster de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos en la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, ETSECCPB de la UPC.

A todo el personal docente de la Universitat Politècnica de Catalunya que ha impartido su conocimiento en el transcurso del grado y me ha permitido llevar a cabo el desarrollo del proyecto y a todos los compañeros de carrera que han seguido mí mismo camino.

Por último, quería plasmar mi agradecimiento a todas aquellas personas que, fuera del ámbito académico, han permitido el correcto desarrollo y posterior culminación del proyecto mediante el apoyo en los momentos de zozobra e incertidumbre.

TABLA DE CONTENIDOS

1.	MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS	1
2.	CONTENIDO DEL TRABAJO	2
3.	HISTORIA EVOLUTIVA DEL DISEÑO DE PUENTES PARA CARRETERA Y FERROCARRIL.....	3
4.	CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE FERROCARRIL.....	5
4.1.	EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS MODELOS DE CARGAS.....	5
4.2.	MODELOS ESPAÑOLES DE CARGA.....	5
4.2.1.	INSTRUCCIÓN de 1902	5
4.2.2.	INSTRUCCIÓN de 1925	6
4.2.3.	INSTRUCCIÓN de 1956	6
4.2.4.	INSTRUCCIÓN de 1975	7
4.2.5.	INSTRUCCIÓN de 2007	8
4.3.	MODELOS INTERNACIONALES DE CARGA.....	9
4.3.1.	Modelo de Carga UIC-71	9
4.3.2.	Eurocódigo	11
4.4.	CÁLCULO DE ACCIONES.....	13
4.4.1.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_K)	13
4.4.2.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)	15
4.4.3.	ACCIONES VARIABLES (Q_K)	18
4.4.4.	ACCIONES ACCIDENTALES (A_K)	79
4.4.5.	INTERACCIÓN LONGITUDINAL VÍA TABLERO	82
4.4.6.	VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.....	84
4.4.7.	ESTADOS LÍMITE	86
4.4.8.	PRUEBAS DE CARGA	93
5.	CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA.....	95
5.1.	CÁLCULO DE ACCIONES	95
5.1.1.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_K)	95

5.1.2.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)	97
5.1.3.	ACCIONES VARIABLES (Q_K)	101
5.1.4.	ACCIONES ACCIDENTALES (A_K)	124
5.1.5.	VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	126
5.1.6.	ESTADOS LÍMITE	129
5.1.7.	PRUEBAS DE CARGA	134
6.	EJEMPLO COMPARATIVO DE PUENTES DE CARRETERA, FERROCARRIL CONVENCIONAL Y TREN DE ALTA VELOCIDAD.	135
6.1.	PUENTES DE FERROCARRIL	138
6.1.1.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_K)	138
6.1.2.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)	144
6.1.3.	ACCIONES VARIABLES (Q_K)	151
6.2.	PUENTES DE CARRETERA.....	171
6.2.1.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_K)	171
6.2.2.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)	173
6.2.3.	ACCIONES VARIABLES (Q_K)	174
6.3	COMPARATIVA DE RESULTADOS.....	181
7.	CONCLUSIONES	185
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	189
9.	REFERENCIAS.....	193
	REFERENCIAS DE ILUSTRACIONES	193
	REFERENCIAS DE PLANOS.....	203
	REFERENCIAS DE TABLAS	205
10.	ANEJOS	213
	ANEJO A. SCRIPTS.....	213
	SCRIPT 1.....	213
	SCRIPT 2.....	214
	SCRIPT 3.....	215

SCRIPT 4.....	217
SCRIPT 5.....	220
SCRIPT 6.....	222
SCRIPT 7.....	226
ANEJO B. ESTRUCTURAS DE PUENTES CONVENCIONALES	229
ANEJO C. RESOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN UN PUENTE ISOSTÁTICO DEBIDO A UNA CARGA MÓVIL AISLADA.....	233
ANEJO D. RESOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN UN PUENTE ISOSTÁTICO DEBIDO A UN TREN DE CARGAS.....	237
SOLUCIÓN ANALÍTICA.....	237
IMPRONTA DINÁMICA.....	243
ANEJO E. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS Y EJES DE LOS TRENES REALES	245
ICE2.....	245
AVE	246
TALGO AV	247
ANEJO F. TRENES TIPO ESPECIFICADOS EN LA IAPF-07.....	249
ANEJO G. TRENES REALES DE CARGAS SEGÚN LA UIC 71	257
ANEJO H. LEYES DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_k) PARA PUENTES DE FERROCARRIL.....	259
ANEJO I. LEYES DE ESFUERZOS DEL TREN DE CARGAS FERROVIARIAS PARA PUENTES DE FERROCARRIL.....	265
ANEJO J. LEYES DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_k) PARA PUENTES DE CARRETERA.....	275
ANEJO K. LEYES DE ESFUERZOS DE LAS CARGAS VERTICALES DEBIDAS AL TRÁFICO DE VEHÍCULOS EN PUENTES DE CARRETERA.....	281

1. MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS

En el campo del diseño estructural, como en muchos otros ámbitos de las obras de ingeniería, existen grandes diferencias entre construcciones según el objetivo de la misma. Estas diferencias se pueden ver de manifiesto en el diseño de puentes de ferrocarril y de carretera. Aunque ambos requieren de las mismas características básicas y esenciales a modo de soporte, existirán notables diferencias en las dimensiones de los mismos debido a las dispares magnitudes que adquirirán las acciones en uno y otro caso.

En la actualidad, no son abundantes los estudios que nos permitan comparar las solicitaciones que hace frente un puente según el medio de transporte que vaya a circular sobre él. Por este motivo, resulta de interés realizar un estudio comparativo y detallado de las acciones provocadas en un puente destinado al tráfico de vehículos de carretera con aquél cuyo tráfico a soportar será un tren convencional o de alta velocidad.

A lo largo del proyecto, se detallarán las distintas diferencias y similitudes que comparten cada uno de ellos y que nos permitirán comprobar como la gran diferencia reside en las acciones dinámicas causadas por el tráfico de trenes de alta velocidad.

Para el correcto desarrollo de dicho estudio, es conveniente establecer los siguientes objetivos.

1. Estudio y cálculo de las cargas estáticas y dinámicas de puentes de carretera y ferrocarril convencional y de alta velocidad.
2. Estudio y análisis de las deformaciones causadas en los puentes debido a las cargas ejercidas en ellos.
3. Predicción, estudio y valoración del fenómeno de resonancia para puentes de carretera y de ferrocarril.
4. Estudio de las posibles soluciones a desempeñar en el diseño de puentes con el objetivo de soportar, con un factor de seguridad, las solicitaciones de carga, deformación y resonancia descritas en los puntos 1, 2 y 3.
5. Realización de un estudio comparativo entre cargas asociadas a puentes de carretera y puentes de ferrocarril en un puente con las mismas características para ambos casos, usando las instrucciones vigentes marcadas por el Gobierno de España.
6. Hallar soluciones a los problemas de limitación de luces.

2. CONTENIDO DEL TRABAJO

Este proyecto consta de 6 partes:

- Introducción y breve resumen de la historia evolutiva de los puentes, donde repasaremos los tipos de puentes y los diferentes materiales que han sido empleados a lo largo de la historia para su construcción.
- Previamente al inicio de los cálculos, haremos una retrospectiva, para analizar las diferentes instrucciones que se han usado a lo largo del último siglo en España para el cálculo de las cargas verticales ejercidas por los ferrocarriles sobre los puentes.
- Estudio de las cargas estáticas en puentes de carretera y en puentes para ferrocarril. En este apartado será necesaria la consideración del peso propio del puente, así como del peso estático de los vehículos sobre él.
- Estudio de las cargas dinámicas que se pueden hallar en los puentes de carretera debido a los vehículos (coches, camiones, etc.) y estudio de las cargas dinámicas provocadas por el paso de trenes convencionales y de alta velocidad. En este apartado, explicaremos, brevemente, los distintos métodos numéricos que han sido empleados a lo largo de la historia para el cálculo de dichas cargas.
- Diseño de un puente de unas características comunes para carretera y para ferrocarril convencional y de alta velocidad. El propósito de este apartado es comprobar las distintas solicitaciones de cargas en uno y otro modelo y compararlas.
- Extraer unas conclusiones finales para el diseño de puentes destinado a servir para vehículos de carretera o, por el contrario, para soportar el paso de ferrocarriles.

3. HISTORIA EVOLUTIVA DEL DISEÑO DE PUENTES PARA CARRETERA Y FERROCARRIL

A lo largo de la historia, los puentes han sido diseñados con los distintos materiales disponibles según la época. Sin embargo, todas ellas tienen un denominador común, la búsqueda de la construcción de un puente que permita diseñar luces lo más largas posibles cumpliendo siempre los requisitos indispensables para garantizar la seguridad.

El primer puente data de del siglo X A.C. en la época del neolítico, y se encuentra en la localidad de Wycoller en Lancashire, Inglaterra. Se trata de una estructura rocosa simplemente apoyada en los extremos de la ladera de un río con el objetivo de cruzar de un lado a otro de la orilla.

Con el devenir de los años, empezaron a usarse rocas colocadas de una forma más resistente, formando puentes con falso arco que permitían salvar ríos. El caso más antiguo y llamativo es el puente de Arkadiko, que usando dicha técnica contribuía a la red de carreteras del Peloponeso (Grecia) en el siglo XIII A.C.

No obstante, fue la civilización romana la encargada de la construcción de puentes, no de forma puntual sino de forma generalizada. El comercio y el transporte, suponían las principales fuerzas del imperio romano, por este motivo los ingenieros de la época construyeron puentes para salvar los ríos y valles abundantes en la geografía europea, que les permitía recorrer el continente sin demoras añadidas. Los romanos fueron, de alguna forma, los precursores del hormigón y del cemento, que, si bien no estaban tan estudiados y desarrollados como hoy en día, les permitía construir puentes resistentes, con cimientos sólidos y con vanos largos para los recursos de la época, como el puente Trajano.

Después de más de quince siglos usando la piedra como material constructivo para los puentes, con la llegada de los vehículos a propulsión y con la aparición del ferrocarril como método de transporte, se aumentaron las solicitaciones de carga de los puentes. Ello conllevó a la necesidad del estudio de nuevos métodos y materiales de diseño.

En la primera mitad del siglo XIX, el principal material para el diseño de puentes era la madera. Consistía en su construcción mediante vigas rectas armadas con tablas apoyadas en pilas y estribos de fábrica. Sin embargo, esta tipología de puente no presentaba una gran resistencia y puentes como el del ferrocarril de Aranjuez, en su paso por el río Tajo, fue arrasado por una riada en el año 1851.

Durante el siglo XIX, las transmisiones de carga sobre los puentes se fueron incrementando debido sobre todo al aumento de peso de las locomotoras. En el transcurso de la segunda mitad del siglo XIX se desarrollaron los primeros puentes de fábrica y los primeros puentes metálicos.

Los puentes de fábrica fueron elaborados a base de sillería, mampostería o ladrillo con el uso de la bóveda como elemento constructivo más destacable. Sus principales características eran su esbeltez, su solidez, sus numerosos arcos y la longitud de sus pilas, que con frecuencia superaban los 20 metros de altura.

En este mismo periodo de tiempo, también empezaron a construirse los primeros puentes metálicos. La fundición fue el primer material que se usó para su construcción. No obstante, la fundición presenta grandes problemas de comportamiento a tracción. Por este motivo, se adoptó una tipología de arco muy similar a la de los puentes de fábrica. Este problema de comportamiento frente a fuerzas que traccionen nuestra estructura, se resolvió con la llegada del hierro forjado. Dicho material cobró una importancia capital en la construcción de puentes en España tanto para carreteras como para ferrocarriles. Estos consistían en tramos rectos hechos de vigas de celosía que descansaban sobre pilas esbeltas de fábrica o de metal.

A finales del siglo XIX, la construcción de puentes de hierro forjado se vio sustituida a causa de la irrupción del acero como material constructivo. Éste presenta un mejor comportamiento resistente, así como una mayor durabilidad.

El material definitivo, sin embargo, para la construcción de puentes en la actualidad, fue posible gracias al origen del hormigón armado descubierto por Joseph Monier y estudiado por F. Hennebique. El hormigón armado empezó a usarse para el diseño de puentes durante el siglo XX. Este material nos permite aportar una gran resistencia tanto a compresión (debido al hormigón) como a tracción (gracias al comportamiento del acero). Finalmente, fue el descubrimiento del hormigón armado pretensado el que perfeccionó las características del material y el que, en definitiva, nos permite llevar a cabo la construcción de puentes de todo tipo con luces y longitudes totales de muy elevadas magnitudes. En España, un ejemplo de puente de hormigón pretensado que sustituyó al preexistente puente metálico, fue el viaducto de Santa Fé, en la línea Linares-Baeza-Almería.

La historia evolutiva del diseño de puentes, por tanto, nos ha llevado desde los puentes más simples, como la colocación de una estructura rocosa simplemente apoyada sin ningún tipo de diseño estructural, a los puentes más complejos hechos con hormigón armado pretensado.

4. CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE FERROCARRIL

4.1. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS MODELOS DE CARGAS

Desde principios del siglo XX, debido al crecimiento masivo del uso de ferrocarril y de la construcción de sus infraestructuras, fueron muchos ingenieros, físicos y científicos en general los que se interesaron en el estudio detallado de las cargas que una locomotora transmitía a la vía y a sus elementos de apoyo tanto a nivel estático como a nivel dinámico. En España, como en la vasta mayoría de naciones, dichos cálculos se comprendían en Instrucciones elaboradas por la administración pública que contenía las guías principales de las cargas ejercidas por un tren de cargas estandarizado.

Vamos a mencionar de forma breve cómo han ido evolucionando los trenes de carga y la consideración de sus correspondientes cargas verticales a lo largo del último siglo sobre puentes metálicos. En este breve repaso histórico tan sólo consideraremos las cargas verticales a pesar de que, en el proyecto real (como especificaremos a lo largo de este proyecto) debemos tener en cuenta otros factores como las sobrecargas generadas por el proceso de arranque y frenado, la fuerza centrífuga, el efecto lazo o los descarrilamientos.

4.2. MODELOS ESPAÑOLES DE CARGA

4.2.1. INSTRUCCIÓN de 1902

La primera instrucción para proyectos de puentes metálicos en España, data del 5 de junio de 1902 cuando la Gaceta de Madrid publicó la *“Instrucción para la redacción de proyectos de puentes metálicos”*. En esta instrucción se consideró un tren de cargas que estaba formado de la siguiente forma:

- Dos locomotoras de 52 T de peso y 9 m de longitud, con una carga por eje de 14 T.
- Dos “ténders¹” de 31,5 T de peso y 6,5 m de longitud con una carga por eje de 14 T.
- Una serie indefinida de vagones de 7 m de longitud y 21 toneladas de peso total, con ejes cada 3-4 m y un peso por eje de 10,5 T.

¹ Un ténder, es un vagón especial remolcado por una locomotora de vapor, en el cual se almacena el agua y el combustible necesario para el funcionamiento de la locomotora.

Las cargas uniformes equivalentes al considerar la locomotora y el tender, eran de 5,38 T/m, mientras que en los vagones eran de 3 T/m algo superiores a las utilizadas en aquella época por otros gobiernos como el francés o el austríaco.

4.2.2. INSTRUCCIÓN de 1925

El 24 de octubre de 1925, se publicó en el número 297 de la Gaceta de Madrid, la nueva Instrucción titulada "*Instrucción para el cálculo de tramos metálicos*". Su autor, D. Domingo Mendizábal, propuso un tren tipo con las siguientes características:

- Dos locomotoras de peso total igual a 100 T y 10 m de longitud con cargas de 22 T por eje.
- Dos tenders de 72 T de peso, 8 m de longitud y 18 T de carga por eje.
- Una sucesión indefinida de vagones de 64 T de peso, 10 m de longitud y 16 T de carga por eje.

Las cargas equivalentes finales eran por tanto de 10 T/m para la locomotora, 9 T/m para el tender y 6,4 T/m para los vagones. Si comparamos estos valores dados por la instrucción de 1925 con los obtenidos en la instrucción de 1902, podemos ver que la carga equivalente final en locomotora y tender ha aumentado un total de 13,62 T/m lo que supone un incremento del 253,16%. En lo referente al incremento de cargas en los vagones, la subida de 1925 con respecto a 1902 es de 3,4 T/m, es decir un 113,33% más.

Concluimos por tanto qué en todos los elementos a considerar en este modelo, el aumento de esta segunda instrucción es sensiblemente superior en comparación a las cargas consideradas en la primera.

4.2.3. INSTRUCCIÓN de 1956

No fue hasta el 21 de agosto de 1956 que el Boletín Oficial del Estado (BOE) publicó la nueva modificación de la instrucción bajo el título "*Instrucción para el cálculo de tramos metálicos y previsión de los efectos dinámicos de las sobrecargas en las de hormigón armado*". En él, como se puede deducir de su título, se incluyen las primeras consideraciones del uso de hormigón armado para puentes de ferrocarriles. El tren de cargas tipo detallado en esta instrucción tiene las siguientes características:

- Dos locomotoras de 118 T de peso total y 10 m de longitud total con una carga por eje de 25 T.
- Dos ténders de 88 T de peso total, 8 m de longitud y una carga por eje de 22 T.
- Una sucesión indefinida de vagones de 80 T de peso total, 10 m de longitud y 20 T por eje.

En esta instrucción, las cargas equivalentes finales son 11,8 T/m, 11 T/m y 8 T/m para locomotoras, ténders y vagones, respectivamente. Por tanto, supone un incremento del 20 % en el conjunto locomotora-ténder y un aumento del 25% en los vagones en comparación a los valores usados en la anterior instrucción de 1925.

4.2.4. INSTRUCCIÓN de 1975

19 años después de la publicación de la Instrucción de 1956, el 20 de agosto de 1975 el Boletín Oficial del Estado publicó una nueva modificación del documento con el título “*Instrucción relativa a las Acciones a considerar en el Proyecto del Ferrocarril. IAPF-75*”. En ella, y por vez primera en una instrucción española, se dictaba que para los diferentes cálculos referentes a los puentes de ferrocarril de vía RENFE se debían considerar dos tipos de tren: tren A y tren B.

El tren A consistía en un modelo prácticamente idéntico al considerado en la instrucción inmediatamente anterior (1956), que constaba de tres cargas puntuales de 30 T cada una y con una distancia entre ellas igual a 1 metro y medio.

El tren B, a diferencia del tren A, era caracterizado por una mayor complejidad y densidad de cargas como eran:

- Una carga uniformemente repartida de 12 T/m que se extendía a lo largo de 15 ó 30 m.
- Una sucesión de cargas uniformemente repartidas de 10 T/m y 1 T/m que iban intercalándose inmediatamente después de la carga de 12 T/m y que se extendían en una longitud a_i en el caso de la carga de 10 T/m y una longitud b_i en el caso de la carga de 1 T/m.

Debido a que, en la mayoría de puentes a estudiar, no tendremos luces tan grandes como para abarcar el tren entero sobre el puente, la instrucción especificaba que todos los cálculos debían ser estudiados en el caso más desfavorable de reparto de cargas.

Otro apunte destacable de la instrucción sobre el tren de cargas tipo B, es que las sobrecargas de 10 T/m y de 1 T/m tendrán el carácter de indefinidas y por tanto no deberán tener solución de continuidad.

4.2.5. INSTRUCCIÓN de 2007

A finales del siglo XX, se empezó a revisar la instrucción de 1975 con el objetivo de actualizarla y adaptarla a las nuevas demandas del ferrocarril. En 2007, finalmente se publicó la que sigue siendo hoy en día la instrucción vigente para puentes de ferrocarril, la IAPF-07. En ella se plasmaron las premisas que esta debía satisfacer:

- Cubrir las cargas actuales con un adecuado margen de seguridad para darles una fiabilidad temporal.
- Reproducir cargas nunca inferiores a aquellas establecidas en la anterior instrucción de 1975.
- Armonizar su contenido con el explicitado en el Eurocódigo 0 y 1 (Instrucción a nivel europeo). Esto se hizo adoptando unos coeficientes de clasificación $\alpha=1,21$ y $\alpha=0,91$ para los anchos de vía ibéricos y para los anchos de vía métricos, respectivamente. Este coeficiente maximiza las supuestas cargas en el modelo un 21%, aplicando así un coeficiente de seguridad.
- Reproducir adecuadamente el fenómeno dinámico producido por la circulación en las vías de trenes de alta velocidad.

El modelo de cargas verticales propuesto por la IAPF-07, está basado en el modelo propuesto en la UIC-71 (Unión Internacional de Ferrocarriles) y consta de:

- Una primera carga uniformemente repartida de 80 KN/m sobre una longitud indefinida.
- Una segunda carga en forma de carga puntual de 250 KN situada 0,8 m después del final de la carga repartida mencionada en el punto anterior.
- La tercera, cuarta y quinta carga corresponden a cargas puntuales de 250 KN separadas entre sí una distancia de 1,6 m en la que la tercera carga dista también dicha distancia de la segunda carga.
- La sexta carga corresponde a una carga idéntica a la primera y situada 0,8 m después de la quinta carga.

A todas estas cargas se les deberá aplicar el coeficiente de clasificación establecido en el Eurocódigo 1 de $\alpha=1,21$ para aquellas vías con ancho ibérico y un coeficiente de clasificación $\alpha=0,91$ para los anchos métricos.

Igual que sucedía en la Instrucción de 1975, realizaremos los cálculos en base a la situación más desfavorable de reparto de cargas sobre nuestro objeto de estudio.

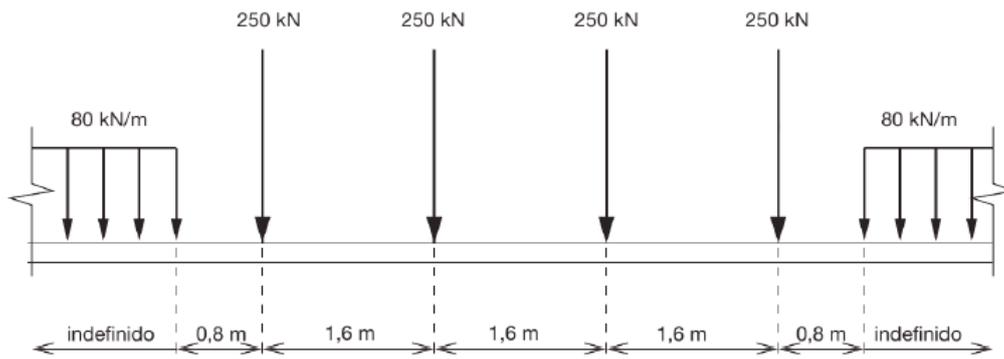


Ilustración 1. Modelo de cargas propuesto en la UIC-71 y en la IAPF-07.

4.3. MODELOS INTERNACIONALES DE CARGA

4.3.1. Modelo de Carga UIC-71

En el año 1971 la Unión Internacional de Ferrocarriles publicó en su ficha 702[1] un “Esquema de cargas a considerar en el cálculo de obras ferroviarias en líneas internacionales” que consiste en el modelo de cargas que luego imitó la IAPF-07 y que puede verse en la Ilustración 1.

Además de este modelo, también propone otros dos modelos de carga SW/0 y SW/2 que consistían en dos cargas repartidas de magnitud “ q_{vk} ,” y longitud “ a ” situadas en los extremos y separadas entre ellas una distancia “ c ” como se puede ver en la ilustración 2.

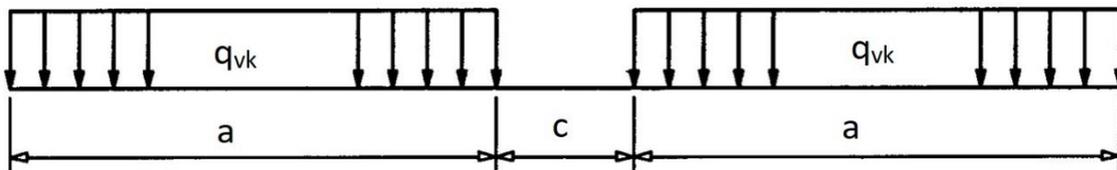


Ilustración 2. Modelo de cargas SW/0 y SW/2.

Donde los parámetros “ q_{vk} ,” “ a ” y “ c ” toman los siguientes valores:

Modelo de carga	q_{vk} (KN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7

Tabla 1. Valores para los parámetros del modelo de cargas SW/0 y SW/2.

Con objeto de dar una mayor exactitud a los posibles resultados obtenidos de dicho modelo, la UIC en su ficha UIC-776 menciona el ajuste del modelo de carga UIC-71 agrupando los trenes reales en 6 tipos representativos, que pueden ser visualizados en la Ilustración 3.

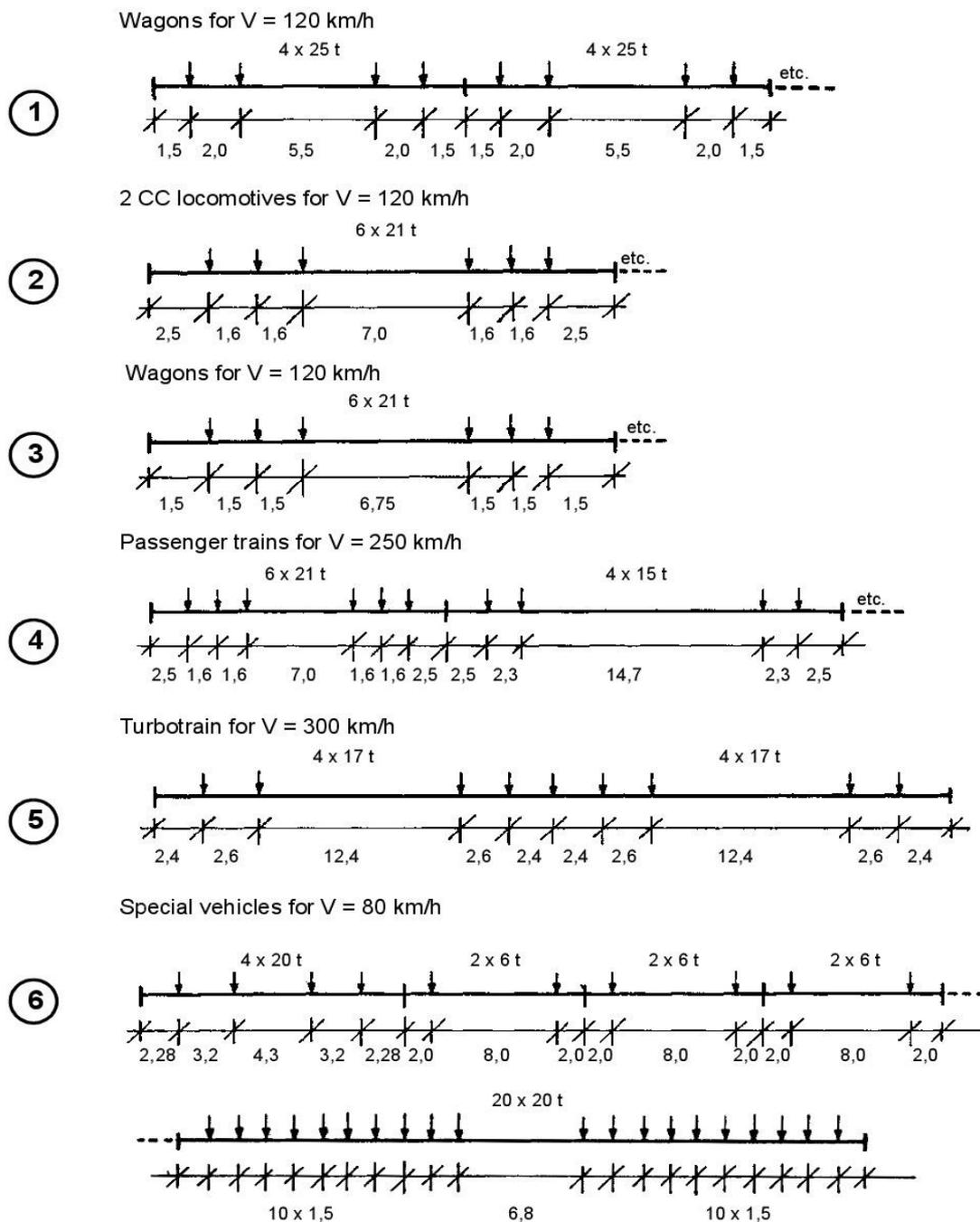


Ilustración 3. Trenes tipo empleados para la calibración del modelo UIC-71.

4.3.2. Eurocódigo

El Eurocódigo es una instrucción a nivel europeo que recoge los parámetros a considerar en la construcción de vías y elementos de ferrocarril. En lo que se refiere a cargas aplicadas por el ferrocarril en el paso por un puente, el eurocódigo propone usar el modelo de carga expuesto en la UIC-71, pero aplicándole un factor α que puede ser de minoración de la carga ($\alpha < 1$), de mantenimiento del valor de la carga ($\alpha = 1$) o de mayoración de la misma ($\alpha > 1$). El eurocódigo propone los siguientes valores de α : 0,75 ; 0,83 ; 0,91 ; 1,00 ; 1,10 ; 1,21 ; 1,33 y 1,46.

Se debe considerar también una cierta variación en dicho coeficiente para el modelo SW/0. En caso de prever un tráfico pesado sobre la infraestructura a estudiar, se aplicará el modelo SW/2.

Por tanto, y después de haber recorrido las diferentes instrucciones aplicadas a lo largo de los años, podemos concluir que en el transcurso de los años los modelos utilizados para la simulación de las cargas verticales de un tren han ido aumentando para representar de una forma más fiable la realidad. Todo ello, teniendo en cuenta la evolución que ha ido sufriendo el ferrocarril a lo largo del último siglo.

Actualmente, en España se usan las guías marcadas por la instrucción IAPF-07, la UIC-71 y el eurocódigo. En todas ellas se considera el caso de trenes circulando por nuestros puentes a altas velocidades (350 Km/h a 400 Km/h).

4.4. CÁLCULO DE ACCIONES

Para poder diseñar un puente sobre el que puedan circular trenes convencionales y de alta velocidad sin riesgo de colapso de la estructura, debemos considerar todas las posibles acciones que puedan actuar sobre él. Estas acciones se pueden clasificar, según la “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril” (IAPF-07), de la siguiente manera:

4.4.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_K)

Estas acciones son aplicadas a lo largo de toda la vida de la estructura y son debidas al peso de los distintos elementos que componen el puente. Si no se tuvieran datos precisos de los pesos específicos de los materiales, se usarían los siguientes:

Material	Peso Específico (KN/m ³)
Fundición	71,0
Acero	77,0
Aluminio	27,0
Bronce	83,0
Plomo	112,0
Hormigón en masa y materiales tratados con cemento	24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	18,0
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	12,0
Mampostería de basalto	28,0
Mampostería de granito o caliza	27,0
Balasto	18,0
Materiales granulares compactados (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Relleno de arena o grava	18,0
Relleno de arcilla o tierra seca	16,0
Relleno de arcilla o tierra húmeda	19,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,0
Pavimento de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3

Tabla 2. Pesos específicos de materiales de construcción.

4.4.1.A Peso propio

Son las acciones correspondientes al peso propio de los elementos estructurales que componen el puente.

4.4.1.B Cargas muertas

Son las acciones correspondientes a los elementos que se hallan en todo momento sobre el puente, pero que no constituyen un elemento estructural del mismo. En el caso de puentes para ferrocarril, estos elementos serían: carriles, balasto, traviesas, material de vía, encarriladoras, postes de electrificación, muretes guarda balastos, aceras, barandillas, canalizaciones de servicios o señales, entre muchos otros.

En caso de duda sobre la actuación o no de alguna de las cargas aplicadas por los elementos descritos, se realizarán los cálculos para la situación más desfavorable.

Si la duda surge en la cuantificación de la carga y no en su actuación, esta deberá ser limitada por unos valores superiores e inferiores y deberemos considerar el valor más desfavorable. En el caso de las canalizaciones de servicio, deberemos considerar sus acciones tanto llenas como vacías de agua. Otro caso a considerar es el del balasto donde se deberán seguir las siguientes pautas:

- Se adoptará un valor nominal determinado por los espesores definidos en el proyecto. Si no hay datos disponibles acerca de este valor, consideraremos un espesor de 0,50 m para los anchos de vía ibéricos, y un espesor de 0,25 m si estamos tratando con un ancho de vía métrico
- El valor inferior ($G_{k,inf}$) y el valor superior ($G_{k,sup}$) se obtendrán reduciendo un 30% el valor nominal y aumentando un 30% el mismo, respectivamente.

4.4.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_k^*)

4.4.2.A. Pretensado ($P_{k,t}$)

El pretensado nos genera una presolicitación que nos permitirá que nuestro hormigón armado tenga unas cargas a tracción iniciales y por tanto que, desde el inicio de puesta en obra, sea el acero el que trabaje a tracción y el hormigón a compresión. Esto deriva en un mejor comportamiento del puente frente a las cargas externas. Su valor dependerá del tipo, la secuencia, la forma de aplicación y las características del pretensado además del comportamiento de los materiales estructurales (deformación, fluencia, retracción, relajación y fatiga, etc.), entre otros.

Su valor por tanto se determinará para cada situación de proyecto, considerando siempre los estados más desfavorables. Debemos tener en consideración dos tipos de acción del pretensado:

Tipo P_1 : Pretensión debida a elementos que se encuentran en el interior de la sección estructural del hormigón o dentro de su canto.

Tipo P_2 : Pretensión debida a los elementos que no constituyen la sección estructural en sí, como los tirantes (en caso de puentes atirantados) o los elementos de pretensado fuera de los cantos del hormigón, entre otros. Este tipo de pretensión depende de las acciones permanentes de valor constante estudiadas en el punto 4.4.1. Por tanto, para poder hallar las acciones debidas al pretensado tipo 1, deberemos calcular previamente las debidas al tipo 2.

A lo largo de la vida útil de la estructura, el pretensado dejará de actuar con la misma eficacia y resistencia que en el inicio de su vida. Por este mismo motivo, deberemos proyectar la estructura de tal forma que el pretensado pueda ser variado en el tiempo y podamos mantener sus características dentro de unos límites admisibles.

4.4.2.B. Otras presolicitaciones

Otro tipo de presolicitaciones son las introducidas mediante gatos (vigas o losas postesas), por bloqueo de los apoyos o por el desplazamiento forzado de los mismos.

De la misma forma que pasa con el pretensado, debemos tener en cuenta que deberán ser modificados a lo largo de la vida útil de la estructura.

4.4.2.C. Acciones reológicas ($R_{k,t}$)

En el caso que el material estructural del puente sea el hormigón, debemos tener en cuenta los fenómenos de retracción y fluencia cuyos valores de cálculo vienen dados en la EHE-08.

4.4.2.C.1 *Retracción*

La retracción es un fenómeno de gran importancia a la hora de calcular las tensiones a las que será sometido el material. Se debe a la pérdida de volumen que experimenta, a lo largo del tiempo, el hormigón. Su origen es no tensional, por tanto, no hace falta que nuestro hormigón esté sometido a cargas externas, la retracción se dará de igual forma.

El valor de retracción dependerá de forma directa de la humedad relativa del ambiente, del espesor medio del hormigón, de la relación agua/cemento, de la resistencia a compresión simple, de la temperatura o de la relación árido/cemento, entre otros factores.

Tenemos tres tipos de retracción:

- **Retracción plástica:** Se produce durante las primeras horas de fraguado debido a una rápida evaporación del exceso de agua en los poros de la superficie. Inicialmente el agua situada en los poros, en forma de menisco, creaba unas compresiones en las paredes de los poros. Al evaporarse esta agua, las paredes de los poros sufren un efecto contrario recibiendo cargas a tracción. Debido a la pronta aparición de este efecto, el hormigón tiene una resistencia a tracción muy baja y por tanto se generan unas tensiones en el material, que proporcionan una inestabilidad.
- **Retracción de secado:** Su origen se encuentra en el intercambio de humedad con el medio. Se produce a lo largo del tiempo (puede llegar a darse en etapas superiores a 50 años) a una velocidad muy baja del orden de 10^{-5} m/s. La retracción por secado supone la mayor contribución al valor de retracción total.
- **Retracción autógena:** Su origen es debido a la propia reacción química del cemento con el agua. El volumen de agua y cemento por separado es superior al volumen de su producto. Este hecho origina una serie de tensiones internas en la estructura del hormigón. En hormigones de resistencia a compresión inferior a 50MPa, su contribución a la retracción total es del orden del 5%. Sin embargo, en hormigones con una resistencia a compresión superior a 50MPa (debido al mayor porcentaje de cemento en ellos), su contribución es superior.

4.4.2.C.2 *Fluencia*

La fluencia es un fenómeno de origen tensional que provoca una serie de deformaciones en los materiales debido a la aplicación sobre ellos de una carga prolongada en el tiempo. Su influencia en el material depende de la edad de puesta en carga, de las relaciones de agua/cemento y árido/cemento, de la humedad relativa del ambiente, de la resistencia a compresión simple, de la temperatura, de la vibración aplicada, del espesor del hormigón y de la tensión aplicada sobre el mismo, entre otros factores. Tenemos dos tipos de fluencias:

- **Fluencia básica:** Debido a la carga aplicada, las partículas de C-S-H sufren una reestructuración, y el agua que había absorbido previamente se desplaza a los poros capilares produciendo así un cambio de volumen.
- **Fluencia de secado:** Se produce debido a un intercambio de agua con el exterior promovida por la tensión aplicada sobre el material en cuestión.

4.4.2.D. Acciones del terreno

Deberemos considerar las posibles acciones del terreno sobre los distintos elementos estructurales que descansan sobre él o que mantienen un contacto con el mismo. Los estribos, aletas, muros de acompañamiento o cimentaciones son algunos de los casos en los que se deberá considerar dichas acciones.

Para implementar correctamente estos elementos, debemos tener en cuenta que el terreno tiene dos componentes. La primera es el peso que actuará sobre los elementos horizontales, y la segunda es el empuje que actuará, contrariamente al anterior, sobre los elementos verticales. Para su cálculo es preciso aplicar los principios de mecánica de suelos sobre cimentaciones, estabilidad de pendientes y presión lateral activa y pasiva del terreno.

4.4.2.E. Asientos del terreno de cimentación

Los datos de asentamientos en las cimentaciones, se obtendrán a partir de un estudio geotécnico que considerará, entre otros factores, las características del suelo en cuestión, la geometría de las cimentaciones y las cargas aplicadas sobre las mismas.

4.4.3. ACCIONES VARIABLES (Q_k)

Veamos ahora que técnicas de estudio vamos a utilizar a la hora de calcular las acciones y cargas verticales, longitudinales y transversales que tienen una cierta variación en el tiempo. Las podemos dividir de la siguiente forma:

4.4.3.A Cargas verticales

4.4.3.A.1 Tren de cargas ferroviarias

Como hemos explicado en el capítulo de “4.1. Evolución histórica de los modelos de cargas”, la IAPF-07 usa el modelo de tren de cargas expuesto en la UIC-71, con un coeficiente $\alpha=1,21$ para vías de ancho ibérico y $\alpha=0,91$ en vías de ancho métrico. Este modelo es el que podemos ver, nuevamente, en la ilustración 4.

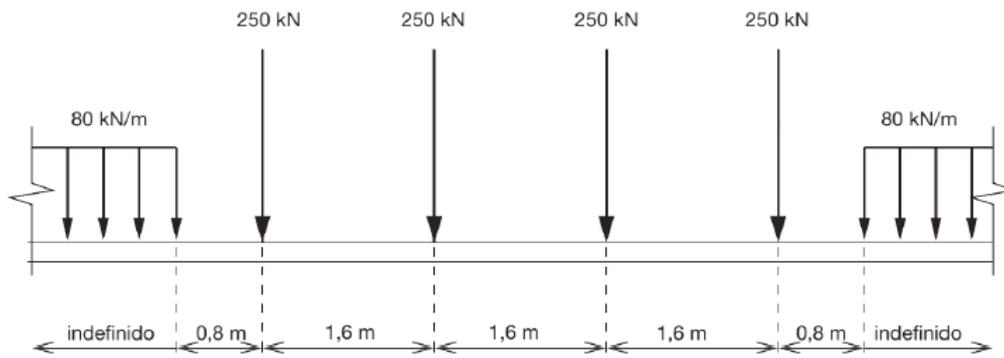


Ilustración 4. Modelo de cargas propuesto en la UIC-71 y en la IAPF-07.

4.4.3.A.2 Efectos dinámicos debidos al tráfico

A lo largo de la historia, el cálculo de los efectos dinámicos que el tren infringía a la vía y a sus estructuras de soporte, en especial a los puentes, ha sido uno de los mayores focos de estudio para los ingenieros. Esto es debido al hecho que una de las mayores contribuciones a las sollicitaciones y a las deformaciones que sufre un puente ferroviario se experimenta a través de los efectos dinámicos causados por el paso de trenes a altas velocidades. Sus valores, en la mayoría de los casos, superan las sollicitaciones debidas a las cargas estáticas.

Uno de los primeros estudios que se encargaban de cuantificar las cargas dinámicas de un tren sobre un puente ferroviario fue el llevado a cabo por Zimmermann en 1896 quien relacionó las cargas dinámicas y las estáticas de la siguiente manera:

$$\frac{y - y_{est}}{y} = \frac{2k^2}{1 - 2k^2} \quad (ec. 1)$$

Donde “y” representa la flecha total causada por cargas estáticas y dinámicas, “ y_{est} ” hace referencia a la flecha debida sólo a las cargas estáticas y “k” es una variable que depende de la velocidad de circulación del vehículo (V, en m/s) de la longitud del vano (L, en m) y de la frecuencia propia de oscilación de la viga cargada en su centro (F, en Hz) de la siguiente manera:

$$k = \frac{V}{2LF} \quad (ec. 2)$$

Esta fórmula, fue muy usada durante la primera mitad del siglo XX para el cálculo de cargas dinámicas. Durante este periodo, fueron muchos los estudios llevados a cabo para hallar un coeficiente que nos relacionara los efectos dinámicos y los estáticos y modificara la fórmula de Zimmermann. No obstante, no fue hasta la creación de la ficha UIC-776-1 R elaborada por la Unión Internacional de Ferrocarriles en 1979, donde se plasmó un método que, con cierta eficacia, nos permitía encontrar las cargas debidas a las acciones dinámicas que causaban los trenes sobre los puentes.

En esta ficha, el problema causado por dichas cargas dinámicas, se reducía a considerar dos aspectos. Por un lado, debíamos tratar al puente como una viga elástica; y por otro, considerar tanto las características constructivas como los movimientos de nuestro vehículo.

Para poder desarrollar el cálculo con exactitud, consideramos primero la flecha máxima causada por un tren detenido sobre nuestro puente en su posición más desfavorable. Esto se resuelve según el modelo de cargas explicitado en la UIC-71 (Ilustración 4) y con la ayuda de los trenes tipo empleados para su calibración (Ilustración 3).

En segundo lugar, y después de haber calculado nuestra flecha estática, debemos proceder a buscar un coeficiente que aumente el valor de dicha carga estática de tal forma que considere las acciones dinámicas. La flecha estática, por tanto, se verá modificada por:

- La fuerza centrífuga vertical a causa de la flecha de la vía.
- La variación de la carga por eje de los vehículos debida a los defectos de vía y material, y a las oscilaciones de caja y *bogie* debido a los distintos movimientos del vehículo (lazo, galope y balanceo).
- Los procesos de arranque y frenado.

Teniendo en consideración todas las modificaciones anteriores, y después de la realización de diversos estudios en más de 40 puentes de distintas administraciones, la UIC propone considerar las cargas dinámicas (σ_d) de la siguiente forma:

$$\sigma_d = \sigma_s \cdot (1 + \varphi) \quad (ec. 3)$$

Donde son aumentadas respecto las cargas estáticas (σ_s) mediante un coeficiente de mayoración (φ) que se puede expresar con la ecuación:

$$\varphi = \varphi' + \lambda\varphi'' \quad (ec. 4)$$

En esta ecuación podemos apreciar como el coeficiente de mayoración o coeficiente impacto, se define en función de tres parámetros cuyo significado físico es el siguiente.

- φ' : Considera las distintas velocidades de circulación y la frecuencia propia de la estructura.
- λ : Valor escalar que tiene en cuenta el diferente estado de conservación de la vía. Si se considera que la vía mantiene un buen estado de conservación, su valor es de 0,5. Con este valor tan sólo consideramos la mitad de la influencia del defecto en la vía.
- φ'' : Representa la existencia de irregularidades en la vía.

Los coeficientes φ' y φ'' , se calculan de la siguiente forma:

$$\varphi' = \frac{k_1}{1 - k_1 + k_1^4}, \quad \text{con } k_1 = \frac{V}{2Lf} \quad (ec. 5)$$

$$\varphi'' = \frac{a}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\frac{L^2}{100}} + 50 \cdot \left(\frac{fL}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\frac{L^2}{400}} \right], \quad \text{con } a = \min \left\{ \frac{V}{22}, 1 \right\} \quad (ec. 6)$$

Donde V, L y f representan la velocidad (m/s), la luz del puente (m) y la frecuencia propia del puente no cargado (Hz), respectivamente.

En caso de no tener la posibilidad de saber con exactitud la frecuencia propia del puente no cargado (f), esta puede ser calculada como función de la flecha (δ , en cm) del puente debida a la acción estática de su peso propio y de sus cargas permanentes:

$$f = \frac{5,6}{\sqrt{\delta}} \quad (ec. 7)$$

Con todos estos datos, la UIC nos permitía calcular un valor aproximado de las cargas debidas a las acciones dinámicas.

Sin embargo, diversos estudios realizados por el comité D-214 del ORE (creado por la UIC) en 1996, pusieron de manifiesto, que el coeficiente de impacto anteriormente explicado, comportaba una serie de inexactitudes debidas a dos factores principalmente:

- Los valores que nos otorgaba el factor $1 + \varphi$ eran superiores a los obtenidos por técnicas más recientes y de forma experimental.
- Los valores de φ' no eran suficientes para tener en cuenta los elevados valores de amortiguamiento de los puentes modernos los cuales soportaban trenes de mayor tamaño y cuya velocidad era notablemente superior a los trenes considerados en la ficha UIC 776.

Además, se pudo ver que con trenes circulando a alta velocidad en puentes generalmente de luces medias y cuyas acciones dinámicas habían sido calculadas a partir del método explícito en la ficha UIC 776 experimentaban dos tipos de problemas:

- Inestabilidad en el balasto.
- Aumento sensible de las mayoraciones dinámicas.

Ambos casos se estudiaron en diversos puentes de la época, y se llegó a la conclusión que los problemas de inestabilidad experimentados eran causados por el fenómeno de resonancia.

FENÓMENO DE RESONANCIA

El paso de los elementos fijos de tren sobre una vía situada en un puente produce unas cargas determinadas sobre la misma que a su vez son transmitidas a la propia estructura. A velocidades elevadas (más de 180 km/h) y en puentes de luces medias, este hecho puede dar lugar al denominado fenómeno de resonancia.

La aparición del fenómeno de resonancia en los puentes puede derivar en problemas de estabilidad al generar esfuerzos sobre él, que en algún caso puedan superar los valores admisibles de proyecto y por tanto alterar la normalidad de circulación en el tráfico. Como consecuencia, las administraciones han adoptado una serie de medidas para no poner en riesgo en ningún momento ni la seguridad de los pasajeros ni tampoco la de la estructura. Dichas medidas obligan, en muchos puentes a nivel nacional, a reducir la velocidad de circulación y a realizar cálculos dinámicos en aquellos sobre los cuales deban circular trenes de alta velocidad.

La resonancia es un fenómeno físico que se puede dar en las estructuras y cuya explicación reside en el hecho de aumentar la amplitud de la onda característica de la misma. Al aplicar una fuerza externa (el paso de un tren a alta velocidad en nuestro caso particular) con la misma frecuencia que la natural de la estructura, nos hace que esta aumente de forma notable provocando inestabilidades en nuestros puentes o su colapso en el caso más extremo.

Para poder entender mejor este fenómeno, vamos a ver un simple ejemplo que nos permita observar la resonancia con una mayor claridad. Para ello nos basaremos en el comportamiento de una onda transversal cuya ecuación viene dada por la siguiente expresión:

$$w(x, t) = A \cdot \sin(\omega \cdot t - k \cdot x + \varphi) \quad (\text{ec. 8})$$

Donde "t" y "x" son las variables que hacen referencia al tiempo y a la longitud recorrida por una partícula de la onda. "A", " ω ", "k" y " φ " son parámetros característicos de la onda que hacen referencia a su amplitud, frecuencia angular, número de onda y fase inicial, respectivamente.

Como hemos explicado anteriormente, si la carga aplicada por el ferrocarril genera una onda en la estructura en fase con su onda natural, las amplitudes se sumarán y se producirá el efecto de resonancia. Este efecto se puede visualizar en la ilustración 5 y en las ecuaciones características de cada una de las correspondientes ondas (ec.9, ec.10 y ec.11).

La ecuación 9 (w_1) hace referencia a la onda natural de la estructura, la ecuación 10 (w_2) define la onda debida a la carga por el paso del tren y la ecuación 11 (w_3) es la resultante de la suma de ambas debido a la aparición de resonancia.

Para poder hacer más visual este ejemplo, hemos supuesto los valores correspondientes a los parámetros característicos convenientemente, con el objetivo de producir resonancia en nuestra estructura. Estos valores no son valores reales.

$$w_1(x, t) = 0,3 \cdot \sin(20\pi \cdot t - 2\pi \cdot x) \quad (\text{ec. 9})$$

$$w_2(x, t) = 0,4 \cdot \sin(20\pi \cdot t - 2\pi \cdot x) \quad (\text{ec. 10})$$

$$w_3(x, t) = (0,3 + 0,4) \cdot \sin(20\pi \cdot t - 2\pi \cdot x) \quad (\text{ec. 11})$$

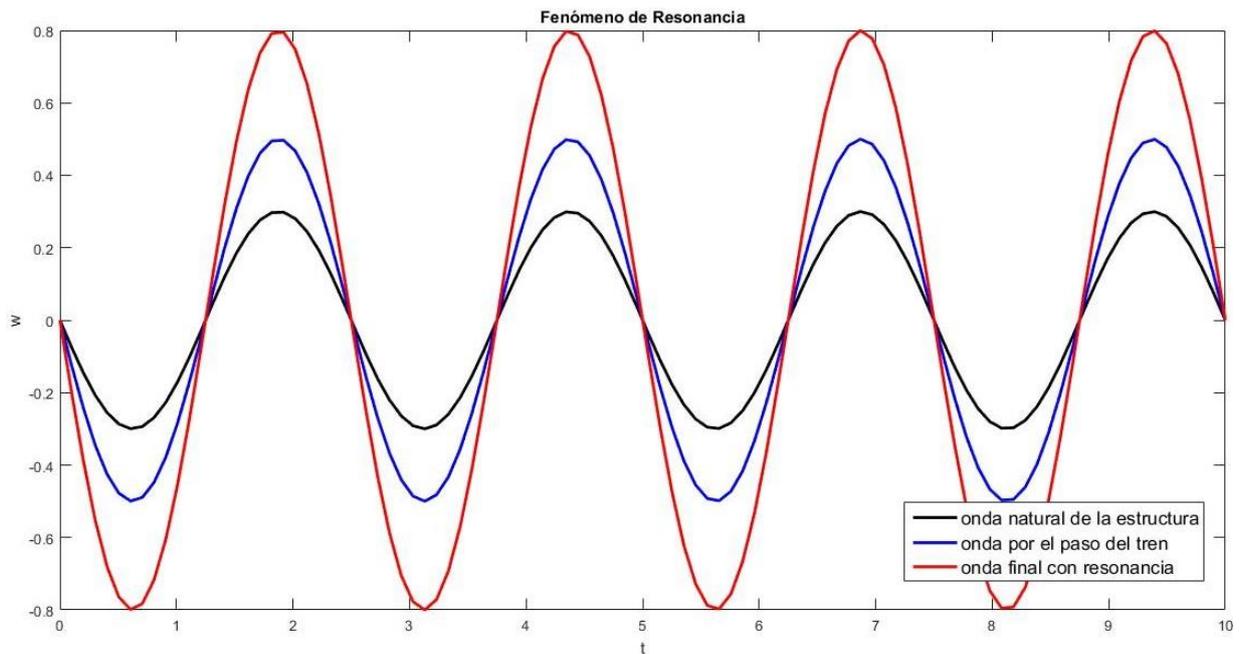


Ilustración 5. Representación del fenómeno de resonancia (rojo) debido a la suma de amplitudes de la onda natural de la estructura (negro) y de la onda originada por el paso del tren (azul).

En esta ilustración podemos apreciar como las amplitudes de la onda natural de la estructura y de la onda por el paso del tren se suman, produciendo una onda resultante que nos hará aparecer el fenómeno de resonancia.

¿CUÁNDO SE PRODUCE RESONANCIA?

Como ya hemos explicado, el fenómeno de resonancia, aparecerá en nuestros puentes cuando la frecuencia aplicada por la carga dinámica del paso de un tren a altas velocidades coincida con alguno de los armónicos de la frecuencia propia de la estructura. Esto implica, que no se producirá para la velocidad más elevada sino para una velocidad crítica específica. Para tratarlo con una mayor claridad, vamos a exponer un ejemplo que nos permita una mejor comprensión de este fenómeno.

Consideramos dos trenes con las siguientes características:

- TREN 1: Carga puntual de 195kN (eje de la locomotora ICE 2) sobre un puente isostático de 15 metros de luz con una masa de 15 t/m, una rigidez a flexión de 7694081000 N·m², una frecuencia fundamental de 5 Hz y una tasa de amortiguamiento estructural del 2%.
- TREN 2: Tren de cargas formado por diez ejes iguales al anterior, con una separación entre ejes de 16 m, sobre el mismo puente.

TREN 1

En el primer tren, la mayor flecha debida a cargas estáticas se produce cuando la carga se encuentra en el centro del vano. En el segundo tren, debido a que la distancia entre ejes es superior a la luz del vano, no podremos tener más de una carga simultáneamente actuando en el vano. Consecuentemente, la mayor flecha seguirá la misma deformación que en el primer tren. Si aplicamos las leyes de deformación, obtenemos que nuestra carga en el centro del vano nos proporciona la siguiente ley de flechas:

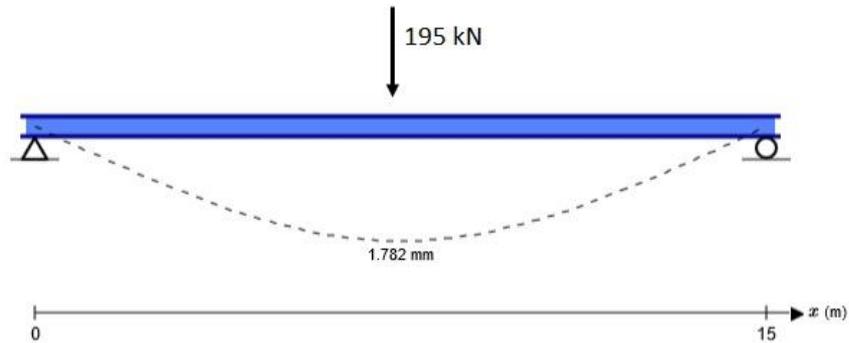


Ilustración 6. Deformación del puente bajo una carga estática puntual de 195 kN en el centro del vano.

Vemos, que nuestra flecha máxima debida a las cargas estáticas es de 1,782 mm en ambos casos.

En lo referente al cálculo dinámico y procediendo según lo indicado en la IAPF-07, cuyo método veremos más adelante, obtenemos unas deformaciones máximas en el caso del tren 1, que se pueden apreciar en la Ilustración 7.

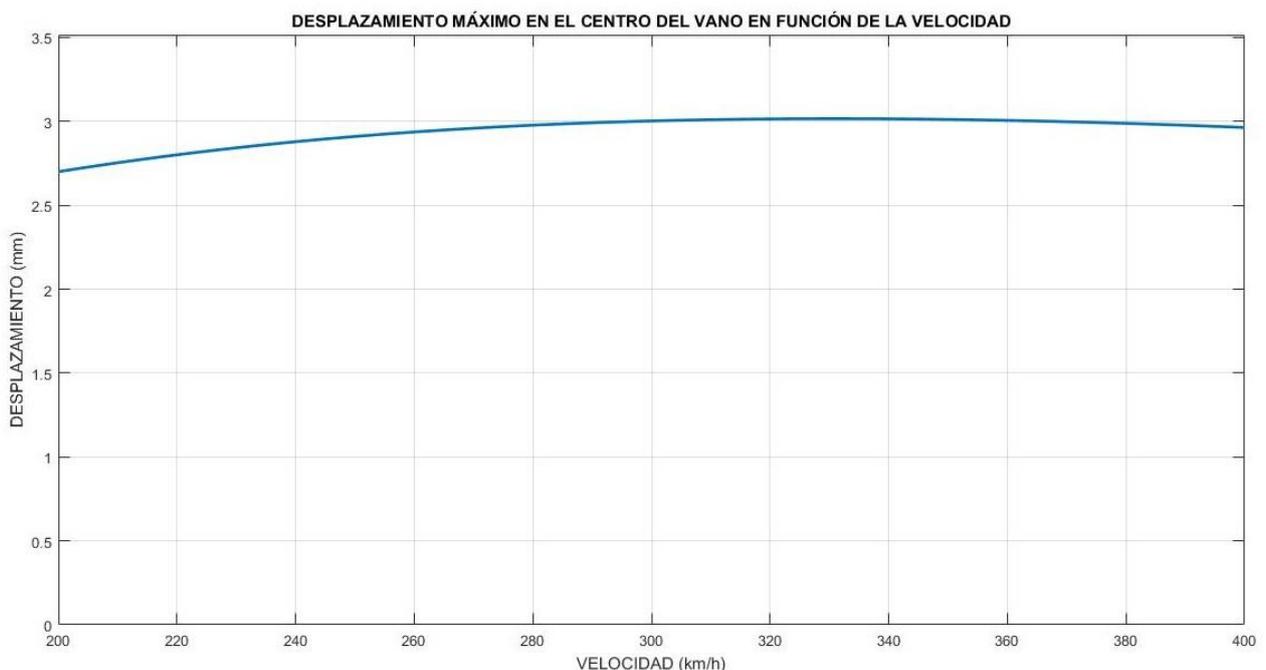


Ilustración 7. Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad en una viga isostática.

Como podemos comprobar, la máxima flecha debido a las cargas dinámicas, tiene un valor de 3,0165 mm y se experimenta bajo una velocidad de 330,94 km/h.

Si analizamos detalladamente las deformaciones que sufre el puente en su punto medio para dicha velocidad, obtenemos:

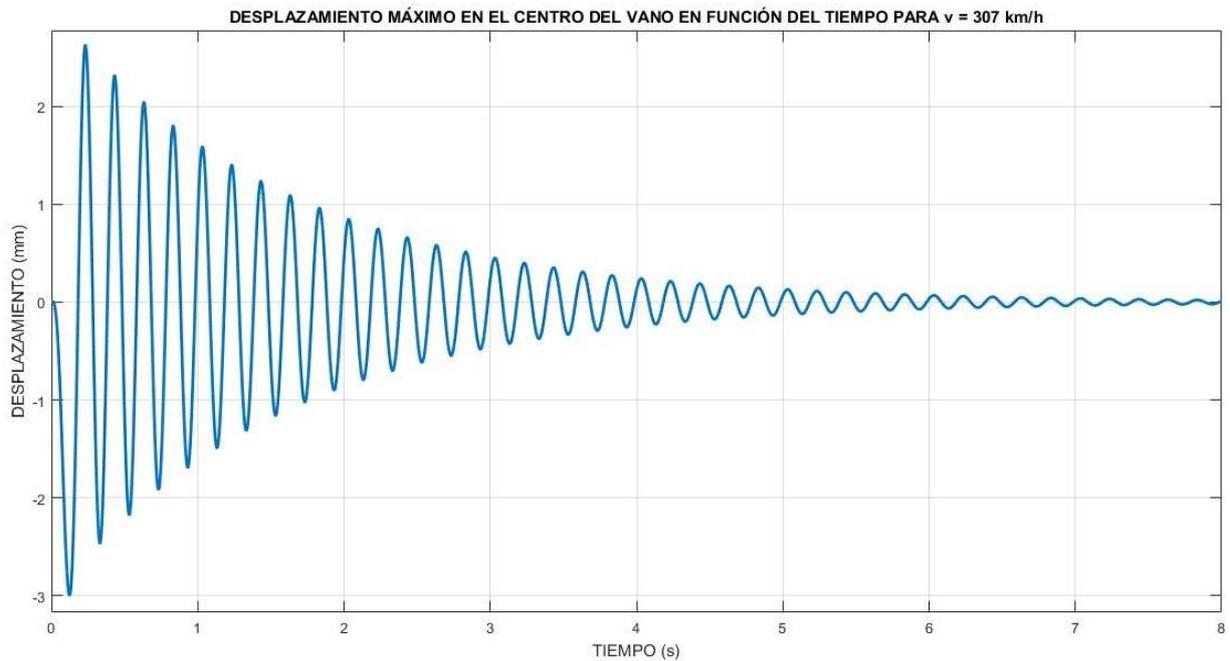


Ilustración 8. Desplazamiento en el centro del vano para $v=330,94$ km/h

En el primer tren, por tanto, obtenemos un coeficiente de mayoración (cargas dinámicas entre cargas estáticas) de 1,69.

Si, por el contrario, aplicamos los cálculos especificados en la ficha UIC-776 (ANEJO A. SCRIPT 2), obtenemos un coeficiente de mayoración de 2,16. Comprobamos, como hemos dicho antes, que el coeficiente de impacto proporcionado por los cálculos de la ficha UIC-776, es superior al obtenido y, por tanto, no se ciñe a la realidad con la necesaria precisión.

TREN 2

Si aplicamos de igual forma, las ecuaciones proporcionadas por la IAPF-07 en el tren 2, obtenemos una flecha dinámica de 15,4433. Por tanto, el segundo tren tiene asociado un coeficiente de mayoración de 8,67.

En el procedimiento llevado a cabo durante el cálculo, podemos observar que 288 km/h es la velocidad crítica de la estructura debido al fenómeno de resonancia. Si comparamos el desplazamiento del centro del vano para dicha velocidad con una ampliamente superior, como puede ser 360 km/h, obtenemos el siguiente gráfico.

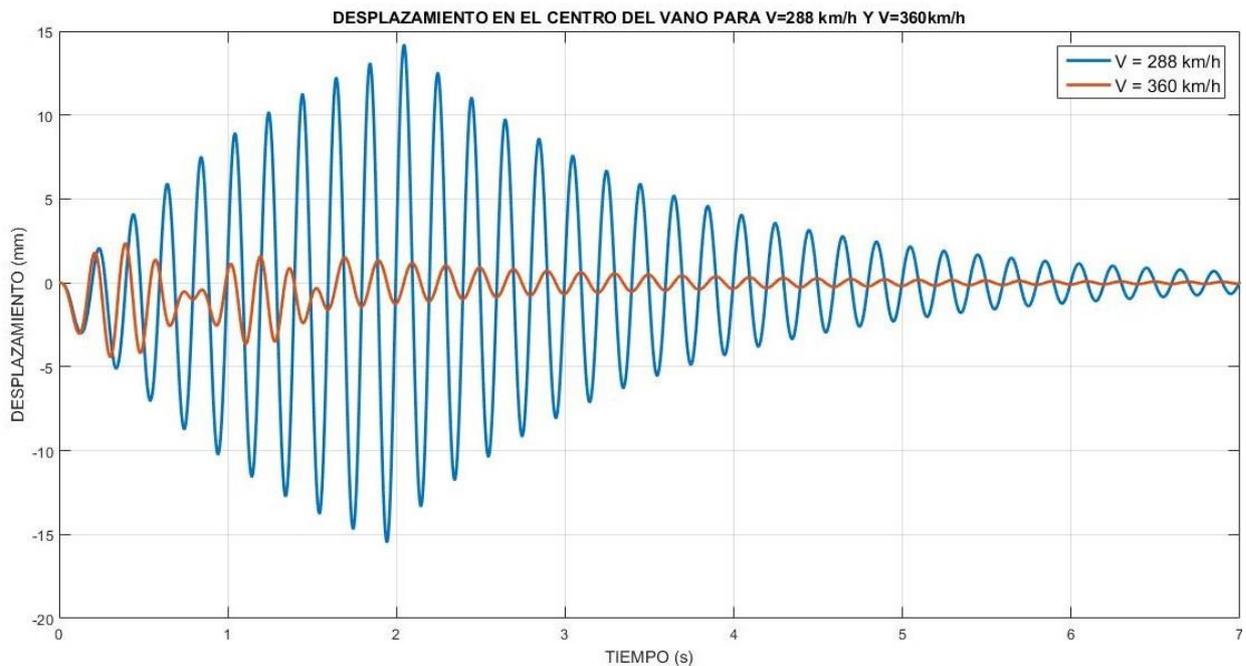


Ilustración 9. Desplazamiento en el centro del vano para V=288 km/h y V=360 km/h

En la ilustración 9, podemos observar que para la velocidad de 288 km/h la respuesta es mucho más elevada que para 360 km/h. Esto es debido al hecho que la resonancia no aparece para valores máximos de velocidad, sino que aparece para unos valores críticos concretos.

Si procedemos al cálculo de la frecuencia (f_p) debida a la velocidad de 288 km/h (80 m/s), obtenemos lo siguiente:

$$f_p = \frac{V}{D} = \frac{80}{16} = 5 \text{ Hz} \quad (\text{ec. 12})$$

Donde V es la velocidad (m/s) y D es el espaciado regular de los ejes (m).

Afirmamos, por tanto, que siempre que se cumpla la siguiente relación (ec.13), hay una alta probabilidad de experimentar el fenómeno de resonancia:

$$\frac{V}{D} = \frac{f_0}{i}, \quad \text{con } i \in N^* \quad (\text{ec. 13})$$

Cuando se cumple esta relación, el paso de cada uno de los ejes nos deja unas vibraciones residuales que son recogidas por el eje sucesivo. Este hecho puede conllevar a problemas de inestabilidad tanto en el balasto como en la estructura.

Finalmente, si comparamos los desplazamientos máximos en el centro del vano para un cierto rango de velocidades del “TREN 1” y el “TREN 2” con dos amortiguaciones distintas, podemos observar el fenómeno anteriormente explicado.

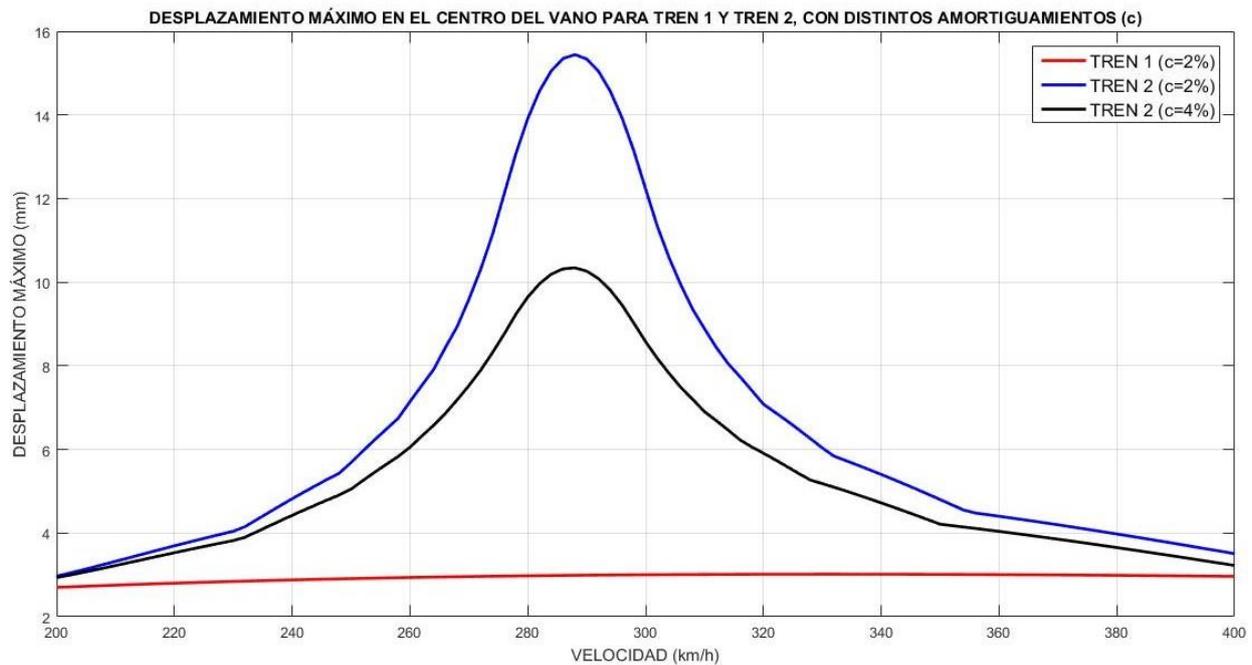


Ilustración 10. Desplazamiento máximo en el centro del vano para tren 1 y tren 2, con distintos amortiguamientos (c).

En la ilustración 10 podemos observar, además del fenómeno de resonancia, como la flecha máxima del vano disminuye al aumentar el amortiguamiento del puente. En el caso de pasar de un coeficiente de amortiguamiento del 2% al 4% para el paso del TREN 2, el desplazamiento máximo del centro del vano pasa de 15,4433 mm a 10,3431 mm, lo que supone una reducción del 33% de la flecha. Es por tanto uno de los parámetros a tener muy en cuenta en el diseño de la estructura.

RESONANCIA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD PARÍS-LYON

Uno de los casos más famosos de resonancia se produjo en la línea de alta velocidad que unía los dos grandes núcleos urbanos de Francia, París y Lyon.

Se observó que, en un reducido número de puentes, el balasto era expulsado de la banqueta. Este hecho provocaba una reducción de la resistencia a pandeo de la vía, y por tanto disminuía sus prestaciones y aumentaba sus tensiones.

Estos problemas se presentaban en puentes con frecuencias propias de 3,8 Hz, cuyas luces oscilaban entre los 14 y los 20 metros y donde los trenes TGV de 18,7 m de espaciamiento regular entre ejes, circulaban a una velocidad cercana a los 260 km/h. Según el análisis que hemos realizado en el apartado anterior, podemos comprobar que, para estas características concretas aparece el fenómeno de resonancia (ec. 13).

$$\frac{V}{D} = \frac{f_0}{i} \quad ; \quad \frac{V}{18,7} = \frac{3,8}{1} \quad V = 255,816 \text{ km/h}$$

Apreciamos, por tanto, que cuando un tren circulaba por un puente con las características mencionadas a una velocidad cercana a los 256 km/h, se producía el fenómeno de resonancia y en consecuencia un mal comportamiento de nuestra estructura que manifestaba los siguientes problemas:

- Rápida atricción y descompactación del balasto.
- Formación de huecos bajo las traviesas.
- Vibración en el balasto similar a la que se produce al batear y por ende un deterioro de la nivelación longitudinal y transversal de la vía.

Se pudo observar que éste fenómeno no se producía por el paso de la motriz, sino que aparecía a causa del paso sucesivo de los ejes y que, además, con el primer modo fundamental de vibración, el tablero producía la inestabilidad del balasto cuando sufría aceleraciones del orden de 0,7 a 0,8 g (6,9 a 7,8 m/s²).

VALORES CRÍTICOS PARA LA APARICIÓN DE LA RESONANCIA

Pignet y Girardi realizó en 1977, un estudio en el cual definía un intervalo de los valores más probables de las frecuencias propias de un puente. Estos valores, están actualmente recogidos en la instrucción IAPF-07 y se pueden resumir en la siguiente figura:

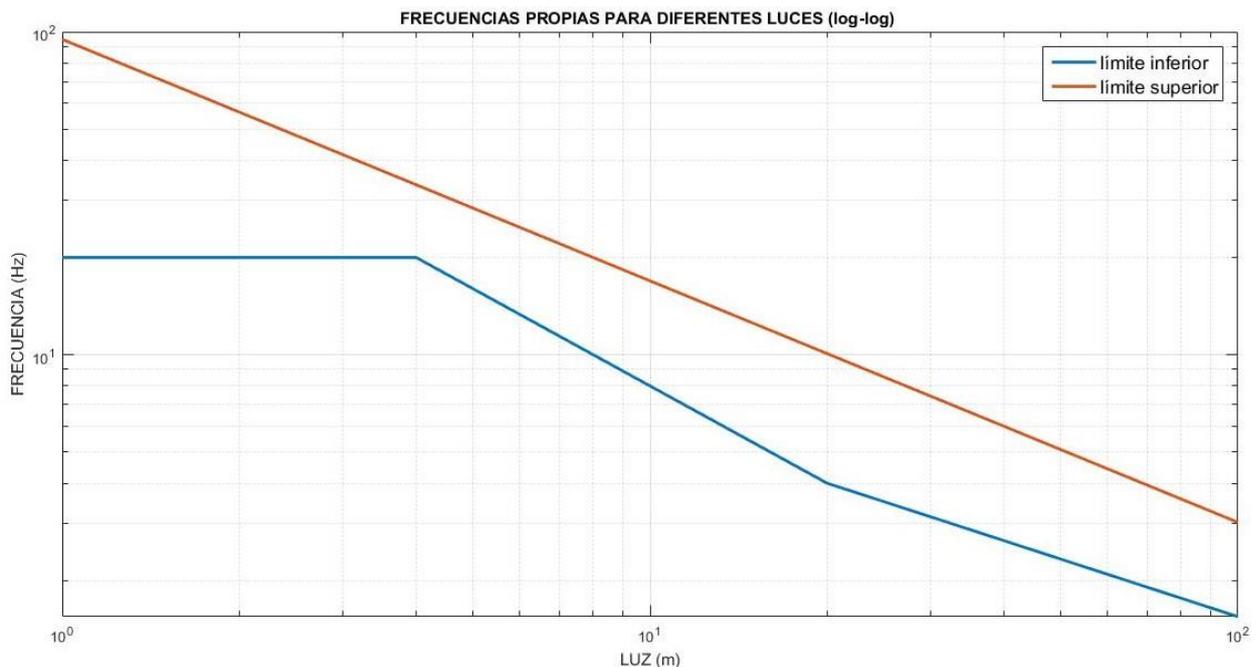


Ilustración 11. Rango de frecuencias naturales de puentes en función de su luz.

A partir de este gráfico, podemos hallar de forma aproximada las ecuaciones que nos definan el rango de frecuencias propias de los distintos puentes. A la función que delimita el límite superior de la frecuencia la denominaremos f_{LS} (ec.14) mientras que a la que nos delimita el límite inferior será f_{LI} (ec.15).

$$f_{LS} = 10^{-0,7480 \cdot \log(L) + 1,9766} \quad (ec. 14)$$

$$f_{LI} = \begin{cases} 20 & \text{si } L \leq 4 \text{ m} \\ 10^{-\log(L) + 1,9031} & \text{si } L \in (4,20) \\ 10^{-0,5916 \cdot \log(L) + 1,3718} & \text{si } L \in [20,100] \\ 0 & \text{si } L > 100 \end{cases} \quad (ec. 15)$$

A partir de estos datos y teniendo en cuenta que el fenómeno de resonancia ocurrirá para aquellos valores que cumplan la condición expresada en la ecuación ec.13, podemos realizar un estudio tridimensional en el que podamos distinguir una zona de alto riesgo de resonancia.

Realizando los cálculos pertinentes (ANEJO A. SCRIPT 3) podemos obtener las siguientes figuras:

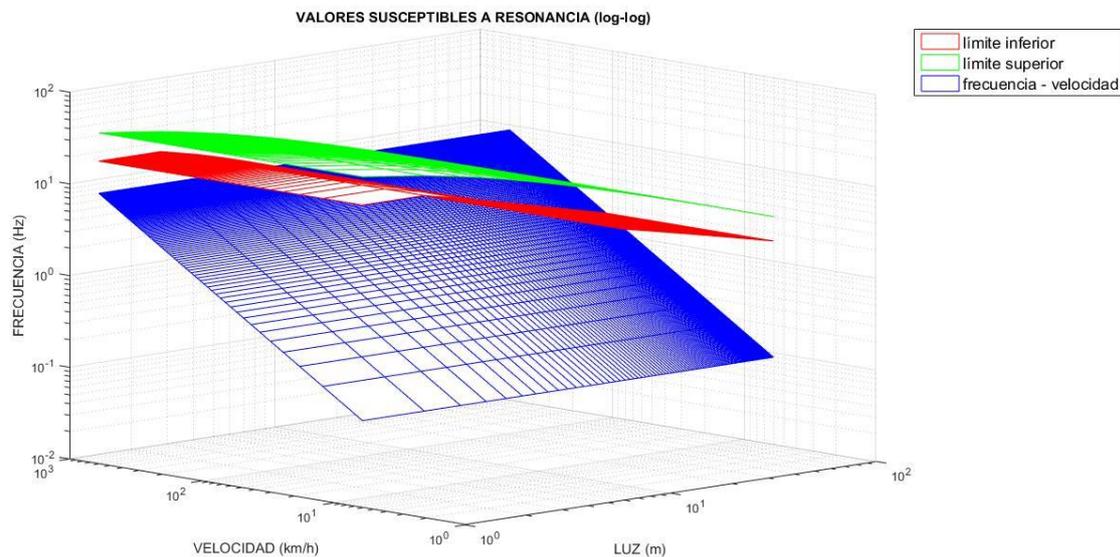


Ilustración 12a. Región susceptible a la resonancia a partir de los límites establecidos en las ecuaciones 14 y 15.

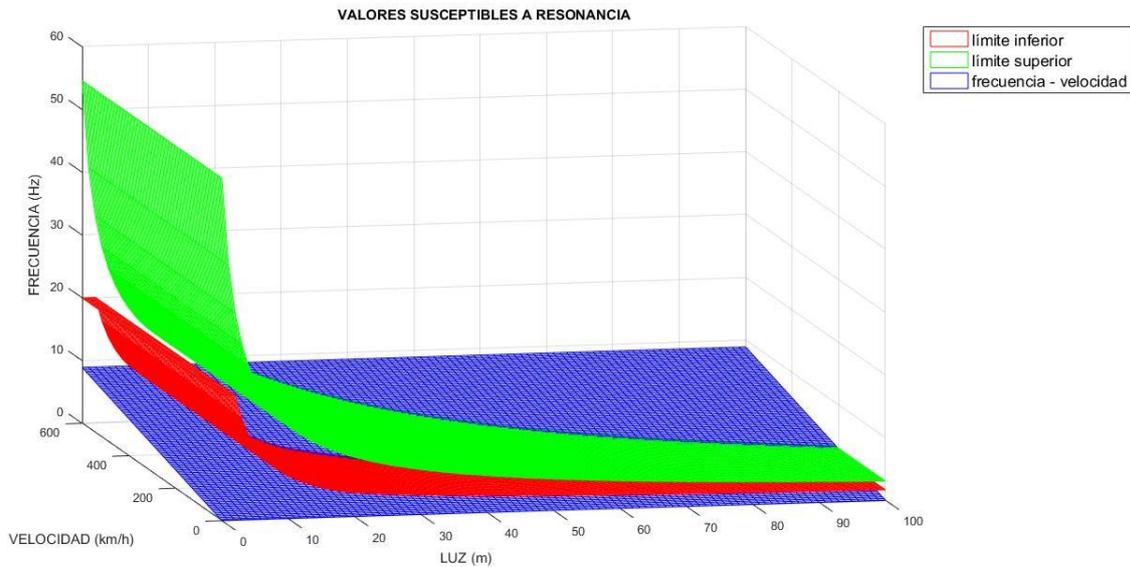


Ilustración 12b. Región susceptible a la resonancia a partir de los límites establecidos en las ecuaciones 14 y 15.

Donde el eje “x” viene definido por la luz del vano del tablero, el eje “y” es la velocidad de paso del tren sobre el puente y “z” es la frecuencia propia de la estructura. Los datos están calculados para una distancia entre ejes de 18,7 metros que es la característica de los trenes de alta velocidad franceses (TGV) y españoles (AVE) y para las frecuencias correspondientes al armónico fundamental.

Podemos observar como toda aquella zona que se encuentre dentro del plano azul definido por la ecuación ec.13 y limitado por los planos verde y rojo (que representan las probables frecuencias propias de los puentes definidas por Pignet y Girardi) son susceptibles de sufrir resonancia. Esto nos da una idea visual de aquellas relaciones entre valores que debemos intentar evitar, en la medida de lo posible.

CÁLCULO DE CARGAS DINÁMICAS. IAPF-07

Los fenómenos dinámicos son causa, casi en su totalidad, del carácter móvil de las cargas verticales transmitidas por las ruedas de los vehículos. Aunque aparecen para cualquier velocidad, resultan más transcendentales los efectos dinámicos producidos por los trenes de alta velocidad, en gran medida debido al fenómeno de resonancia.

La IAPF-07 nos define un coeficiente de mayoración, llamado coeficiente de impacto (φ), que nos relaciona de forma directa las solicitaciones debidas a las cargas dinámicas máximas causadas por los posibles trenes que van a circular por las vías y a sus distintas velocidades ($maxS_{din,real}$) con las solicitaciones debidas a las cargas estáticas máximas causadas por el tren de cargas de la Ilustración 4 en su posición más desfavorable ($S_{est,tipo}$).

$$\varphi = \frac{maxS_{din,real}}{S_{est,tipo}}, \quad \text{con } \varphi \geq 1 \quad (\text{ec. 16})$$

El valor de este coeficiente de impacto vendrá condicionado, en gran medida, por el valor de las cargas dinámicas, cuyo comportamiento puede depender de:

- La naturaleza móvil de las cargas, que puede provocar fluctuaciones de la carga estática equivalente.
- La aplicación repetida de cargas que puedan hacer aparecer el fenómeno de resonancia en nuestro puente.
- Las irregularidades de la vía y de las ruedas.

Tres de los aspectos a destacar acerca de las cargas dinámicas son:

- Tan sólo se considerarán para el cálculo de esfuerzos verticales. Únicamente en el caso de una velocidad de circulación superior a los 220 km/h la tendremos en cuenta, como esfuerzo concomitante, en las cargas horizontales.
- En puentes de dos o más vías, no se considera la simultaneidad de efectos resonantes debido al paso de varios trenes, por no ser sus efectos más perjudiciales para la estructura que los desplazamientos causados por uno sólo en su posición más desfavorable.
- El amortiguamiento del puente es uno de los parámetros de diseño con mayor relevancia a la hora de aminorar los posibles desplazamientos que puedan ser causados por el paso de un tren a una cierta velocidad crítica sobre el tablero. Para ello, la instrucción (IAPF-07), nos establece en la página 94 un límite inferior para el coeficiente de amortiguamiento (ζ) en función de la luz del puente (L) y sus materiales estructurales. Esta relación se puede ver en la siguiente tabla:

TIPO DE PUENTE	LUZ [m]	LÍMITE INFERIOR DE ζ [%]
PUENTES DE ACERO Y MIXTOS	$L < 20$	$0,5 + 0,125 \cdot (20-L)$
	$L \geq 20$	0,5
PUENTES DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL	$L < 20$	$2,0 + 0,1 \cdot (20-L)$
	$L \geq 20$	2,0

Tabla 3. Límite inferior para el coeficiente de amortiguamiento en función de la luz del puente y sus materiales estructurales.

Para el desarrollo del cálculo de cargas de origen dinámico, debemos diferenciar entre aquellos trenes con velocidades de circulación inferiores a 220Km/h de aquellos con velocidades de circulación superiores a 220 Km/h.

TRENES CON $V < 220$ Km/h.

Para la definición de las cargas dinámicas para trenes con una velocidad inferior a 220 km/h, podemos basarnos en tres métodos:

I. CARGA ESTÁTICA CON UN COEFICIENTE DE IMPACTO ENVOLVENTE

Si nuestro puente tiene una tipología estructural convencional (ANEJO B) y su frecuencia natural se halla entre los límites definidos anteriormente en la ilustración 11 y definida por las ecuaciones 14 y 15, podemos aproximar los esfuerzos dinámicos producidos por el paso del tren multiplicando los esfuerzos estáticos dados por nuestro tren tipo por un coeficiente de impacto Φ_2 si la vía se encuentra con un grado de mantenimiento bueno y Φ_3 si la vía se encuentra con un grado de mantenimiento normal.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L} - 0,2} + 0,82 \quad (1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67) \quad (ec. 17)$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L} - 0,2} + 0,73 \quad (1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00) \quad (ec. 18)$$

Donde L es la longitud determinante que está definida para cada elemento estructural en el anejo B.

En caso de duda a la hora de elegir entre definir el mantenimiento de la vía como normal o como bueno, escogeremos el coeficiente según:

CONDICIÓN	COEFICIENTE DE IMPACTO
Puentes con juntas intermedias entre carriles	Φ_3
Puentes con BLS y con alguna junta de dilatación de carril dentro de los mismos	Φ_3
Puentes con BLS y con aparatos de vía sin corazón móvil dentro de los mismos	Φ_3
Otros casos con $V \leq 120$ km/h	Φ_3
Otros casos con $120 < V \leq 220$ km/h	$\frac{\Phi_2 + \Phi_3}{2}$
Otros casos con $V > 220$ km/h	Φ_2
Puentes con cobertura entre traviesa y estructura (h) $h > 1$ m	$\Phi_{2,3}^{minorado}$

Tabla 4. Criterios de elección entre coeficientes de impacto

$$\Phi_{2,3}^{minorado} = \min \left\{ 1,00 ; \Phi_{2,3} - \frac{h-1}{10} \right\} \quad (ec. 19)$$

No obstante, el método I nos proporciona un valor, aunque aproximado, distinto del real. Es de gran recomendación realizar el cálculo del coeficiente de impacto según los distintos tipos de trenes reales. Este hecho nos proporcionará un coeficiente con un mayor ajuste a la realidad.

II. COEFICIENTE DE IMPACTO PARA TRENES REALES MEDIANTE EXPRESIONES ANALÍTICAS

Para su aplicación será necesario que su estructura esté comprendida en cualquiera de las establecidas en el ANEJO B. Se multiplicará el coeficiente de impacto por los esfuerzos estáticos ($S_{est,real}$). Los esfuerzos dinámicos ($S_{din,real}$) vendrán dados por las siguientes expresiones:

$$S_{din,real} = (1 + \varphi' + r\varphi'') \cdot S_{est,real} \quad (ec. 20)$$

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (ec. 21)$$

$$K = \min \left\{ \frac{V}{2Lf_0} ; 0,76 \right\} \quad (ec. 22)$$

$$r = \begin{cases} 1,00 & V \leq 120 \frac{km}{h} \\ 0,75 & 120 \frac{km}{h} < V \leq 220 \frac{km}{h} \\ 0,50 & V > 220 \frac{km}{h} \end{cases} \quad (ec. 23)$$

$$\varphi'' = a \left[0,56 \cdot e^{-\left(\frac{L}{10}\right)^2} + 0,50 \cdot \left(\frac{f_0 L}{80} - 1\right) \cdot e^{-\left(\frac{L}{20}\right)^2} \right] \quad (ec. 24)$$

$$a = \min \left\{ \frac{V}{22} ; 1 \right\} \quad (ec. 25)$$

Donde "V" es la velocidad (m/s), "L" es la longitud determinante del ANEJO B (m), "f₀" es la frecuencia propia del puente (Hz) y "r" es la calidad del mantenimiento de la vía.

El parámetro φ'' tiene en cuenta las distintas irregularidades de la vía

El coeficiente de impacto se puede definir, por tanto, como:

$$\Phi = (1 + \varphi' + r\varphi'') \cdot \frac{S_{est,real}}{S_{est,tipo}} \quad (ec. 26)$$

Donde $S_{est,real}$ es la flecha que genera la carga estática de un tren real y $S_{est,tipo}$ es la flecha generada por el tren tipo definido en la Ilustración 4.

III. COEFICIENTE DE IMPACTO MEDIANTE CÁLCULO DINÁMICO CON TRENES REALES

Para hallar el coeficiente de impacto para este método, es preciso utilizar cualquiera de los métodos de cálculo que veremos con posterioridad referidos a trenes de alta velocidad (>220 km/h). Con ellos podremos definir el máximo desplazamiento debido a trenes reales y por ende nuestro coeficiente de impacto a emplear.

$$\Phi = \min \left\{ 1,00 ; \frac{\max(\delta_{din,max})}{\delta_{est,tipo}} \right\} \quad (ec. 27)$$

Estos son los tres métodos a utilizar para calcular las acciones dinámicas debidas al paso de un tren a velocidad inferior a 220 km/h.

TRENES CON V > 220 Km/h.

Para aquellos trenes que superen la velocidad de 220 km/h será necesario un estudio completamente distinto al anteriormente descrito. Sin embargo, este método que va a ser plasmado a continuación puede ser utilizado para cualquier velocidad de circulación y sin limitación de frecuencias ni masas.

Otro aspecto transcendental a tener muy en cuenta a la hora de calcular los esfuerzos verticales producidos por un tren con una velocidad de paso superior a 220 km/h, son los efectos de descarga respecto a las cargas permanentes. Este fenómeno se produce por el carácter vibratorio de los esfuerzos y, por ende, por tener signo tanto negativo como positivo respecto a los estáticos.

Se aplicará de forma concomitante con las acciones horizontales siendo de gran interés en elementos de apoyo y pilas. Su efecto se caracterizará mediante un coeficiente de impacto negativo definido como:

$$\Phi_{neg} = 2 \cdot \frac{S_{est,real}}{S_{est,tipo}} - \frac{\max(\delta_{din,max})}{\delta_{est,tipo}} \quad (ec. 28)$$

Para el cálculo del desplazamiento del tablero debido a cargas dinámicas, consideraremos que cada uno de los ejes transmite un esfuerzo móvil con el tren y sin tener en cuenta la interacción vía-vehículo. Para describir el comportamiento de la carga móvil, debemos realizar una descomposición modal.

Primero debemos definir los parámetros a tener en cuenta:

- $\rho(x)$ es la masa lineal del tablero por unidad de longitud.
- $u(x,t)$ es la flecha vertical de un punto cualquiera.
- $EI(x)$ es la rigidez a flexión del tablero.
- L es la longitud del puente.
- $\Phi_i(x)$ es la i -ésima forma modal.
- ω_i es la i -ésima frecuencia angular propia.
- ζ_i es el i -ésimo coeficiente de amortiguación modal.
- i es el número de modos de vibración utilizados.
- F es la carga vertical aplicada por el tren y transmitida a la estructura a través del contacto con la rueda.
- V es la velocidad de paso del tren sobre el puente.

Para puentes isostáticos es suficiente la consideración de un modo de vibración, mientras que para aquellos puentes hiperestáticos deberán usarse más de un modo de vibración, en la medida de lo posible.

Definidas nuestras variables, podemos definir la flecha vertical de un punto cualquiera de la viga en el instante t , $u(x,t)$, como:

$$\rho(x) \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \cdot \left[EI(x) \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right] = p(x, t) \quad (ec. 29)$$

Realizando ahora un análisis modal, podemos descomponer nuestra flecha vertical en función de sus formas modales ($\varphi_i(x)$) y sus amplitudes ($y_i(t)$) para cada punto y para cada instante, de la siguiente manera:

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \varphi_i(x) \quad (ec. 30)$$

Sustituyendo en la ecuación 29, nuestra componente $u(x,t)$ en su descomposición modal, obtenemos:

$$M_i \ddot{y}_i + K_i y_i = \eta_i(t) \quad (ec. 31)$$

Donde “ M_i ” es la i -ésima masa, “ K_i ” es la i -ésima rigidez y “ η_i ” es la i -ésima carga.

Una vez llegados a este punto, debemos diferenciar entre aquellos trenes que actúen como una sola carga vertical aislada de aquellos que se representen como un tren de cargas, cuyo desarrollo se ajustará con una precisión mucho mayor al resultado de los trenes reales

DESPLAZAMIENTO PARA CARGA MÓVIL AISLADA EN UN PUENTE ISOSTÁTICO

Para una carga móvil aislada los parámetros de la ecuación 31, adquieren los siguientes valores:

$$M_i = \int_0^L \rho(x) \cdot \varphi_i^2(x) \cdot dx \quad (ec. 32)$$

$$K_i = \int_0^L \varphi_i''(x) \cdot EI(x) \cdot \varphi_i''(x) \cdot dx = M_i \omega_i^2 \quad (ec. 33)$$

$$\eta_i(t) = \varphi_i(vt) \cdot F \quad (ec. 34)$$

Añadiendo a la ecuación el coeficiente de amortiguación podemos expresar el valor de la amplitud del desplazamiento como una ecuación diferencial de segundo orden:

$$M_i \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + K_i y_i = \varphi_i(vt) \cdot F \quad (ec. 35)$$

Alternativamente a la expresión anterior, y sabiendo que el coeficiente de amortiguación puede expresarse como $C_i = 2\zeta_i\omega_i M_i$, obtenemos:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \varphi_i(vt) \frac{F}{M_i} \quad (ec. 36)$$

En esta ecuación podemos apreciar como el término independiente que se encuentra a la derecha del signo de igualdad, tan sólo actuará para aquellos instantes en los que la carga F se encuentre encima del vano del puente. Después irá disminuyendo según su envolvente. Por tanto, podemos decir que:

$$\begin{cases} \varphi_i(vt) \neq 0 & \text{si } t \in \left[0, \frac{L}{v}\right] \\ \varphi_i(vt) = 0 & \text{si } t \notin \left[0, \frac{L}{v}\right] \end{cases} \quad (ec. 37)$$

Nuestro cálculo de esfuerzos se centrará en vigas isostáticas. Como hemos explicado antes, para este caso se puede considerar como significativo el uso de una única forma modal ($i=1$). Para tener una mayor certeza de este hecho, volvemos a realizar el estudio de desplazamiento del TREN 1. Con el uso de una única forma modal, obteníamos un desplazamiento máximo de 3,0165 mm, como se puede apreciar en la Ilustración 8. Si realizamos, ahora, un estudio con $i=10$ obtenemos que el desplazamiento máximo sigue siendo el mismo. Para poder llevar a cabo el estudio de estos desplazamientos máximos, hemos resuelto la EDO expuesta en la ecuación 36 y la hemos desarrollado mediante el uso de MATLAB®. Los algoritmos utilizados se pueden ver en el ANEJO A, script 3 (un solo modo) y script 4 (más de un modo).

Además, si consideramos, para poder simplificar, que nuestro puente tiene una sección constante y una rigidez constante (EI y ρ no dependen de x ni t) podemos concluir que los parámetros anteriormente definidos, pueden redefinirse de la siguiente forma:

$$\varphi(vt) = \sin\left(\frac{\pi vt}{L}\right) \quad (ec. 38)$$

$$\varphi(x) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (ec. 39)$$

$$\omega = \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad (ec. 40)$$

$$M = \frac{\rho L}{2} \quad (ec. 41)$$

Nuestro desplazamiento máximo en el tablero se producirá en el centro del vano. Con esta información, podemos definir finalmente el desplazamiento máximo como:

$$u\left(\frac{L}{2}, t\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \varphi_i\left(\frac{L}{2}\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot \frac{L}{2}}{L}\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \quad (ec. 42)$$

Por tanto, resolviendo la EDO podemos llegar a la obtención del máximo desplazamiento del vano. El método de resolución de la EDO para una viga isostática con una carga aislada se encuentra en el ANEJO C, y su expresión final es:

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \sin(\beta_3 t) + B \cos(\beta_3 t)] + C \sin(\beta_1 t) + D \cos(\beta_1 t) \quad (ec. 43)$$

En esta expresión A, B, C, D y las betas, son constantes para cada caso cuyos valores pueden verse en el ANEJO C.

Vamos a poner en práctica la funcionalidad de nuestra solución mediante un análisis comparativo con las soluciones que proporciona la IAPF para comprobar la robustez de nuestro modelo.

EJEMPLO NUMÉRICO

$F = 100 \text{ kN}$	$f_0 = 5 \text{ Hz}$	$\rho = 15000 \text{ kg/m}$
$L = 15 \text{ m}$	$EI = 7694081 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$	$\zeta = 2\%$

La solución proporcionada por la IAPF a este problema es una flecha estática de 0,91 mm, una flecha dinámica máxima de 1,53 mm y, por ende, un coeficiente dinámico de 1,68.

La flecha estática en el centro del vano viene dada por la expresión:

$$u\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI} = \frac{(100 \cdot 10^3) \cdot (15^3)}{48 \cdot (7694081 \cdot 10^3)} = 0,000914 \text{ m} = 0,914 \text{ mm} \quad (ec. 44)$$

Mientras que, si sustituimos los parámetros correspondientes en la ecuación 43 y realizamos un barrido de velocidades (ANEJO A, SCRIPT 5), obtenemos una flecha dinámica máxima de 1,54mm, para 307 km/h como se puede apreciar en las siguientes imágenes:

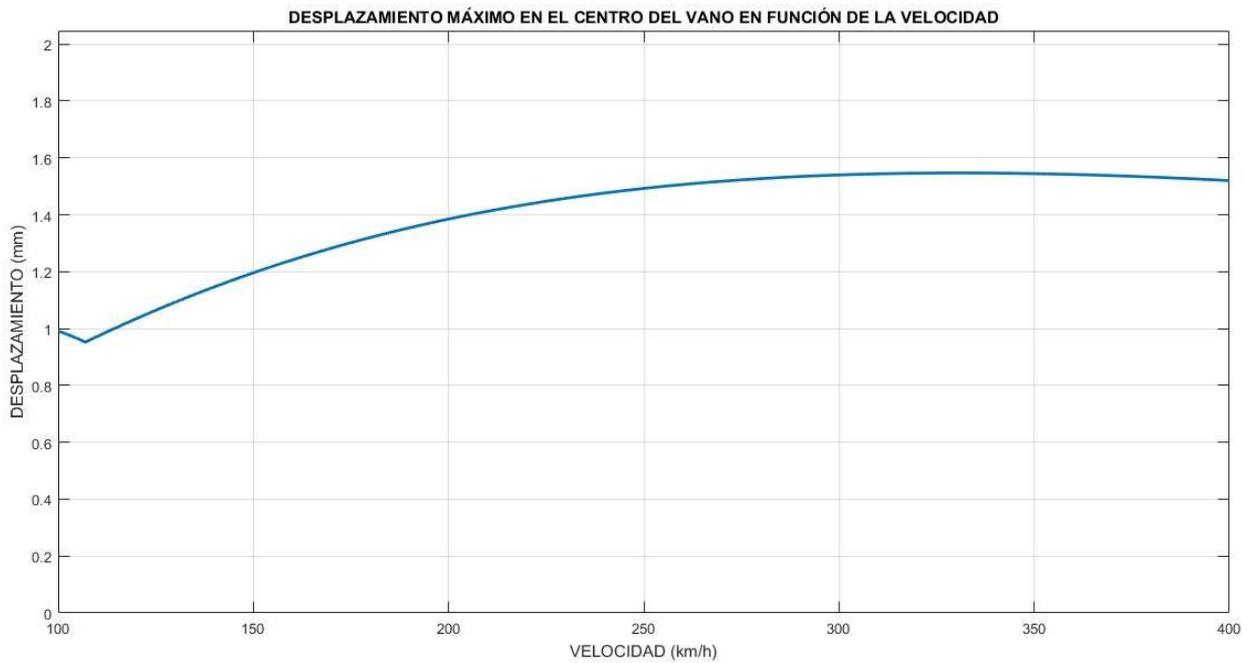


Ilustración 13. Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad

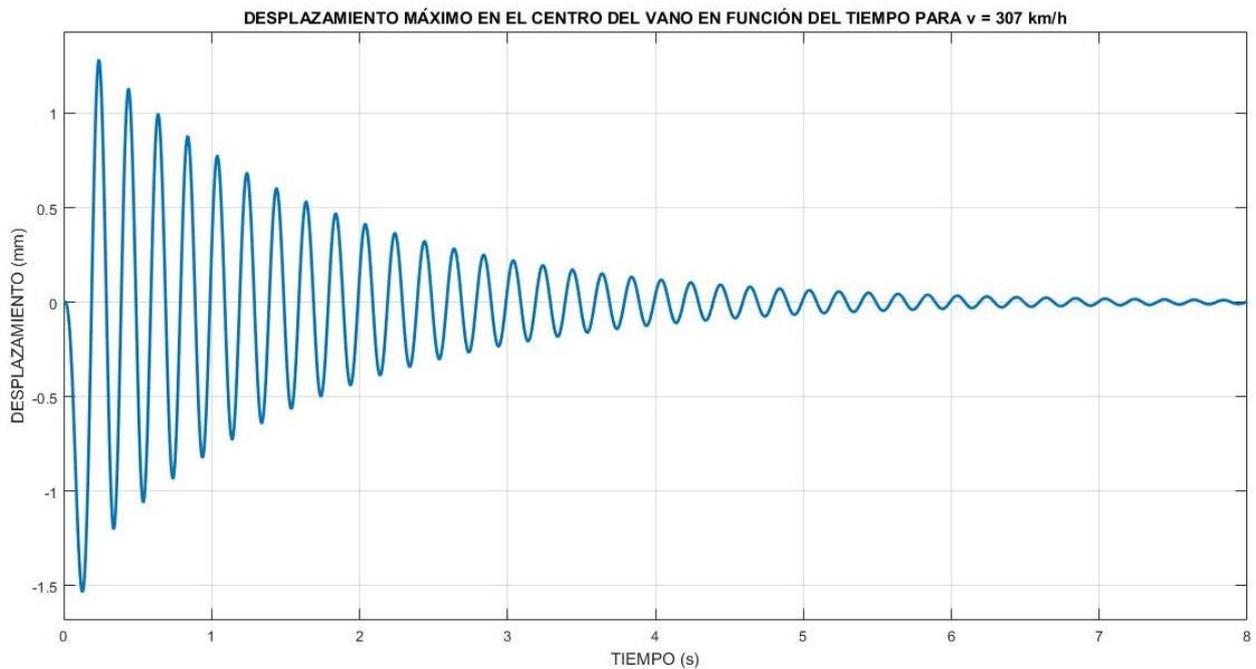


Ilustración 14. Desplazamiento en el centro del vano en función del tiempo para $V = 307$ km/h

Nuestro coeficiente de impacto es, por tanto:

$$\Phi = \frac{\delta_{max,din}}{\delta_{est}} = \frac{1,54}{0,914} = 1,68 \quad (ec. 45)$$

Podemos afirmar con rotundidad que nuestro modelo es robusto y se aproxima a la solución con un error inferior al 0,7% que puede ser ocasionado por un error de redondeo.

DESPLAZAMIENTO PARA UN TREN DE CARGAS EN UN PUENTE ISOSTÁTICO

Para un tren de cargas móvil los parámetros de la ecuación 31, adquieren los siguientes valores:

$$M_i = \int_0^L \rho(x) \cdot \varphi_i^2(x) \cdot dx \quad (ec. 46)$$

$$K_i = \int_0^L \varphi_i''(x) \cdot EI(x) \cdot \varphi_i''(x) \cdot dx = M_i \omega_i^2 \quad (ec. 47)$$

$$\eta_i(t) = \varphi_i(vt - d_k) \cdot F \quad (ec. 48)$$

Añadiendo a la ecuación el coeficiente de amortiguación podemos expresar el valor de la amplitud del desplazamiento como una ecuación diferencial de segundo orden:

$$M_i \ddot{y}_i + C_i \dot{y}_i + K_i y_i = \sum_{k=1}^{n_F} \varphi_i(vt - d_k) \cdot F_k \quad (ec. 49)$$

Donde F_k y d_k son la carga aplicada por el eje k y la distancia del eje k al primer eje del tren de cargas, respectivamente. Los valores F_k y d_k de los trenes reales se encuentran en el anejo E.

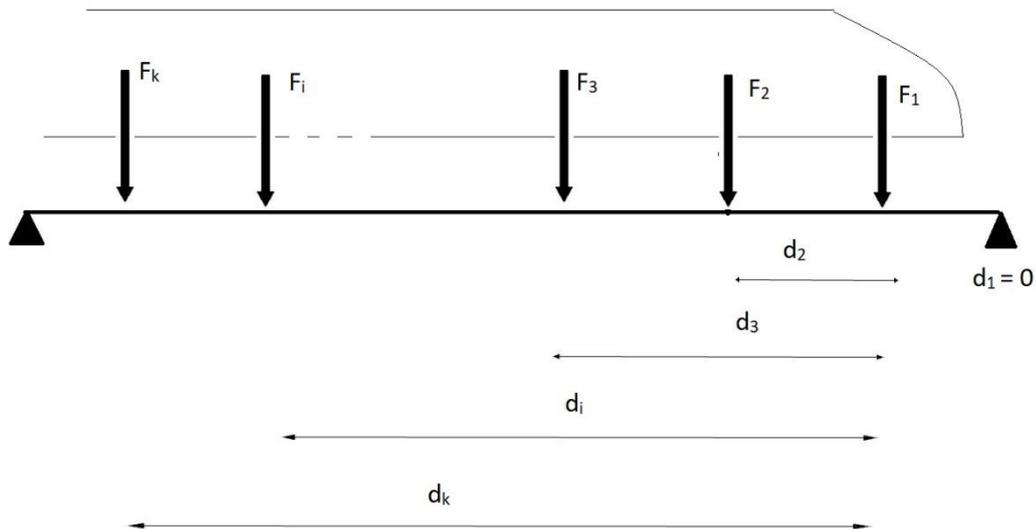


Ilustración 15. Tren de cargas sobre una viga isostática

Alternativamente a la expresión anterior, y sabiendo que el coeficiente de amortiguación puede expresarse como $C_i = 2\zeta_i \omega_i M_i$, obtenemos:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \sum_{k=1}^{n_F} \varphi_i(vt - d_k) \cdot \frac{F_k}{M_i} \quad (ec. 50)$$

En esta ecuación podemos apreciar como el término independiente que se encuentra a la derecha del signo de igualdad, tan sólo actuará para aquellos instantes en los que la carga F_k se encuentre encima del vano del puente. Después irá disminuyendo según su envolvente. Por tanto, podemos decir que:

$$\begin{cases} \varphi_i(vt - d_k) \neq 0 & \text{si } t \in \left[\frac{d_k}{v}, \frac{d_k + L}{v} \right] \\ \varphi_i(vt - d_k) = 0 & \text{si } t \notin \left[\frac{d_k}{v}, \frac{d_k + L}{v} \right] \end{cases} \quad (ec. 51)$$

Nuestro cálculo de esfuerzos se centrará en vigas isostáticas. Como hemos explicado antes, para este caso se puede considerar como significativo el uso de una única forma modal ($i=1$).

Además, si consideramos, para poder simplificar, que nuestro puente tiene una sección constante y una rigidez constante (EI y ρ no dependen de x ni t) podemos concluir que los parámetros anteriormente definidos, pueden redefinirse de la siguiente forma:

$$\varphi(vt) = \sin\left(\frac{\pi vt}{L}\right) \quad (ec. 52)$$

$$\varphi(x) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (ec. 53)$$

$$\omega = \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad (ec. 54)$$

$$M = \frac{\rho L}{2} \quad (ec. 55)$$

Para estudiar el desplazamiento en el centro del vano debemos caracterizar nuestra $x=L/2$. Cuando hacemos esto, como hemos visto en la ecuación 42, obtenemos:

$$u\left(\frac{L}{2}, t\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \quad (ec. 56)$$

Por tanto, resolviendo la EDO podemos llegar a la obtención del máximo desplazamiento en el centro del vano. El método de resolución de la EDO para una viga isostática con un tren de cargas se encuentra en el ANEJO D, y su expresión final es:

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \sin(\beta_3 t) + B \cos(\beta_3 t)] + \frac{a_0}{K} + \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t) \quad (ec. 57)$$

En esta expresión A, B, A_n, B_n y β₃ son constantes cuyos valores pueden verse en el ANEJO D.

Derivando nuestro desplazamiento en el centro del vano dos veces con respecto del tiempo, obtenemos la aceleración que experimentará nuestra estructura al paso de un tren de cargas.

$$\ddot{y}(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \sin(\beta_3 t) + B \cos(\beta_3 t)] + \frac{a_0}{K} + \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t) \quad (ec. 58)$$

$$\begin{aligned} \ddot{y}(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot \{ & \sin(\beta_3 t) \cdot [A \cdot (\zeta^2 \omega_0^2 - \beta_3^2) + B \cdot (2\zeta \omega_0 \beta_3)] \\ & + \cos(\beta_3 t) [-A \cdot (2\zeta \omega_0 \beta_3) + B \cdot (\zeta^2 \omega_0^2 - \beta_3^2)] \} \\ & - \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} (n\omega)^2 [A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t)] \quad (ec. 59) \end{aligned}$$

Paralelamente a lo desarrollado para una carga aislada, vamos a poner en práctica la funcionalidad de nuestra solución mediante un análisis comparativo con las soluciones que proporciona la IAPF para comprobar la robustez de nuestro modelo.

EJEMPLO NUMÉRICO

Trabajaremos con un tren ICE 2, cuya distribución de ejes y fuerzas se encuentra en el ANEJO E.

$$L = 15\text{m}$$

$$EI = 7694081 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$$

$$\zeta = 2\%$$

$$f_0 = 5 \text{ Hz}$$

$$\rho = 15000 \text{ kg/m}$$

La instrucción nos dice que el desplazamiento en el centro del vano debido al paso del tren ICE2 por un puente con las características descritas, es de 6,19 mm, que se produce en el instante 7,74 s para una velocidad de 160 km/h.

Según nuestro modelo y usando el algoritmo en MATLAB® descrito en el ANEJO A script 6, obtenemos la siguiente solución:

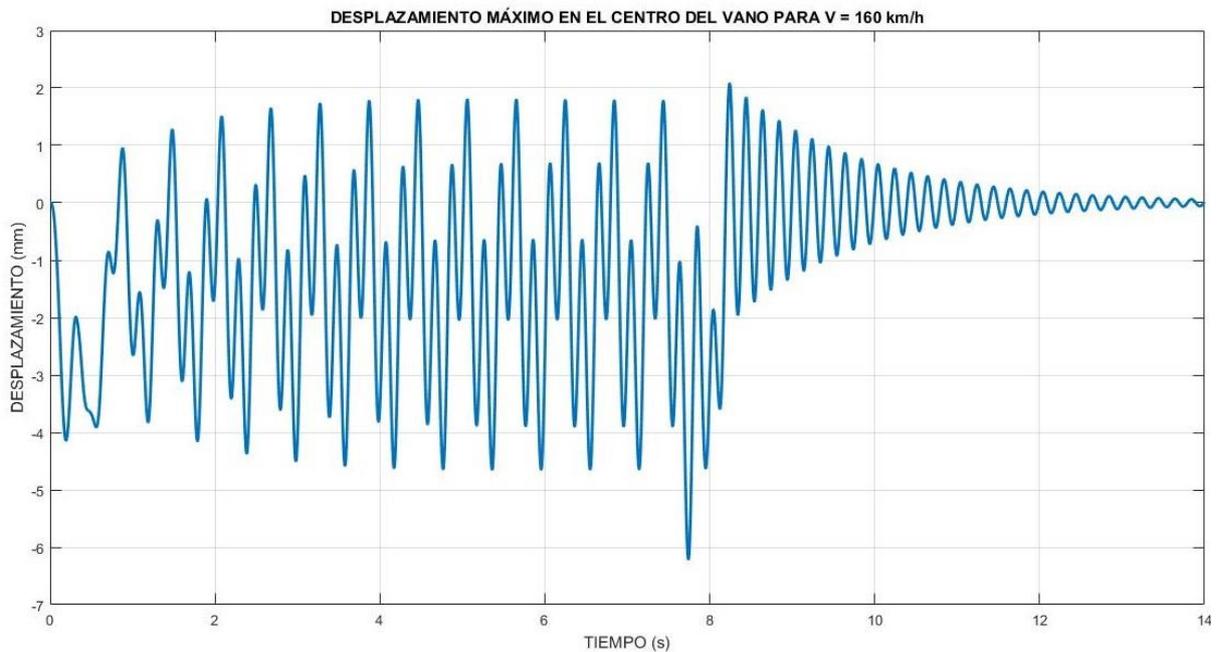


Ilustración 16. Desplazamiento máximo en el centro del vano para $V=160$ km/h en un tren ICE2

Nuestro desplazamiento máximo es de 6,2081 mm y se produce para el tiempo 7,7412 s.

Nuestro error, es 0,29% en el desplazamiento del vano y del 0,00% (por redondeo) en el tiempo en el que se produce, con lo que podemos afirmar que nuestro modelo es robusto.

Si realizamos un barrido de todas las posibles velocidades de circulación del tren ICE2 sobre un puente de dichas características, obtenemos los siguientes desplazamientos y las siguientes aceleraciones:

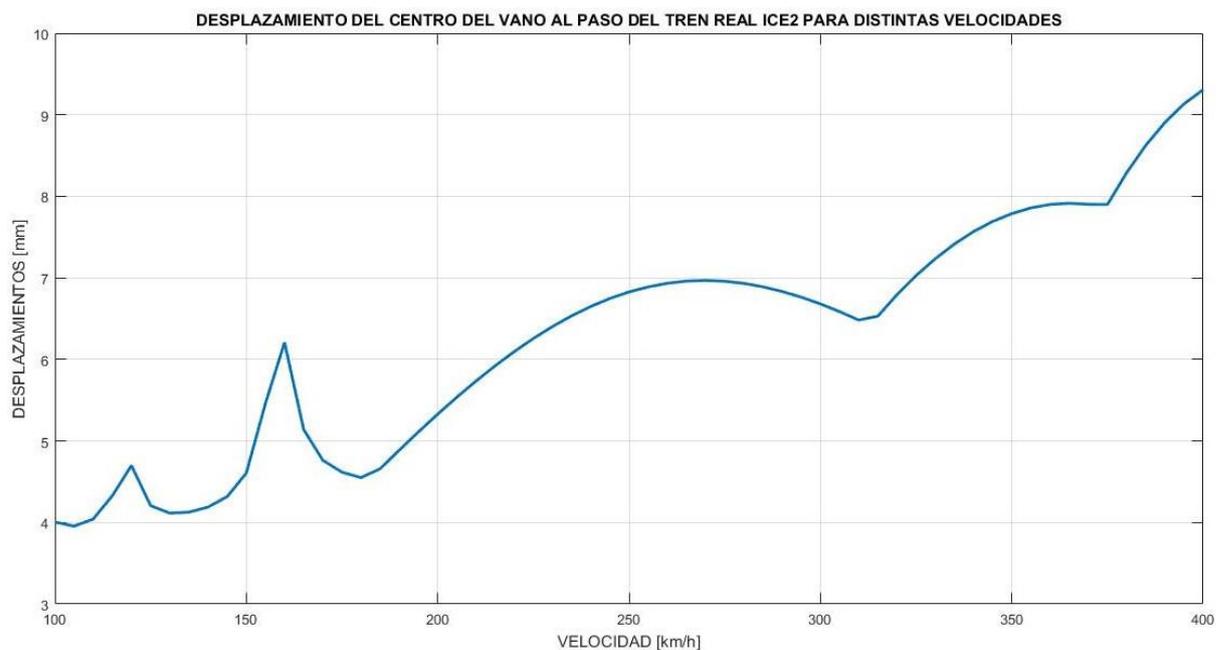


Ilustración 17. Desplazamiento del centro del vano al paso del tren real ICE2 para distintas velocidades.

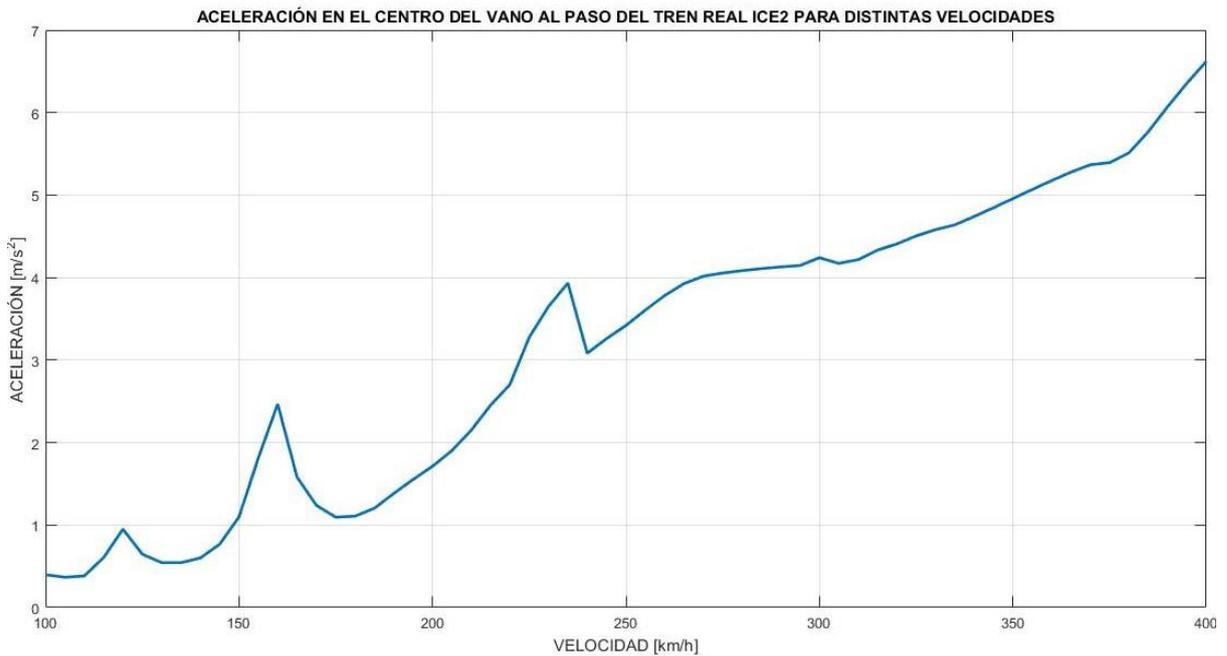


Ilustración 18. Aceleración en el centro del vano al paso del tren real ICE2 para distintas velocidades

En la ilustración 17 podemos apreciar como hay pequeños intervalos de velocidades en los que el desplazamiento máximo se produce para una velocidad inferior (debido al fenómeno de resonancia). No obstante, en líneas generales, las situaciones más críticas en cuanto a desplazamientos y aceleraciones del vano se producen cuanto mayor es la velocidad.

MÉTODO DE LA IMPRONTA DINÁMICA

Sin embargo, la IAPF nos propone una solución simplificada del modelo de interacción vehículo-estructura. Esta simplificación se puede ver en las siguientes ilustraciones. En la Ilustración 19 vemos un modelo completo de interacción, mientras que en la 20 vemos dos de los posibles modelos simplificados que dan lugar a la solución aproximada, propuesta por la IAPF llevada a cabo mediante la impronta dinámica del tren.

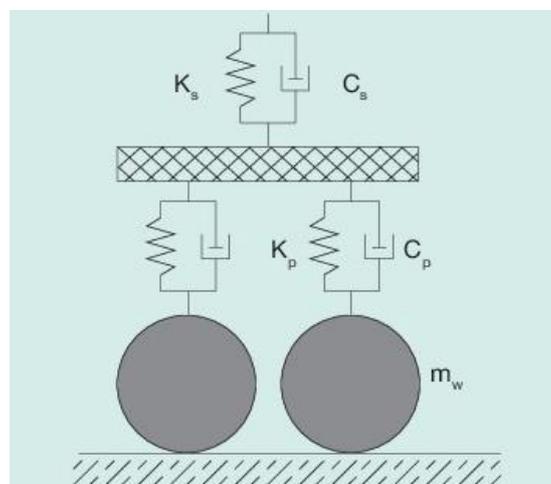


Ilustración 19. Modelo completo de interacción vehículo-estructura

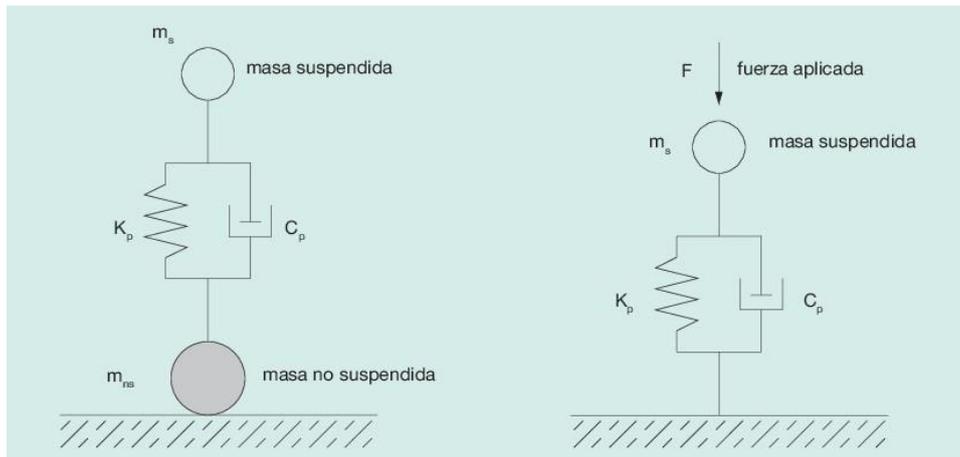


Ilustración 20. Modelos simplificados de interacción vehículo-estructura

Las ecuaciones que definen este modelo simplificado de interacción vehículo-estructura, están explicadas en el ANEJO D, a continuación de la solución analítica mientras que el algoritmo usado en MATLAB® está explicitado en el ANEJO A, SCRIPT 7.

Según este modelo, podemos aproximar el valor máximo de la aceleración (Γ) como el producto del inverso de la masa (C_t) por la línea de influencia dinámica ($A(K)$) por la impronta dinámica ($G(\lambda)$):

$$\Gamma = C_t \cdot A(K) \cdot G(\lambda) \quad (\text{ec. 60})$$

Aplicando las ecuaciones que describe este método, obtenemos los siguientes resultados en función del coeficiente de amortiguamiento.

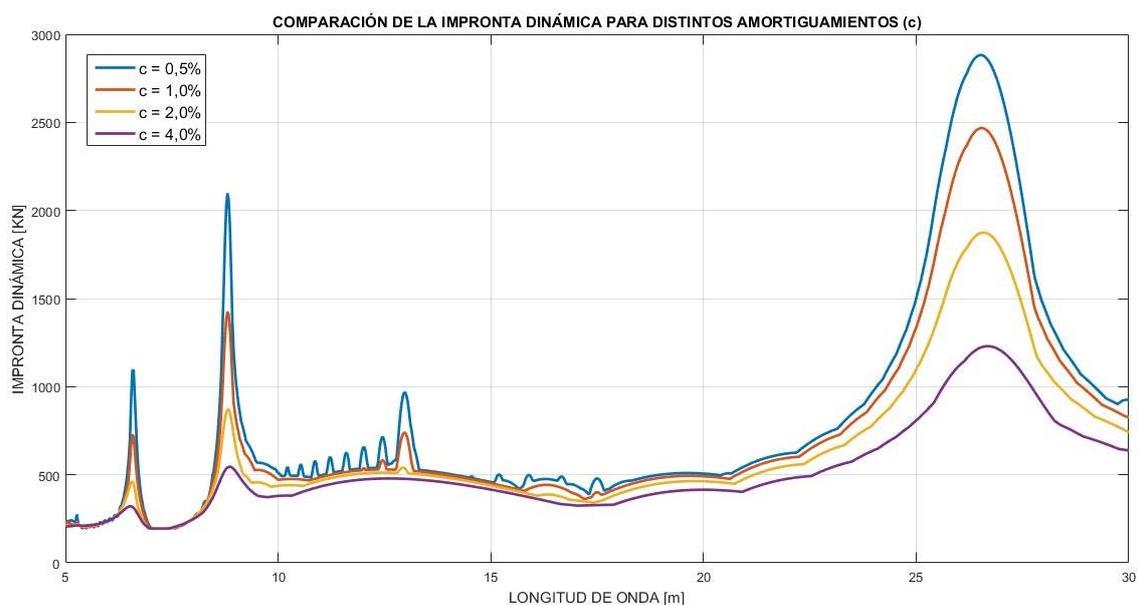


Ilustración 21. Impronta dinámica del tren real ICE2 según distintos valores del coeficiente de amortiguamiento

Si realizamos, ahora un gráfico que nos permita comparar las aceleraciones obtenidas mediante la solución analítica con las halladas gracias al método de la impronta dinámica:

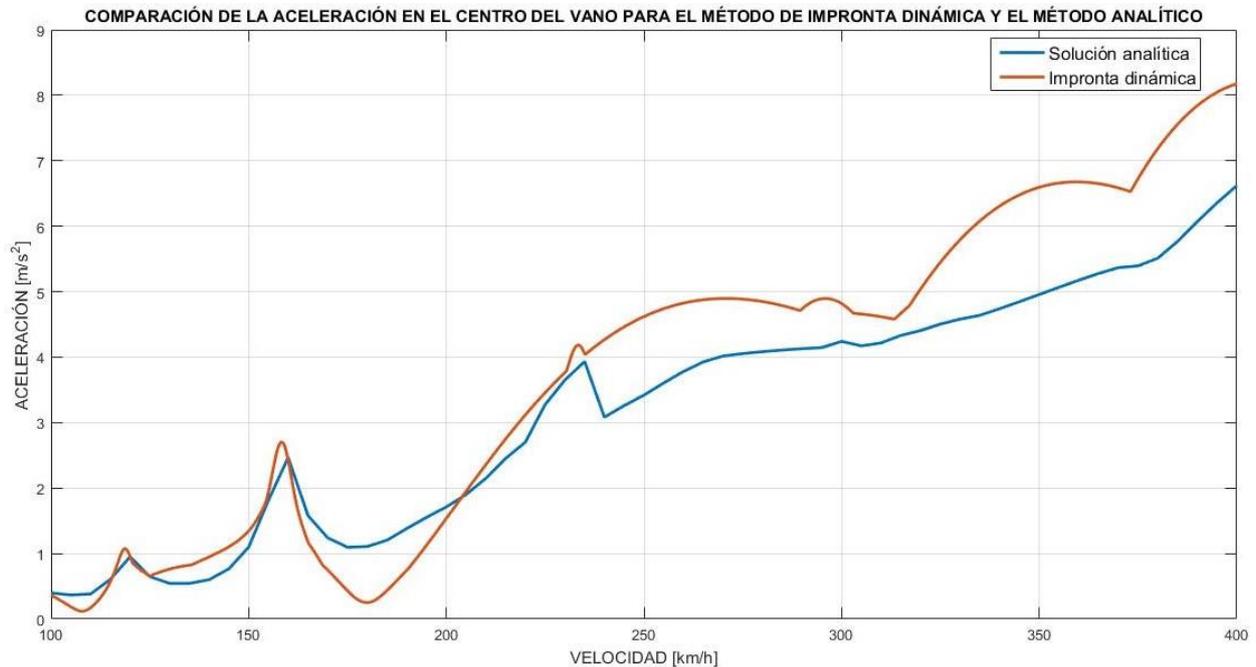


Ilustración 22. Comparación de la aceleración en el centro del vano para el método de impronta dinámica y el método analítico en función de la velocidad

Concluimos que el método de la impronta dinámico nos da un valor, aunque aproximado, con una precisión notablemente inferior a la que nos proporciona el método analítico. Debido a este hecho, a partir de ahora trabajaremos siempre usando el método analítico.

4.4.3.A.3 Cargas no ferroviarias

Las cargas no ferroviarias (cargas en aceras, paseos de servicio y zonas de tablero no afectadas de una forma directa por las cargas del tren), se modelizarán a partir de una carga repartida equivalente de $q_{rk}=5\text{KN/m}^2$.

Además, todos los elementos del tablero del puente deberán resistir una carga vertical puntual de 2KN.

4.4.3.A.4 Situaciones a tener en cuenta

- Las cargas verticales correspondientes a las del tren de cargas ferroviarias y a las no ferroviaria, deberemos considerarlas de una forma conjunta si ello produce una situación más desfavorable.

- En puentes con más de una vía, las sobrecargas debidas al tren de cargas ferroviarias se considerarán como máximo en dos vías ferroviarias, colocadas de tal forma que nos presente el caso más desfavorable.
- En puentes de más de dos vías, se calculará el estado simultáneo en 3 o más vías de 3 o más trenes a la vez, pero considerando tan sólo el 75% del valor de las cargas expuestas en el punto 4.4.3.A.1. Se considerará el caso más desfavorable entre el punto anterior y el presente.
- En vías que estén situadas sobre balasto, las cargas verticales puntuales que actúen sobre el carril, se repartirán a lo largo de tres traviesas consecutivas, asumiendo la traviesa central el 50% de la carga y sendas traviesas adyacentes un 25% cada una.
- La carga sobre las traviesas se podrá distribuir con una pendiente 4:1 a través del balasto.
- En vías sobre balasto o en otras susceptibles de ripado, deberemos permitir un desplazamiento lateral de 0,3 m a ambos lados.
- Deberemos tener en cuenta una posible distribución asimétrica de las cargas.

4.4.3.B Cargas horizontales debidas al tráfico

Los trenes que circulan sobre una vía en puente, no sólo transmiten cargas verticales como esfuerzos directos, sino que también transmiten cargas horizontales que se pueden estudiar según si estas son debidas a:

4.4.3.B.1 Frenado y arranque

Las fuerzas de frenado y arranque suponen una sollicitación notable para nuestra vía. Estas pueden ser consideradas cargas horizontales debido al hecho que son transmitidas de forma paralela a nuestra vía y repartidas de una forma uniforme a lo largo de su acción. Su aplicación se considerará sobre el nivel del plano medio de rodadura. La instrucción nos especifica los valores de carga que debemos tomar a la hora de calcular dichos esfuerzos:

$$Q_{l,k,frenado} = \alpha \cdot 20 \cdot L_{frenado} \quad \text{para } L \leq 300 \text{ m} \quad (\text{ec. 61})$$

$$Q_{l,k,arranque} = \alpha \cdot 33 \cdot L_{arranque} \quad \text{para } L \leq 30 \text{ m} \quad (\text{ec. 62})$$

Donde α es el coeficiente que hemos especificado en el apartado 4.4.3.A.1 que adquiriría los valores de 1,21 y 0,91 dependiendo si estamos en una vía de ancho ibérico o una vía métrica, respectivamente. L_i será la longitud (en m) sobre la cual se apliquen las cargas de frenado y

arranque, pero para considerar el caso más desfavorable, la consideraremos igual a la longitud del puente, siempre y cuando se cumplan también las condiciones anteriores. La carga que nos proporcionará, por tanto, esta relación vendrá dada en KN.

Para la correcta aplicación de la carga debemos cumplir las siguientes condiciones:

- Las cargas se situarán en la zona que produzca un efecto más desfavorable y su efecto será concomitante (actuarán simultáneamente pero su valor no será el mayor) con el tren de cargas (4.4.3.A.1).
- En caso de tener un puente con doble vía, consideraremos solamente la acción de la carga que produzca el efecto más desfavorable.

4.4.3.B.2 Fuerza centrífuga

Si se produjera el hecho que nuestro puente estuviera sosteniendo una vía en curva, en él aparecerían las fuerzas centrífugas que el tren aplicara sobre ella. En este caso específico, nuestras cargas vendrían definidas por las siguientes características:

- Fuerzas horizontales puntuales o uniformemente repartidas.
- Perpendiculares al eje de la vía.
- Aplicadas a una altura de 1,80 m sobre el plano medio de rodadura.

Las expresiones que nos proporcionarán el valor de dichas cargas serán:

$$Q_{tk} = \alpha \cdot \frac{Q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f \quad (\text{ec. 63})$$

$$q_{tk} = \alpha \cdot \frac{q_{v,k} \cdot v^2}{g \cdot r} \cdot f \quad (\text{ec. 64})$$

$$f = \begin{cases} 1 & \text{para } v \leq 120 \text{ km/h} \\ 1 - \left(\frac{v_1 - 120}{1000} \right) \cdot \left(\frac{814}{v} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) & \text{para } v \in (120,300] \text{ km/h} \\ 0,197 + 0,803 \cdot \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} & \text{para } v > 300 \text{ km/h} \end{cases} \quad (\text{ec. 65})$$

Donde los parámetros tienen el siguiente significado:

Q_{tk} : valor de la fuerza centrífuga para una carga puntual (kN).

q_{tk} : valor de la fuerza centrífuga para una carga uniformemente repartida (kN/m).

v: valor de la velocidad del tren (m/s).

g: valor de la aceleración de la gravedad (m/s²).

r: radio de la curva (m).

f: coeficiente reductor.

v₁: valor de la velocidad del tren (km/h).

L_r: Longitud de la vía cargada que produzca el efecto más desfavorable (m). En caso de tener discontinuidades y, por ende, cambios de signo en los esfuerzos, consideraremos el caso como si no existiesen dichas discontinuidades y cambios de signo y aplicaremos el caso más desfavorable.

Para la correcta aplicación de la carga debemos cumplir las siguientes condiciones:

- Consideraremos sólo la acción de esta fuerza, si resulta un caso más desfavorable. Su acción será concomitante con el tren de cargas (4.4.3.A.1).
- En caso de doble vía se estudiará el caso en una sola vía o en dos de forma simultánea y se considerará el caso más desfavorable. En caso de tener más de dos vías se considerará la simultaneidad del 75% del valor de la carga en las tres vías.

4.4.3.B.3 Efecto lazo

Para poder caracterizar de forma correcta el efecto lazo (movimiento oscilante del bogie debido a la conicidad de la rueda), consideraremos una carga puntual de valor:

$$Q_{sk} = \alpha \cdot 100 \quad (\text{ec. 66})$$

Dónde α es el coeficiente definido en 4.4.3.A.1, con las siguientes adaptaciones para el cálculo de las cargas debidas al efecto lazo:

- Si $\alpha < 1$, consideraremos $\alpha = 1$
- Si $v > 120 \text{ km/h}$, $\alpha \leq 1$

Para la correcta aplicación de la carga debemos cumplir las siguientes condiciones:

- Consideraremos su ubicación más desfavorable y su acción será concomitante con el tren de cargas (4.4.3.A.1).

- Para puentes con dos o más vías, tan sólo consideraremos la acción de las cargas producidas por el efecto lazo en aquella vía que nos proporcione un resultado más desfavorable.

4.4.3.B.4 *Combinación de las cargas horizontales*

En el cálculo de fuerzas horizontales, al igual que con cualquier otro tipo de cargas, nos interesa diseñar nuestro puente para los casos más desfavorables. En el caso concreto de las cargas horizontales, deberemos estudiar las siguientes combinaciones de cargas y trabajar con la más desfavorable en cada caso:

- Fuerza de frenado y arranque más fuerza de lazo.
- Fuerza centrífuga más fuerza de lazo.
- Fuerza de frenado y arranque más la mitad de la fuerza centrífuga más la fuerza de lazo.
- La mitad de la fuerza de frenado y arranque más la fuerza centrífuga más la fuerza de lazo.

4.4.3.C *Trenes de carga para la comprobación de la fatiga*

La gran mayoría de las estructuras ferroviarias se diseñan para una vida útil de 100 años. Los puentes como parte fundamental de ellas, siguen el mismo criterio.

Debemos, por tanto, garantizar el correcto comportamiento de los puentes frente a las cargas considerando la fatiga de los materiales de tal forma que la respuesta de nuestra estructura sea siempre igual o superior a las solicitaciones recibidas. Si este requisito se cumple en todo momento durante la vida útil de la estructura, podemos satisfacer las condiciones de estado límite último (evitar su colapso o fallo).

Para definir las cargas por fatiga, la IAPF-07 nos propone los siguientes procedimientos.

4.4.3.C.1 *Procedimiento del daño acumulado*

En este primer modelo, se define el tráfico real sobre la estructura mediante la combinación de distintos trenes de carga tipo. Deben ajustarse al tipo de tráfico con la mayor exactitud posible, es decir, considerar en cada tipo de estructura si nuestro tráfico va a ser normal, pesado o ligero (depende si el tráfico es de viajeros o de mercancías).

La IAPF-07 considera, para un tráfico nominal de $25 \cdot 10^6$ t/año·vía, 12 trenes tipo (especificados en el ANEJO F) con las siguientes combinaciones según el tipo de tráfico característico:

Tráfico normal

Para las combinaciones de tráfico normal con ejes de peso menor a 22,5 t (225kN) usaremos los siguientes trenes tipo con las siguientes características:

TREN TIPO	TRENES POR DÍA	MASA POR TREN [t]	TRÁFICO [10^6 t/año]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
TOTAL	67	-	24,95

Tabla 5. Características de los distintos tipos de trenes para tráfico normal.

Tráfico pesado

Para las combinaciones de tráfico pesado con ejes de 25 t (250kN) usaremos los siguientes trenes tipo con las siguientes características:

TREN TIPO	TRENES POR DÍA	MASA POR TREN [t]	TRÁFICO [10^6 t/año]
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
TOTAL	51	-	24,78

Tabla 6. Características de los distintos tipos de trenes para tráfico pesado.

Tráfico ligero

Para las combinaciones de tráfico ligero con ejes de peso menor a 22,5 t (225kN) usaremos los siguientes trenes tipo con las siguientes características:

TREN TIPO	TRENES POR DÍA	MASA POR TREN [t]	TRÁFICO [10^6 t/año]
1	10	663	2,40
2	5	530	1,00
5	2	2160	1,40
9	190	296	20,50
TOTAL	207	-	25,30

Tabla 7. Características de los distintos tipos de trenes para tráfico ligero.

En el caso de necesitar el uso de un coeficiente de impacto para el cálculo de la fatiga, no usaremos el coeficiente estudiado en el anterior apartado 4.4.3.A.2, por no adaptarse correctamente a dicho cálculo. En su lugar usaremos el coeficiente de impacto definido por la siguiente expresión:

$$\varphi_{red} = 1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\varphi' + \frac{1}{2} \varphi'' \right) \quad (ec. 67)$$

Donde,

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (ec. 68)$$

$$\varphi'' = 0,56 \cdot e^{-L_\varphi^2/100} \quad (ec. 69)$$

$$K = \begin{cases} \frac{V}{160} & \text{para } L_\varphi \leq 20 \text{ m y } K \leq 0,76 \\ \frac{V}{47,16 \cdot L_\varphi^{0,408}} & \text{para } L_\varphi > 20 \text{ m y } K \leq 0,76 \end{cases} \quad (ec. 70)$$

Con "V" siendo la velocidad del proyecto (m/s) y L_φ la longitud determinante (m).

4.4.3.C.2 Procedimiento simplificado

Este procedimiento consiste en usar como tren tipo el tren de cargas visto en el apartado 4.4.3.A.1, afectado con el correspondiente factor α y por el coeficiente de impacto definido en 4.4.3.A.2 (Φ). En aquellos puentes cuyo material estructural sea metálico, usaremos un coeficiente $\alpha=1$ en aquellas vías de ancho ibérico y ancho internacional.

4.4.3.C.3 Comprobaciones adicionales cuando se requiera cálculo dinámico

En el caso de tener la necesidad de desarrollar un cálculo dinámico de cargas (4.4.3.A.2), deberemos considerar las siguientes situaciones:

- Tendremos en cuenta, en el procedimiento de comprobación de la fatiga, las tensiones que sean producidas por oscilaciones libres debidas al impacto de los ejes del tren con velocidad de circulación superior a los 220 km/h y el efecto de las sobrecargas dinámicas debidas al fenómeno de resonancia y a sus ciclos adicionales.
- La fatiga que sufre el material de la estructura debido a su uso, es menor en trenes de alta velocidad que si consideramos los trenes tipo de carga para la comprobación de la fatiga multiplicado por el coeficiente de impacto. Por tanto, deberemos realizar un estudio dinámico específico, tan sólo en aquellos puentes cuya frecuencia propia de oscilación coincida o se asemeje a aquella frecuencia producida por la velocidad previsible de paso del tren sobre la estructura.

4.4.3.C.4 Situaciones a tener en cuenta

- En puentes con dos o más vías, se considerará el efecto de fatiga como máximo en dos vías de forma simultánea, de tal forma que esta cause el efecto más desfavorable.

4.4.3.D Acciones aerodinámicas producidas por el paso de los trenes

El paso de un tren a altas velocidades produce ondas que generan succión y presión y que afectan, por tanto, a la estabilidad del mismo muy especialmente en sus extremos. Otro de los efectos adversos que produce este fenómeno es un impacto brusco en los diferentes elementos estructurales y de la vía.

Debemos estudiar este fenómeno que depende fundamentalmente en la forma aerodinámica del tren, de la velocidad y de las cargas (magnitud y localización). Para ello, centraremos nuestro estudio en las zonas con mayor afectación, como son los 5 metros anteriores y posteriores a los extremos del ferrocarril, dividiendo cada una de las superficies a considerar para poder realizar así un seguimiento más exhaustivo.

4.4.3.D.1 Superficies verticales paralelas a la vía

La presión sobre esta superficie vendrá dada por la siguiente expresión:

$$q'_k = \pm k_1 k_2 q_{1k} \quad (\text{ec. 71})$$

Donde,

k_1 es un valor que depende de la forma aerodinámica del tren:

$$k_1 = \begin{cases} 1,00 & \text{para trenes poco aerodinámicos} \\ 0,85 & \text{para trenes con superficie lateral lisa} \\ 0,60 & \text{para trenes con forma aerodinámica} \end{cases}$$

k_2 es un valor que depende de la superficie:

$$k_2 = \begin{cases} 1,3 & \text{para superficies con } h \leq 1,00 \text{ m y longitud } \leq 2,50 \text{ m} \\ 1,0 & \text{en cualquier otro caso} \end{cases}$$

$$q_{1k} = \left[\frac{2,5}{(a_g + 0,25)^2} + 0,02 \right] \cdot \frac{v^2}{1600} \quad (\text{ec. 72})$$

Donde q_{1k} viene dado en KN, “v” es la velocidad del tren (m/s) y a_g es la distancia del eje de la vía a la superficie (m) cuyo valor debe ser mayor o igual a 2,3 m para poder aplicar la ecuación. En caso contrario, se debe realizar un estudio específico.

En ningún caso la altura cargada superará los 5 m.

4.4.3.D.2 Superficies horizontales situadas encima de la vía

En este caso, el valor de la presión tomará la siguiente forma:

$$q'_k = \pm k_1 q_{2k} \quad (\text{ec. 73})$$

Donde k_1 toma el mismo valor que en 4.4.3.D.1 y q_{2k} :

$$q_{2k} = \left[\frac{2}{(h_g - 3,1)^2} + 0,015 \right] \cdot \frac{v^2}{1600} \quad (\text{ec. 74})$$

q_{2k} viene dado en KN, “v” es la velocidad del tren (m/s) y h_g es la altura respecto al plano medio de rodadura.

La anchura máxima cargada será de 10 metros a banda y banda del eje de la vía. Si la anchura es menor o igual a 1,50 m se reducirá la presión un 25%. En cuanto al tráfico por vía múltiple, será considerada la circulación por dos vías, como máximo, con el sentido de cada tren que resulte más desfavorable.

4.4.3.D.3 Superficies horizontales situadas sobre los laterales de la vía

Si tenemos una anchura mínima de 4 m encima de la superficie horizontal situada sobre los laterales de la vía, la presión vendrá dada por:

$$q'_k = \pm k_3 q_{3k} \quad (\text{ec. 75})$$

$$k_3 = \begin{cases} 1,00 & h_g \leq 3,8m \\ \frac{7,5 - h_g}{3,7} & 3,8m < h_g < 7,5m \\ 0,00 & h_g \geq 7,5m \end{cases} \quad (\text{ec. 76})$$

$$q_{3k} = \left[\frac{1,5}{(a_g + 0,25)^2} + 0,015 \right] \cdot \frac{v^2}{1600} \quad (\text{ec. 77})$$

Donde q_{3k} viene dado en KN, “v” es la velocidad del tren (m/s), h_g es la altura respecto al plano medio de rodadura y a_g es la distancia del eje de la vía al punto de la superficie considerado (m) cuyo valor debe ser mayor o igual a 2,0 m para poder aplicar la ecuación. En caso contrario, se debe realizar un estudio específico.

Si existen vías a los dos lados de la superficie se considerará la suma de la acción de ambas al paso de un tren.

4.4.3.D.4 Superficies múltiples paralelas a la vía

En este caso, la presión viene dada por la expresión:

$$q'_k = \pm k_1 k_2 q_{1k} \quad (\text{ec. 78})$$

Donde k_1 y k_2 son los coeficientes definidos en 4.4.3.D.1 y q_{1k} :

$$(a_g)_{eq} = 0,6(a_g)_{min} + 0,4(a_g)_{max} \quad (\text{ec. 79})$$

Siendo $(a_g)_{min}$ y $(a_g)_{max}$ los parámetros que se pueden ver en la siguiente ilustración, con $(a_g)_{max} \leq 6,3 \text{ m}$

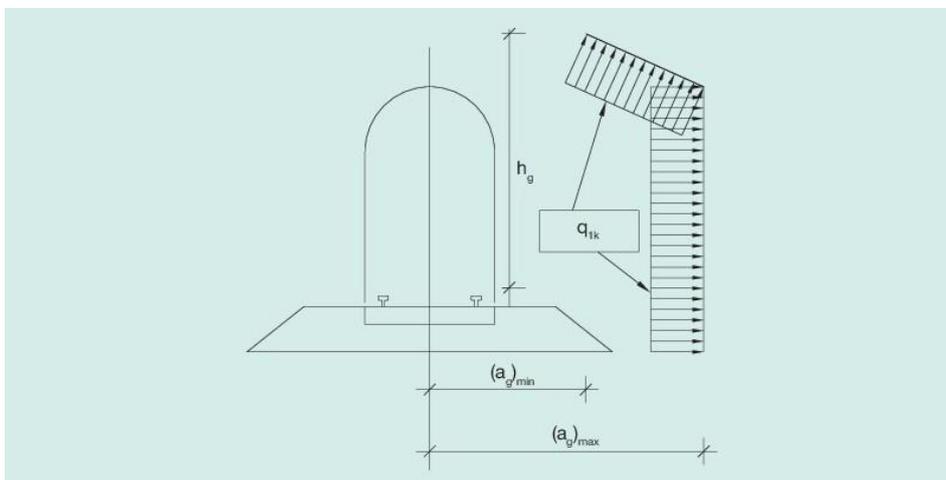


Ilustración 23. Definición de distancias mínimas y máximas para superficies múltiples paralelas a la vía.

4.4.3.D.5 Superficies que envuelvan totalmente las vías

En este caso, y siempre que la longitud sea superior a 20 m, la presión sobre las superficies verticales (q'_{kV}) y sobre las horizontales (q'_{kH}), será:

$$q'_{kV} = \pm k_4 q_{1k} \quad (\text{ec. 80})$$

$$q'_{kH} = \pm k_5 q_{2k} \quad (\text{ec. 81})$$

$$k_4 = 2,0$$

$$k_5 = \begin{cases} 2,5 & \text{si es sólo una vía} \\ 3,5 & \text{si hay más de una vía} \end{cases}$$

q_{1k} es el definido en 4.4.3.D.1 y q_{2k} es el definido en 4.4.3.D.2.

4.4.3.E Sobrecarga en terraplenes

Para calcular el posible empuje que ejerza el terreno sobre nuestras estructuras, se podrá asimilar dicha fuerza a una carga uniformemente distribuida sobre la coronación del terraplén de valor 30α (KN/m²), siempre que la distancia entre el eje de la vía y la estructura sea menor o igual que la mitad de su altura. En ese caso, usaremos un coeficiente $\alpha=1,21$ para vías de ancho ibérico y $\alpha=0,91$ en vías de ancho métrico.

Consideraremos también las cargas puntuales definidas en 4.4.3.A.1.

4.4.3.F Acciones locales sobre el tablero

Consideramos acciones locales sobre el tablero todas aquellas cuyo carácter sea local, es decir barandillas, postes de catenaria, anclajes, etc.

En el caso concreto de las barandillas consideraremos una fuerza horizontal y perpendicular a ellas de una magnitud de 1,5 kN/m y que tendrá su línea de aplicación sobre su borde superior y a una altura inferior o igual a 1,5 m.

Para los postes de catenaria consideraremos que en su base actuarán tres tipos de esfuerzos:

- Momento flector de 100 kNm paralelo al eje de la vía.
- Fuerza vertical de 50kN (ascendente o descendente).
- Fuerza horizontal de 15 kN en un eje perpendicular a la vía en ambos sentidos.

4.4.3.G Viento

Los efectos producidos por la acción del viento serán considerados como una carga estática equivalente, excepto en casos específicos en los que el viento pueda generar fenómenos vibratorios importantes. Los casos especiales a considerar serán:

- Puentes con luz de vano superior a 200 metros.
- Puentes colgantes.
- Puentes atirantados.
- Pilas esbeltas con altura mayor a 100 metros.

En dichos casos, deberemos considerar los efectos aeroelásticos que serán descritos en el punto 4.4.3.G.9.

En el caso común de no tener ninguna estructura de dichas características, debemos tener en cuenta los siguientes parámetros para poder calcular la carga estática equivalente.

4.4.3.G.1 Velocidad de referencia (V_{ref})

Podemos definir la velocidad de referencia del viento como la velocidad media en las siguientes condiciones:

- Medida en un periodo de diez minutos.
- En una zona plana y desprotegida.
- En un entorno tipo II (zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados con separaciones mayores a 20 veces la altura de los obstáculos).
- En una altura de diez metros.
- Para un periodo de retorno de 50 años.

Su valor vendrá dado, a no ser que tengamos datos más precisos, por la siguiente ilustración:



Ilustración 24. Velocidad de referencia del viento en las distintas zonas de España.

4.4.3.G.2 Velocidad de cálculo (V_c)

La velocidad de cálculo viene dada al considerar la velocidad máxima que puede adquirir el viento en el periodo de retorno a considerar. Su valor se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_c = C_t C_r C_z C_g v_{ref} \quad (ec. 82)$$

Donde,

V_c es la velocidad de cálculo (m/s)

v_{ref} es la velocidad de referencia (m/s)

C_t , C_r , C_z , C_g son los factores de topografía, riesgo, altura y ráfaga, respectivamente.

La obtención de cada una de las constantes se hará de la siguiente forma:

- El factor de riesgo (C_t), tomará los siguientes valores:
 - 1,0 en el caso general.
 - 1,1 en valles con riesgo de encauzamiento del viento sobre el puente.
 - Un valor a determinar en un estudio específico si existen obstáculos naturales susceptibles de perturbar el flujo del viento notablemente.
- El factor de riesgo (C_r) que viene dado por:

$$C_r = \sqrt{0,562 \cdot \left\{ 1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\}} \quad (ec. 83)$$

Siendo T el periodo de retorno (años), que será de 100 años en caso de estructuras persistentes y de 4 años en estructuras transitorias, si no se tiene datos con una mayor precisión.

- El factor de altura (C_z) se define con la siguiente expresión:

$$C_z = k_z \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{para } z \geq z_{min} \quad (ec. 84)$$

$$C_z = k_z \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) \quad \text{para } z < z_{min} \quad (ec. 85)$$

Donde “z”, es la altura del punto de aplicación del empuje del viento (m), “ k_z ” es el factor del terreno, “ z_0 ” es la longitud de la rugosidad (m) y “ z_{min} ” es la altura mínima (m). Estos tres últimos vienen definidos, a su vez dependiendo de su tipo de entorno:

Tipo 0: Mar o zona costera expuesta al mar abierto.

Tipo I: Lagos o áreas planas y horizontales sin vegetación ni obstáculos.

Tipo II: Zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados con separaciones mayores a 20 veces la altura de los obstáculos.

Tipo III: Zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos con una separación menor a 20 veces la altura del obstáculo.

Tipo IV: Zona urbana, con >15% de superficie edificada y una altura media superior a 15 m.

TIPO DE ENTORNO	K_z	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	α
0	0,16	0,003	1	0,38
I	0,17	0,01	1	0,44
II	0,19	0,05	2	0,52
III	0,22	0,30	5	0,61
IV	0,23	1,00	10	0,67

Tabla 8. Valores de los coeficientes k_z , z_0 , z_{min} , α según el tipo de entorno.

El factor de ráfaga (C_g) se define con la siguiente expresión:

$$C_g = \sqrt{1 + \frac{7k_z}{C_z C_t}} \quad (ec. 86)$$

En casos especiales (como los mencionados anteriormente en el punto 4.4.3.F) se deberá realizar un estudio más detallado que nos proporcione un valor más preciso.

4.4.3.G.3 Empuje del viento

Una de las cargas más representativas que recibirán todos los elementos estructurales y no estructurales es la debida al empuje del viento. Es por este motivo, que es necesario la realización de un estudio individualizado de cada elemento del puente. Se deben tener en cuenta dos factores fundamentales El primero es la simultaneidad de acciones sobre un elemento actuando juntamente con el viento (ie, nieve, cargas debidas al paso del tren, lluvia, etc.). El segundo es el cambio de algunos elementos debido, sobre todo, a situaciones transitorias de construcción. Considerando ambos aspectos, podemos definir el empuje del viento (F_{Fk} , en N) como:

$$F_{Hk} = C_d A \left(\frac{\rho V_c^2}{2} \right) \quad (ec. 87)$$

Siendo A el área expuesta al viento (m^2), ρ es la masa específica del aire ($1,25 \text{ kg/m}^3$), V_c^2 es la velocidad de cálculo del viento (m/s) y C_d es el coeficiente de arrastre definido según la forma del elemento a considerar y viene dado por:

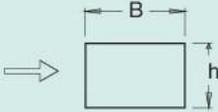
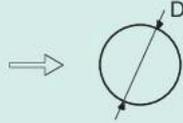
	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,25$	0,33	0,50	0,67	1,00	1,50	2,00	3,00	$\geq 4,00$
	C_d		2,1	2,2	2,2	2,2	2,0	1,7	1,4	1,2
										
	SECCIÓN CIRCULAR CON SUPERFICIE LISA Y TAL QUE $DV_c > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $C_d = 0,7$					SECCIÓN CIRCULAR CON SUPERFICIE RUGOSA, O LISA TAL QUE $DV_c < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $C_d = 1,2$				
										

Ilustración 25. Valores del coeficiente de arrastre C_d , para diferentes tipos de secciones.

Para ver con una mayor exactitud, los posibles valores de los parámetros, entraremos a definir las distintas acciones causadas por el viento.

El empuje se aplicará sobre el centro de gravedad y considerando una altura de 4 m para aquellas vías de ancho ibérico y de 3,7 m para aquellas con ancho métrico. En aceras, la altura a considerar es 1,25 m.

Para cualquier elemento cuya exposición a la acción del viento no sea directa, se le deberá aplicar un coeficiente de ocultamiento η que viene dado por:

ESPACIAMIENTO RELATIVO (S_r)	RELACIÓN DE SOLIDEZ (λ)					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 9. Valor del coeficiente de ocultamiento η .

Donde,

$$\lambda = \frac{A_n}{A_{tot}} \quad (\text{ec. 88})$$

$$s_r = \frac{s}{h_p} \quad (\text{ec. 89})$$

Siendo A_n el área neta (contando huecos), A_{tot} el área bruta (como si fuera un elemento totalmente macizo), s la distancia horizontal entre elementos en un plano perpendicular a la acción del viento y h_p la altura ocultada por el elemento.

Otros dos aspectos a tener en cuenta en el cálculo son:

- Si el viento actúa simultáneamente con las sobrecargas de uso, la presión se reducirá en un 50%.
- Debemos comprobar la combinación de la acción del viento con la sobrecarga vertical debida a un tren sin carga de 10α KN/m con su efecto lazo y fuerza centrífuga correspondiente. A es el valor definido en 4.4.3.A.1.

4.4.3.G.4 Dirección del viento

Debemos considerar las direcciones longitudinal y transversal del viento con respecto de nuestros elementos estructurales, con el sentido más desfavorable. Si la dirección del viento se prevé oblicua a la estructura o resulta esta la dirección más desfavorable para nuestra estructura, deberá realizarse un estudio específico del mismo.

4.4.3.G.5 Empuje del viento sobre tableros

4.4.3.G.5.1 Viento transversal: Empuje horizontal

Para aquellos tableros de alma llena, podemos calcular el empuje con la ecuación 87, definiendo el coeficiente de arrastre como:

$$C_D = 2,5 - 0,3 \frac{B}{h}, \quad C_D \in [1,3 ; 2,4] \quad (\text{ec. 90})$$

Siendo B la anchura del tablero y h su canto.

No obstante, se realizarán las pertinentes correcciones sobre el coeficiente o sobre el área a considerar, en los siguientes casos:

- Si un de las caras expuestas al viento esta inclinada en sentido favorable a la circulación del viento, podemos reducir C_D un 5‰ por cada grado de inclinación con una reducción máxima del 30%. Si las caras expuestas tienen distinta inclinación, la reducción total será la media ponderada de cada una de las reducciones parciales.
- Para el cálculo del área debemos tener en cuenta que, si tenemos dos tableros separados, y esta es mayor que el canto del menor de ellos, se considerarán tableros independientes para la realización del cálculo del empuje. Si, por el contrario, la separación es menor, se considerará un sólo tablero para el cálculo. Será necesario el empuje sobre el tablero de sotavento para que la resultante sea la correspondiente al considerado tablero único con canto igual al canto mayor de ambos.

Para aquellos tableros soportados por vigas de celosía, podemos calcular el empuje con la ecuación 87, definiendo el coeficiente de arrastre como:

$$C_D = \begin{cases} 1,8 & \text{para perfiles con caras planas} \\ 1,2 & \text{para cilindros lisos de diametro } D, \text{ con } DV_c < 6 \text{ m}^2/\text{s} \\ 0,7 & \text{para cilindros lisos de diametro } D, \text{ con } DV_c > 6 \text{ m}^2/\text{s} \end{cases} \quad (\text{ec. 91})$$

4.4.3.G.5.2 Viento transversal: Empuje vertical

El empuje vertical (F_{Vk} , en N) en el sentido más desfavorable vendrá dado por la expresión:

$$F_{Vk} = 0,5A' \left(\frac{\rho V_c^2}{2} \right) \quad (ec. 92)$$

Donde A' es el área en planta del tablero (m^2) y los demás valores son los definidos en 4.4.3.F.3

4.4.3.G.5.3 Viento transversal: Momento de vuelco

A falta de datos más específicos, supondremos que el empuje horizontal esta aplicado:

- En tableros de alma llena, será el 60% de la altura del primer frente máximo.
- En tableros de celosía, será la altura ponderada de las alturas de los centros de gravedad de las distintas áreas que compongan el primer frente máximo.

A falta de datos más específicos, supondremos que el empuje vertical está aplicado a una distancia del borde del barlovento igual al 25% de la anchura del tablero.

4.4.3.G.5.4 Viento longitudinal

Tomará un valor del 25% del empuje horizontal producido por el viento transversal, en elementos sólidos. El empuje longitudinal no podrá ser reducido.

Tomará un valor de 50% del empuje horizontal producido por el viento transversal para elementos que presenten huecos en su perfil.

Una vez calculado dicho empuje, será multiplicado por un coeficiente reductor (C):

$$C = 1 - \left(1 - \frac{1}{C_g^2} \right) \cdot \phi \left(\frac{L}{L_u} \right) \quad (ec. 93)$$

$$\phi \left(\frac{L}{L_u} \right) = 0,23 + 0,182 \cdot \ln \left(\frac{L}{L_u} \right), \quad \phi \left(\frac{L}{L_u} \right) \in [0,1] \quad (ec. 94)$$

$$L_u = \begin{cases} 300 \cdot \left(\frac{z_{min}}{200} \right)^\alpha & \text{para } z < z_{min} \\ 300 \cdot \left(\frac{z}{200} \right)^\alpha & \text{para } z_{min} \leq z \leq 200 \\ 300 & \text{para } z > 200 \end{cases} \quad (ec. 95)$$

Donde C_g es el factor de ráfaga (ec.86), L es la longitud sobre la que actúa el empuje (m), L_u es la longitud integral de turbulencia (m), z es la altura del punto de aplicación del empuje y z_{min} y α son los coeficientes definidos en la tabla 8.

4.4.3.G.6 Empuje del viento sobre pilas

Su valor dependerá del área y del coeficiente de arrastre definido en la ilustración 25 (h, B). En aquellas pilas con sección rectangular, cuyas aristas hayan sido redondeadas con acuerdos de radio (r) podremos reducir el coeficiente de arrastre multiplicando por el coeficiente (C').

$$C' = \max \left\{ 1 - 1,5 \frac{r}{h}, 0,5 \right\} \quad (\text{ec. 96})$$

Debemos tener en cuenta los siguientes casos:

- Para aquellas secciones de pila no incluidas en la ilustración 25, se adoptará un valor de $C_D=2,2$ para secciones sin superficies cóncavas y un valor que vendrá dado por la experiencia o ensayos en los demás casos.
- Las pilas de sección variable, deberán ser tramificadas de tal forma que podamos asignar un valor del coeficiente de arrastre, de área y de velocidad de cálculo a cada una de ellas.
- Si no se puede despreciar la torsión por viento, deberemos considerar una excentricidad respecto del eje.

4.4.3.G.7 Empuje del viento sobre otros elementos del puente

Sobre barreras de seguridad y barandillas permeables se calculará mediante el área sólida y el coeficiente de arrastre correspondiente. En caso de no estar este último, especificado en la ilustración 25, se le asignará un valor de 2,2.

Sobre otros elementos no estructurales, su valor de C_D , también vendrá dado por la ilustración 25, pero en ningún caso se podrán despreciar elementos por apantallamiento.

4.4.3.G.8 Casos específicos de tableros y pilas

Para aquellos tableros con una longitud inferior a 40 m y aquellas pilas con altura inferior a 20 m, consideraremos sólo los efectos por viento transversal con $C_t=1$, $C_r=1,04$ y los valores de empuje unitario $\left(\frac{F_{HK}}{A}\right)$ y C_D :

$$C_D = \begin{cases} 1,8 & \text{en tableros} \\ 2,2 & \text{en pilas} \end{cases} \quad (\text{ec. 97})$$

ENTORNO (tabla 8)	$\frac{F_{Hk}}{A}$ en tableros $\left[\frac{KN}{m^2}\right]$				$\frac{F_{Hk}}{A}$ en pilas $\left[\frac{KN}{m^2}\right]$			
	$V_{ref} = 24 \text{ m/s}$		$V_{ref} = 28 \text{ m/s}$		$V_{ref} = 24 \text{ m/s}$		$V_{ref} = 28 \text{ m/s}$	
	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$
0	2,20	2,50	2,99	3,40	2,69	3,05	3,66	4,08
I	1,95	2,25	2,65	3,06	2,38	2,75	3,24	3,74
II	1,65	1,97	2,24	2,68	2,02	2,41	2,74	3,28
III	1,25	1,60	1,70	2,17	1,53	1,95	2,08	2,65
IV	0,79	1,11	1,08	1,51	0,97	1,36	1,32	1,85

Tabla 10. Valor de empuje unitario para tableros y pilas para distintas alturas.

Para valores intermedios se interpolarán los valores de forma lineal.

El punto de aplicación y en caso de aparición de sobrecargas de uso, se deben seguir las pautas marcadas en 4.4.3.F.3

4.4.3.G.9 Efectos aeroelásticos

No se tendrán en cuenta los efectos vibratorios (remolinos o galope) en puentes de luz inferior a 200 m y con luz efectiva (distancia entre puntos de momento nulo bajo la acción del peso propio) menor a 30 veces el canto.

En cuanto a seguridad frente a flameo o divergencia torsional, no deberán comprobarse aquellos puentes que cumplan:

- $L < 200 \text{ m}$
- $f_r > \frac{50}{\sqrt{m}}$
- $\frac{1,5f_r}{V_c} \cdot \sqrt{\frac{mr}{\rho B}} \geq 1$

Siendo f_r la frecuencia fundamental de torsión (Hz), m la masa por unidad de longitud del puente (Kg/m), r el radio de giro másico (m), B la anchura del tablero (m), ρ la masa específica del aire (1,25 kg/m³) y V_c la velocidad de cálculo (m/s).

Siendo

$$f_r \approx \frac{1}{\sqrt{32\theta}} \quad (\text{ec. 98})$$

Siendo θ el giro máximo del tablero por un momento torsor uniformemente distribuido en el sentido del giro de torsión del modo de vibración esperado de valor el momento de inercia másico polar.

4.4.3.H Nieve

La nieve es un factor muy importante en ciertas zonas de España donde, en invierno, son comunes las acumulaciones de alturas notables de la misma.

La sobrecarga que genera este fenómeno temporal, tan sólo se tendrá en consideración en aquellas zonas del tablero donde no se produzca un tráfico ferroviario y, por ende, donde se va a acumular una mayor cantidad de nieve.

Para poder prever la cantidad de nieve a considerar, se utilizará aquella sobrecarga máxima causada por una nevada con probabilidad inferior al 2% de ser superada en cada año. Dicho de otra forma, se estudiará la sobrecarga debida a una nevada con un periodo de retorno de 50 años. Para poder tener una cierta fiabilidad, debemos tener una base de datos de precipitaciones en forma de nieve de al menos 25 años.

Las dificultades en ciertos puntos de tener una base de datos que nos registre las precipitaciones de los últimos 25 años son reales. En dicho caso, se usarán las estimaciones que se exponen a continuación.

No obstante, aquellas zonas de viento o nieve extremos o aquellas situadas en altitudes que superen los 2000 metros, no se podrá realizar la estimación que se caracteriza a continuación. Se deberá realizar un estudio más detallado.

4.4.3.H.1 Sobrecarga de nieve sobre tableros

La sobrecarga que generará la nieve sobre las zonas del tablero con ausencia de tráfico ferroviario vendrá dada por:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k \quad (\text{ec. 99})$$

Donde s_k es la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal (kN/m), que viene dada según su zona y altitud, de la siguiente forma.

ALTITUD [m]	ZONA I s_k [Kn/m]	ZONA II s_k [Kn/m]	ZONA III s_k [Kn/m]	ZONA IV s_k [Kn/m]
2000	7,4	6,2	4,8	4,8
1900	6,3	5,6	4,1	4,1
1800	5,3	5,0	3,5	3,5
1700	4,5	4,5	3,0	3,0
1600	3,8	4,0	2,6	2,6
1500	3,2	3,6	2,2	2,2
1400	2,2	2,6	1,6	1,6
1300	1,9	2,4	1,4	1,4
1200	1,8	2,1	1,2	1,2
1100	1,6	1,9	1,0	1,0
1000	1,1	1,7	0,9	0,9
900	0,7	1,1	0,6	0,4
800	0,6	1,0	0,5	0,4
700	0,5	0,7	0,4	0,4
600	0,4	0,6	0,4	0,4
500	0,4	0,6	0,4	0,4
400	0,4	0,5	0,4	0,4
0-200	0,4	0,4	0,4	0,4

Tabla 11. Valor de la sobrecarga de nieve s_k (kN/m) en un terreno horizontal según la zona de España.



Ilustración 26. Mapa de España con división mediante zonas climáticas para hallar la sobrecarga de nieve.

En caso de tener elementos de contención del tablero, y debido a que estos facilitan la acumulación de la nieve, consideraremos que toda la zona del tablero sin tráfico ferroviario estará completamente cubierta de nieve hasta una altura igual a la del elemento de contención.

4.4.3.H.2 *Peso específico de la nieve*

Al igual que sucedía con la sobrecarga, el peso específico de la nieve no es constante, sino que depende de diversos factores como son:

- Tiempo transcurrido desde la nevada.
- Zona geográfica.
- Altitud

En la siguiente tabla, podemos ver que valores adopta el peso específico de la nieve según estos criterios:

ALTITUD, H [m]	PESO ESPECÍFICO, γ [kN/m ³]
H € [1500 , 2000]	3,3
H € (1500 , 1000]	2,7
H € (1000 , 800]	2,0
H € [0 , 800)	1,5

Tabla 12. Valor del peso específico medio (kN/m³) de la nieve dependiendo de su altitud.

4.4.3.I Acciones térmicas

Consideraremos las acciones térmicas debidas a dos fenómenos principalmente:

- Variación uniforme de la temperatura en la zona de estudio.
- Gradiente térmico de la sección transversal por las variaciones diarias de temperatura y radiación solar en la zona de estudio.

Deberemos considerar los coeficientes de dilatación térmica correspondientes a cada material.

4.4.3.I.1 *Elementos de hormigón o metálicos*

4.4.3.I.1.1 *Variación uniforme anual de la temperatura del tablero*

El valor de la variación (ΔT) para tableros de hormigón o metálicos, con o sin balasto, vendrá dado por:

$$\Delta T = Kz^a h^b s^c \quad (\text{ec. 100})$$

Donde,

z es el número correspondiente al número romano que designa la zona climática en la Tabla 13 y en la ilustración 26.

h es el canto del tablero (m) que vendrá delimitado por unos valores mínimos y máximos explicitados en la Tabla 14.

s es la separación entre ejes de vigas (m). En tableros de hormigón $s \in [1,5 ; 3,5]m$ y $s=1m$ para los demás casos.

k, a, b, c son constantes definidas en la Tabla 14.



Ilustración 27. Mapa de zonas climáticas para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero.

REGIÓN GEOGRÁFICA	ZONA
Litoral Cantábrico y Gallego, zona Pirenaica y Canarias	I
Prelitoral norte Cantábrico y Gallego	II
Litoral Mediterráneo y Atlántico sur, Baleares, Ceuta y Melilla	III
Centro septentrional, meseta norte y Depresión del Ebro	IV
Centro meridional y sur	V

Tabla 13. Tabla de zonas climáticas para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero.

TIPOLOGÍA DEL TABLERO	K	a	b	c	h _{min} (m)	h _{max} (m)
Losa maciza de hormigón	23,89	0,292	-0,139	0	0,30	1,20
Losa aligerada de hormigón	24,91	0,292	-0,172	0	0,60	1,50
Cajón de hormigón	29,13	0,301	-0,148	0	1,70	4,00
Vigas de hormigón	26,90	0,300	-0,088	0,057	0,60	2,50
Cajón metálico	39,77	0,234	-0,069	0	1,50	4,50
Vigas metálicas	40,11	0,228	-0,072	0	2,00	6,00

Tabla 14. Constantes para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero.

4.4.3.1.1.2 Gradiente térmico

Es la diferencia de temperatura de las fibras extremas de la sección transversal entre la distancia que los separa.

4.4.3.1.1.2.1 Gradiente térmico vertical positivo

Es debida al cambio relativo de temperatura de las fibras superiores e inferiores del tablero a causa del impacto de la radiación solar (ΔT_{SI}) que se puede definir según distintos casos.

CASO 1. LOSAS DE HORMIGÓN MACIZAS Y ALIGERADAS

$$\Delta T_{SI} = K_1 K_2 \Delta T_{SI,ref} \quad (ec. 101)$$

Donde:

K_1 es el factor de corrección por canto que viene dado por:

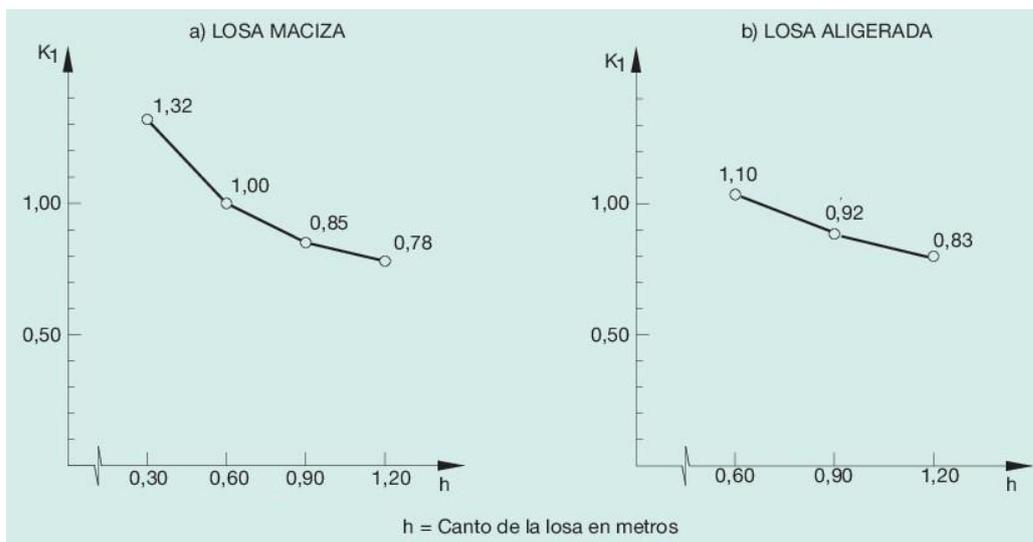


Ilustración 28. Factor de corrección K_1 en tableros de losa de hormigón.

K_2 es el factor de corrección por balasto que viene dado por:

$$K_2 = \begin{cases} 0,6 & \text{si tenemos balasto} \\ 1,0 & \text{si no tenemos balasto} \end{cases}$$

$\Delta T_{SI,ref}$ viene dado por:

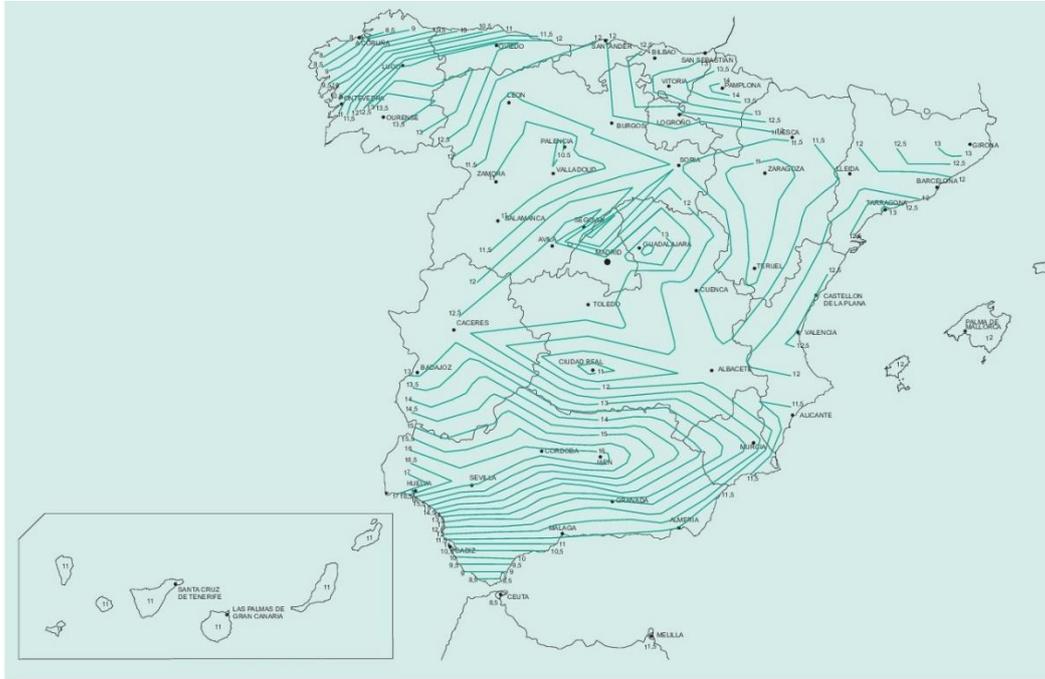


Ilustración 29. Mapa de isótopos para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de losa de hormigón.

CASO 2. TABLERO DE CAJÓN DE HORMIGÓN

$$\Delta T_{SI} = K_1 K_2 K_3 \Delta T_{SI,ref} \quad (\text{ec. 102})$$

K_1 es el factor de corrección por canto dado por la ilustración 30a.

K_2 es el factor de corrección por relación de anchos entre fibras dado por la ilustración 30b.

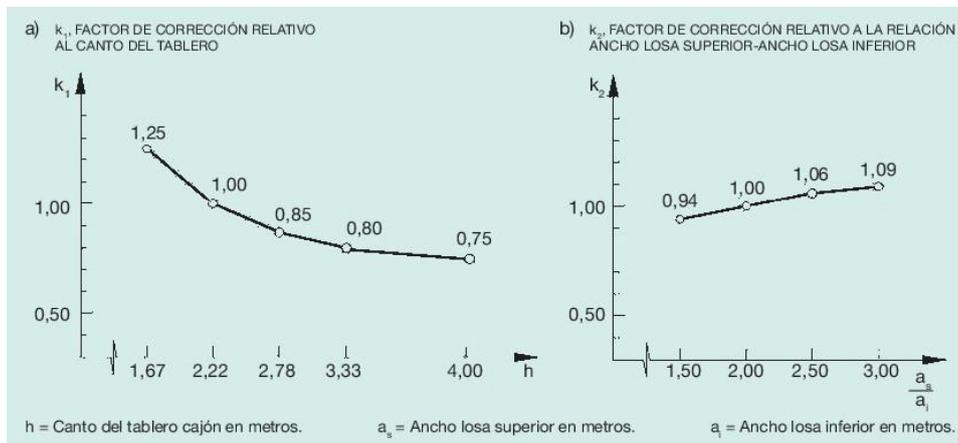


Ilustración 30. Factores de corrección K_1 y K_2 en tableros de cajones de hormigón.

K_3 viene dado por:

$$K_3 = \begin{cases} 0,6 & \text{si tenemos balasto} \\ 1,0 & \text{si no tenemos balasto} \end{cases}$$

$\Delta T_{SI,ref}$ viene dado por:

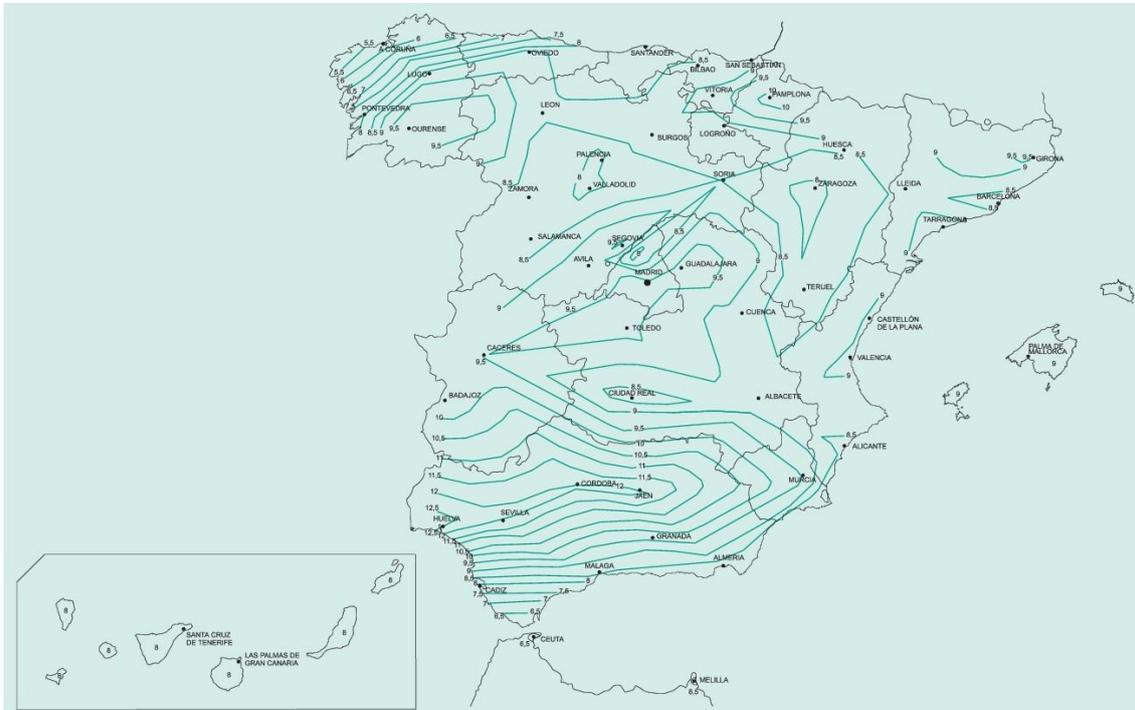


Ilustración 31. Mapa de isóneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de cajones de hormigón.

CASO 3. TABLERO DE VIGAS DE HORMIGÓN

$$\Delta T_{SI} = K_1 K_2 \Delta T_{SI,ref} \quad (\text{ec. 103})$$

K_1 es el factor de corrección por canto y separación de vigas que viene dado por:

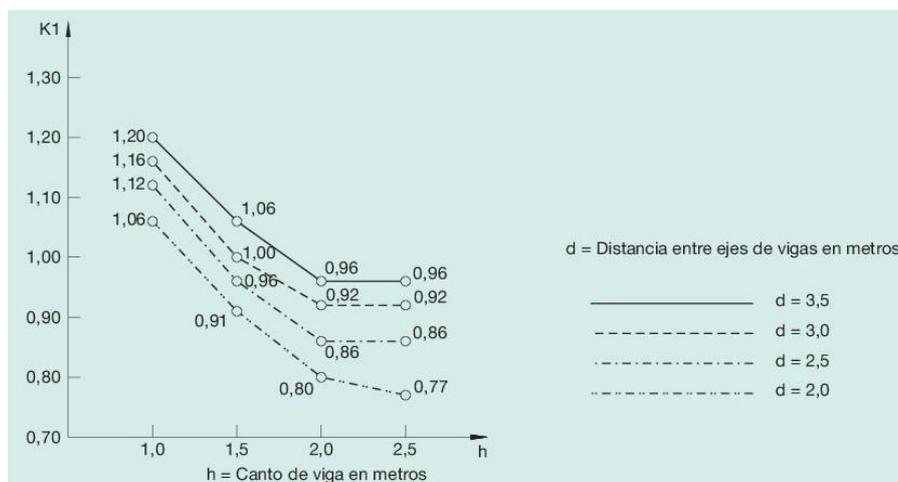


Ilustración 32. Factor de corrección K_1 en tableros de vigas de hormigón.

K_2 es el factor de corrección por balasto que viene dado por:

$$K_2 = \begin{cases} 0,6 & \text{si tenemos balasto} \\ 1,0 & \text{si no tenemos balasto} \end{cases}$$

$\Delta T_{SI,ref}$ viene dado por:

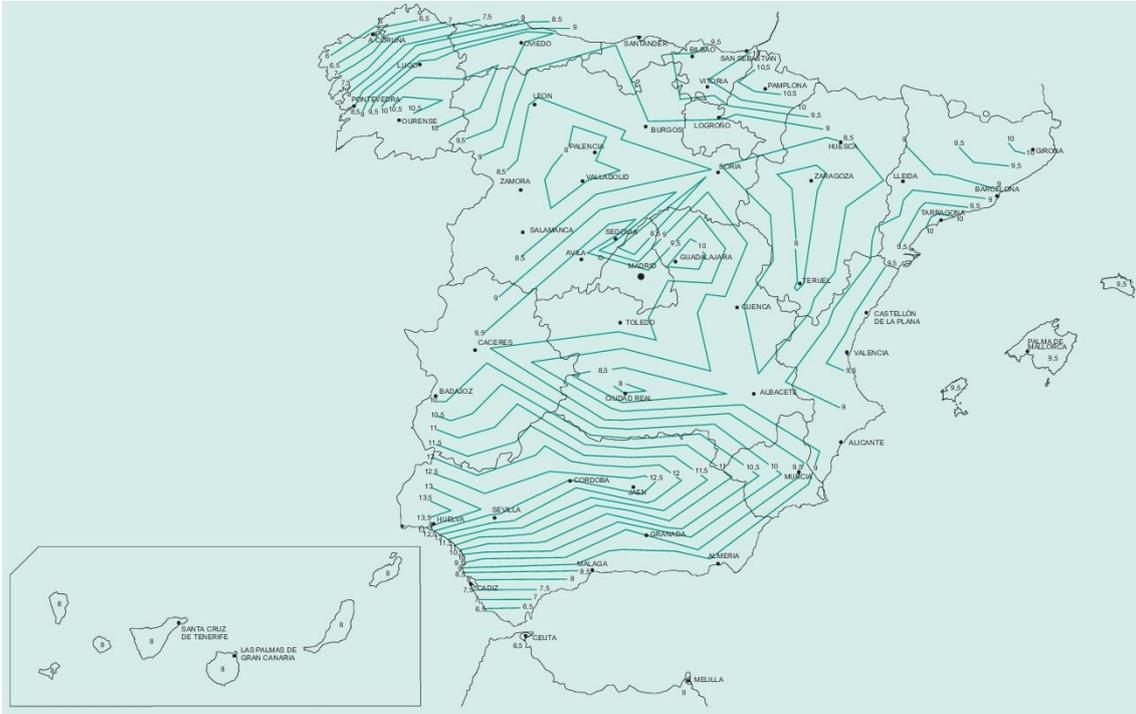


Ilustración 33. Mapa de isótopos para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de vigas de hormigón.

En caso de tener un valor intermedio a los indicados, se podrá realizar una interpolación lineal.

CASO 4. TABLERO DE CAJÓN METÁLICO

$$\Delta T_{SI} = K_1 K_2 \Delta T_{SI,ref} \quad (\text{ec. 104})$$

K_1 es el factor de corrección por canto y relación de anchos de las chapas que viene dado por:

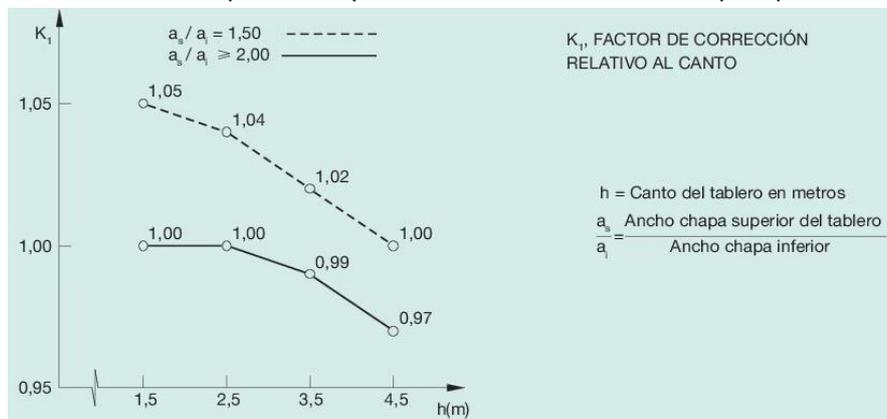


Ilustración 34. Factor de corrección K_1 en tableros de cajón metálico.

K_2 es el factor de corrección por balasto que viene dado por:

$$K_2 = \begin{cases} 0,6 & \text{si tenemos balasto} \\ 1,0 & \text{si no tenemos balasto} \end{cases}$$

$\Delta T_{SI,ref}$ viene dado por:

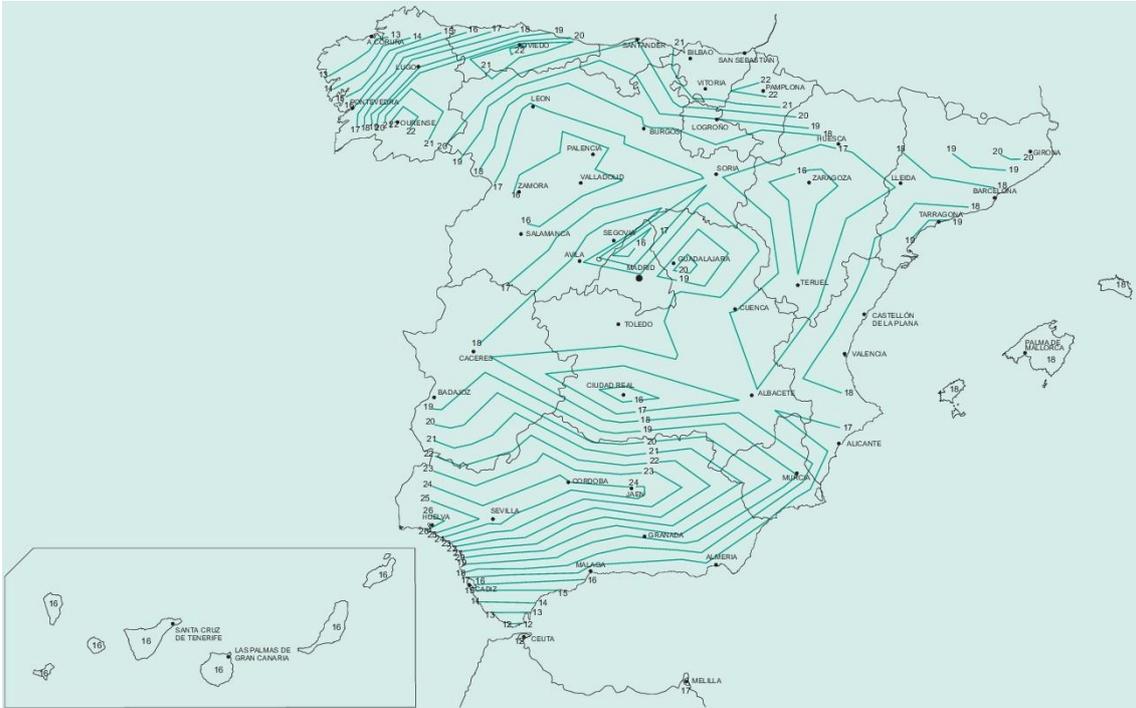


Ilustración 35. Mapa de isólinas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de cajón metálico.

En caso de tener un valor intermedio a los indicados, se podrá realizar una interpolación lineal.

CASO 5. TABLERO DE VIGAS METÁLICAS

$$\Delta T_{SI} = K_1 K_2 \Delta T_{SI,ref} \quad (\text{ec. 105})$$

K_1 es el factor de corrección por canto que viene dado por:

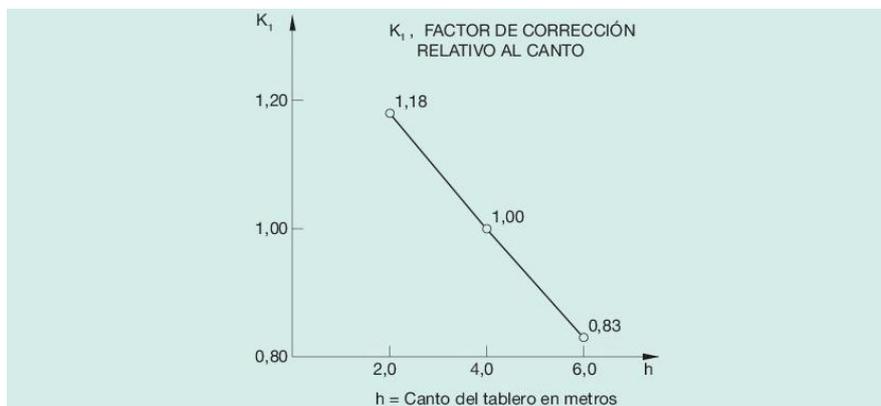


Ilustración 36. Factor de corrección K_1 en tableros de vigas metálicas.

K_2 es el factor de corrección por balasto que viene dado por:

$$K_2 = \begin{cases} 0,6 & \text{si tenemos balasto} \\ 1,0 & \text{si no tenemos balasto} \end{cases}$$

$\Delta T_{SI,ref}$ viene dado por:

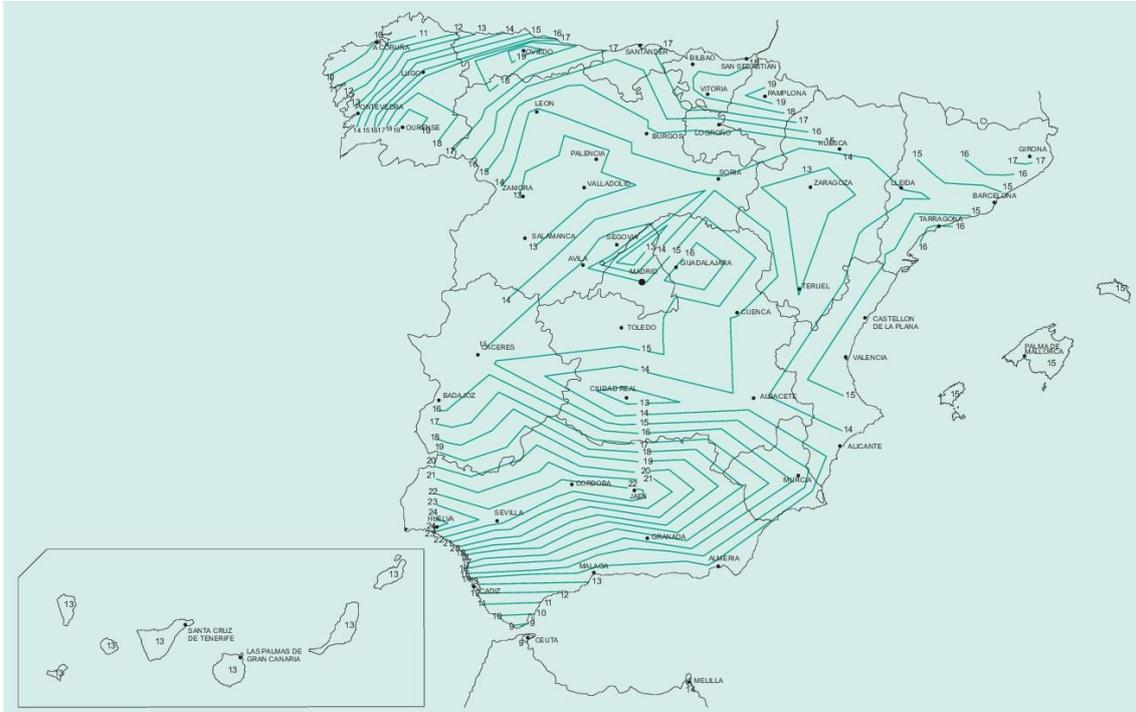


Ilustración 37. Mapa de isótopos para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de vigas metálicas.

4.4.3.1.1.2 Gradiente térmico vertical inverso o negativo

Es debida al cambio relativo de temperatura de las fibras superiores e inferiores del tablero a causa su enfriamiento durante la noche (ΔT_{SI}). Sus valores vienen dados por:

TABLEROS DE HORMIGÓN		TABLEROS METÁLICOS	
CON BALASTO	SIN BALASTO	CON BALASTO	SIN BALASTO
-	-3,0 °C	-5,0 °C	-

Tabla 15. Valores del gradiente vertical inverso o negativo según el material del tablero.

4.4.3.1.1.2.3 Gradiente térmico transversal

Es debida al cambio relativo de temperatura entre los dos parámetros laterales a causa su calentamiento por la radiación solar (ΔT_{SI}).

Sólo será considerada si el eje del tablero forma un ángulo inferior a 25° con la dirección E o W.
Sus valores vienen dados por:

TABLEROS DE HORMIGÓN		TABLEROS METÁLICOS	
$l_v \leq 0,5h_a$	$l_v > 0,5h_a$	$l_v \leq 0,5h_a$	$l_v > 0,5h_a$
2,5 – 3,0 °C (el más adecuado)	-	6,0 – 8,0 °C (el más adecuado)	-

Tabla 16. Valores del gradiente térmico transversal del tablero según su material.

Siendo l_v la longitud del voladizo del tablero (m) y h_a la proyección vertical del parámetro lateral del tablero.

4.4.3.1.2.4 Gradiente térmico local en las paredes del cajón

Es debida al cambio relativo de temperatura entre las paredes de la sección cajón (ΔT_{SI}). Se considerará el término $T_{int}-T_{ext}$, que se define como la diferencia entre las temperaturas de la cara interna y la cara externa. Esta diferencia será:

CAJONES DE HORMIGÓN		CAJONES METÁLICOS	
POSITIVA	NEGATIVA	POSITIVA	NEGATIVA
14 °C	-6 °C	18 °C	-2 °C

Tabla 17. Valores de la diferencia entre las temperaturas de la cara interna y la cara externa de la sección cajón según su material.

4.4.3.1.2 Elementos mixtos

4.4.3.1.2.1 Variación uniforme anual de la temperatura del tablero

El valor de la variación (ΔT) para tableros de hormigón o metálicos, con o sin balasto, vendrá dado por:

$$\Delta T = Kz^a h^b \quad (\text{ec. 106})$$

Donde

z es el número correspondiente al número romano que designa la zona climática en la Tabla 13 y en la ilustración 27.

h es el canto del tablero (m) que vendrá delimitado por unos valores mínimos y máximos explicitados en la Tabla 18.

k , a , b son constantes definidas en la Tabla 18.

TIPOLOGÍA DEL TABLERO	K	a	b	h_{\min} (m)	h_{\max} (m)
Losa de hormigón sobre cajón metálico	39,77	0,234	-0,069	1,5	4,5
Losa de hormigón sobre vigas o celosía metálica	40,11	0,228	-0,072	2,0	6,0

Tabla 18. Constantes para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero.

4.4.3.1.2.2 Cambio de temperatura en secciones hormigón-acero

La diferencia de temperatura entre secciones parciales de hormigón y acero, es debida a la distinta respuesta térmica de un material y el otro, debido a su diferente valor de coeficiente térmico (aunque del mismo orden de magnitud).

Cuando el hormigón tenga una temperatura mayor a la del acero, se considerará que la sección parcial de hormigón tiene una temperatura de 18°C superior a la de acero. En la situación inversa consideraremos que la sección parcial de acero tiene una temperatura 18°C mayor que la de hormigón.

4.4.3.1.3 Casos especiales

En tableros atirantados o colgados de péndolas metálicas consideraremos las siguientes diferencias térmicas:

- Diferencia positiva: $T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto del puente}} = 33^{\circ}\text{C}$ que se puede reducir hasta 18°C si se pintan los elementos atirantados de un color que absorba la luz solar.
- Diferencia negativa: $T_{\text{tirantes}} - T_{\text{resto del puente}} = -10^{\circ}\text{C}$

4.4.3.J Sobrecargas debidas al agua

Al igual que sucedía con la nieve, debemos considerar también las sobrecargas debidas al agua. Para su correcto empleo, usaremos un valor de 9,8 kN/m para caracterizar su peso específico.

El empuje que pueda ser causado por una corriente de agua, vendrá dado por la siguiente expresión:

$$E_k = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{\rho V_C^2}{2} \right) \quad (\text{ec. 107})$$

Donde,

A es el área total del elemento en contacto con la corriente en su plano perpendicular (m²).

El término $\left(\frac{\rho V_c^2}{2}\right)$ hace referencia a la presión básica, donde ρ es el peso específico del agua (1000 kg/m^3) y V_c es la velocidad de la corriente (m/s).

C_D es el coeficiente de arrastre del elemento que viene definido por su sección y que en caso límite de sección circular toma el valor de $0,4 \text{ m}^2/\text{s}$. En caso de tener una geometría no circular, su valor vendrá dado por los valores especificados en la ilustración 25.

4.4.3.K Otras sobrecargas transitorias

Debemos tener en consideración también todas las acciones transitorias que sean causadas por la actuación puntual de maquinaria (durante el periodo de construcción y el periodo de mantenimiento), así como el material almacenado a lo largo y ancho de la estructura en cuestión.

4.4.4. ACCIONES ACCIDENTALES (A_k)

4.4.4.A Descarrilamiento de vehículos ferroviarios

Los puentes deben ser diseñados para que, en caso de descarrilamiento del tren, este no vuelque y el impacto sobre la estructura no provoque su colapso o daños que puedan inhabilitar la misma.

Se considerarán las siguientes situaciones:

- Descarrilamiento quedando una alineación de ruedas entre los dos carriles de la vía. Sólo se admitirán daños locales que no pongan en riesgo la capacidad resistente de la estructura y que su reparación no afecte al tráfico habitual.
- Descarrilamiento quedando apoyado en una única alineación de ruedas al borde de la plataforma. Se asimilará la acción de la siguiente manera:

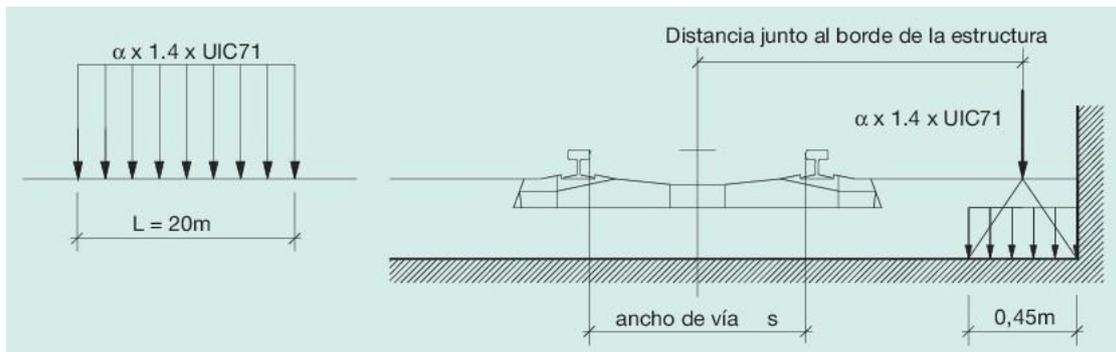


Ilustración 38. Situación de descarrilamiento quedando apoyado en una única alineación de ruedas al borde de la plataforma.

4.4.4.B Impactos

4.4.4.B.1 Impactos de vehículos de carretera

En caso que haya algún elemento de la estructura que esté situado sobre la calzada de la carretera, consideraremos el posible impacto de un vehículo sobre la misma como una fuerza puntual de valor 1000 kN paralela a la dirección del tráfico y otra de 500 kN perpendicular a él. Las fuerzas no actuarán de forma simultánea y su aplicación se hará a una altura de 1,25 m sobre la superficie de pavimento. También podrán ser fuerzas repartidas en un área nunca superior a 1,5 m de ancho por 0,5 m de altura. Si la estructura está situada a una distancia superior a 10 m de la calzada o dispone de una protección especial, no será necesaria la consideración de dicha carga.

Si el elemento de impacto es el tablero, se asemejará a una carga horizontal de 500 kN en la dirección paralela del tráfico y una carga vertical de 250 kN. Las fuerzas no actuarán de forma simultánea y serán aplicadas al borde inferior del tablero. No será necesaria la consideración de dicho impacto si la altura libre por debajo del tablero es superior a 6 m o si se disponen de elementos protectores del tablero con separaciones mínimas entre estos y el tablero de 0,5 m para elementos deformables y 0,1 m para elementos rígidos. Su altura deberá ser, además, menor (como mínimo en 2 cm) a la altura libre bajo el tablero.

Estas acciones deben ser consideradas simultáneamente con las acciones permanentes y las sobrecargas de uso.

4.4.4.B.2 Impacto de vehículos ferroviarios

4.4.4.B.2.1 Contra elementos estructurales del tablero

Los elementos del tablero deberán soportar la carga relativa al descarrilamiento de un ferrocarril. Se asemejará el impacto a una fuerza puntual (F_{IK}) paralela a la dirección del tráfico y otra (F_{TK}) perpendicular a él, que se pueden ver en la tabla 19. Su aplicación se hará a una altura de 1,8 m sobre el plano de rodadura del carril más próximo y su acción no será simultánea. La transmisión de cargas a otros elementos requiere de un estudio especial.

ELEMENTO	d (m)	V < 50 km/h		V > 50 km/h	
		F_{IK} (kN)	F_{TK} (kN)	F_{IK} (kN)	F_{TK} (kN)
Directamente expuesto	<3	10000 α	3500 α	10000 α	3500 α
	[3 , 5]	2000 α	750 α	4000 α	1500 α
	>5	0	0	0	0
Indirectamente expuesto	<3	4000 α	1500 α	4000 α	1500 α
	[3 , 5]	2000 α	750 α	4000 α	1500 α
	>5	0	0	0	0

Tabla 19. Valores de las fuerzas F_{IK} y F_{TK} a aplicar debido al posible impacto recibido en el tablero por el descarrilamiento de un tren.

α es el coeficiente definido en 4.4.3.A.1.

d es la distancia del elemento al eje de la vía.

Adicionalmente, se debe comprobar que, con la mitad de la capacidad resistente, nuestra estructura es capaz de soportar las acciones permanentes y las sobrecargas de uso estáticas.

Estas acciones deben ser consideradas simultáneamente con las acciones permanentes y las sobrecargas de uso.

4.4.4.B.2.2 *Contra elementos de la subestructura del puente*

En los puentes sobre vías de ferrocarril, a los elementos situados a una distancia del eje inferior a 5 m, se les aplicará unas cargas de 4000α y 1500α en el sentido paralelo al tráfico y en el sentido perpendicular al tráfico, respectivamente, donde α es el coeficiente descrito en 4.4.3.A.1

La transmisión de cargas a otros elementos requiere de un estudio especial.

Adicionalmente, se debe comprobar que, con la mitad de la capacidad resistente, nuestra estructura es capaz de soportar las acciones permanentes y las sobrecargas de uso, y que con un tercio de la capacidad resistente la estructura es capaz de soportar las acciones permanentes.

4.4.4.B.3 *Impacto de embarcaciones*

En puentes sobre aguas navegables se aplicará, a falta de datos más específicos, una carga estática horizontal puntual (P_K , en MN) a una altura de 1,5 m sobre el nivel máximo del agua de:

$$P_K = 0,98\sqrt{TPM}\frac{V}{8} \quad (\text{ec. 108})$$

Siendo, TPM las toneladas de peso muerto de la embarcación y V su velocidad absoluta (m/s)

Los efectos locales se asimilarán a una presión en la zona de estudio de 1 MPa.

4.4.4.C Acciones sísmicas

Las acciones sísmicas se especifican y estudian en la <<Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP)>>. En ella se recogen todas las acciones debidas a seísmos según la importancia del puente.

4.4.5. INTERACCIÓN LONGITUDINAL VÍA TABLERO

4.4.5.A Acciones a considerar

4.4.5.A.1 Temperatura

Consideraremos las siguientes variaciones de temperatura:

- ΔT_{max} uniforme anual del tablero de $\pm 35^{\circ}\text{C}$.
- ΔT_{max} de los carriles de $\pm 50^{\circ}\text{C}$.
- ΔT_{max} de los carriles respecto a la de la estructura de $\pm 20^{\circ}\text{C}$.

Si tenemos carriles soldados sin aparatos de dilatación no consideraremos variación de temperatura. Si, por el contrario, tenemos dicho aparatos, deberemos considerar los cambios de temperatura.

4.4.5.A.2 Acciones de frenado y arranque

Se considerarán las acciones de frenado y arranque especificados en 4.4.3.B.1. Si tenemos aparatos de dilatación se aplicarán las cargas a la longitud del puente. En caso contrario, se deberá realizar un estudio específico.

4.4.5.A.3 Otras

Se deberá considerar cualquier acción que produzca un desplazamiento longitudinal, como: fluencia, retracción, etc.

4.4.5.B Comprobaciones exigidas por la vía

4.4.5.B.1 Tensiones en el carril

- Las tensiones adicionales en los carriles por la interacción vía-tablero se limita a 72MPa a compresión y a 92 MPa a tracción. Estos se refieren a un carril tipo UIC60 de resistencia mínima de 900MPa con curva de radio mínimo 1500 m y con un espesor mínimo de balasto de 30 cm. Para otros casos, se deberá realizar un estudio específico.

4.4.5.B.2 Desplazamientos

DESPLAZAMIENTO CARRIL-TABLERO

- El desplazamiento relativo máximo por acciones de arranque/frenado será de 4 mm.

DESPLAZAMIENTOS DEL TABLERO EN LAS JUNTAS

- El desplazamiento relativo máximo por acciones de arranque/frenado será de 5 mm si el carril es continuo cerca de las juntas o de 30 mm si existe aparato de dilatación.
- El desplazamiento relativo máximo por flexiones debidas a las cargas verticales y por acciones de arranque/frenado, será de 8 mm. Se aplicará como máximo en 2 vías.
- El resalto máximo entre tableros en dirección perpendicular al plano de rodadura será de 3 mm si la velocidad de proyecto es inferior o igual a 160 km/h y de 2 mm si es superior a 160 km/h. Este desplazamiento se calculará con las cargas definidas en 4.4.3.A y 4.4.3.B y con las acciones térmicas.

4.4.6. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Para ELS (Tabla 20) y ELU (Tabla 21), se adoptarán los coeficientes parciales de seguridad:

TIPO DE ACCIÓN	SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA		SITUACIÓN ACCIDENTAL	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado P1	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Pretensado P2	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Otra presolicitud	$\gamma_{G^*} = 0,95$	$\gamma_{G^*} = 1,05$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Acción/asiento del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 20. Coeficientes parciales de seguridad del ELS.

TIPO DE ACCIÓN	SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	Pretensado P1 posteso	$\gamma_{G^*} = 0,90$
	Pretensado P2 preteso	$\gamma_{G^*} = 0,95$
	Pretensado P2	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Otra presolicitud	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Acción/asiento del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 21. Coeficientes parciales de seguridad del ELU.

Los valores de los coeficientes Ψ_i , valen:

ACCIONES		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas de tráfico	1 vía cargada	0,8	0,8	0,0
	2 vías cargadas		0,6	
	3 ó más vías cargadas		0,4	
Resto de acciones variables		0,6	0,5	0,2

Tabla 22. Valores de los coeficientes Ψ_i .

4.4.7. ESTADOS LÍMITE

Una vez calculados todos los esfuerzos, nuestra estructura deberá cumplir los requisitos pertinentes a los estados límite último (ELU) y de servicio (ELS) para su puesta en servicio.

4.4.7.A Estado Límite de Servicio (ELS)

El estado límite de servicio, nos exige que nuestra estructura cumpla su funcionalidad, como mínimo, durante la vida útil de la misma. Se debe asegurar:

$$E_d \leq C_d$$

Siendo E_d el valor de cálculo a considerar en nuestra estructura y C_d el valor límite correspondiente al estado límite de servicio.

Las combinaciones de las acciones para el ELS serán:

- Combinación característica (poco probable):

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (ec. 109)$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (ec. 110)$$

- Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (ec. 111)$$

Siendo

$G_{k,i}$ valor de la acción permanente i de valor constante.

$G^*_{k,j}$ valor de la acción permanente j de valor no constante.

$Q_{k,1}$, $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor de la acción variable dominante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$, $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor de la acción variable concomitante.

Ψ_i son los diferentes coeficientes definidos en la Tabla 22.

γ son los diferentes coeficientes de seguridad definidos en la Tabla 20.

Aplicando las combinaciones de acciones definidas se considerarán:

- ELS de fisuración
- ELS de deformación
- ELS de vibraciones
- ELS de plastificaciones
- ELS de deslizamiento

Para asegurar el correcto funcionamiento de nuestra estructura durante, al menos, su vida útil debemos cumplir aquellas condiciones especificadas en el apartado 5.B juntamente con las siguientes restricciones:

4.4.7.A.1. Estado límite para la seguridad del tráfico

En el estudio de las restricciones para alabeos del tablero y totales y para el giro transversal del tablero, usaremos un valor de α (4.4.3.A.1) de valor igual a uno para aquellas velocidades superiores a 120 km/h y de valor igual para una velocidad de 120 km/h.

Para aquellos trenes cuya velocidad de circulación sea superior a 220 km/h, deberemos realizar una comprobación de los parámetros a estudiar realizando un barrido de velocidades tanto superiores como inferiores para encontrar el valor crítico. Es necesario también la realización de un estudio dinámico con el paso de los trenes de carga HSLM (ANEJO G.1) que podemos ver a continuación:

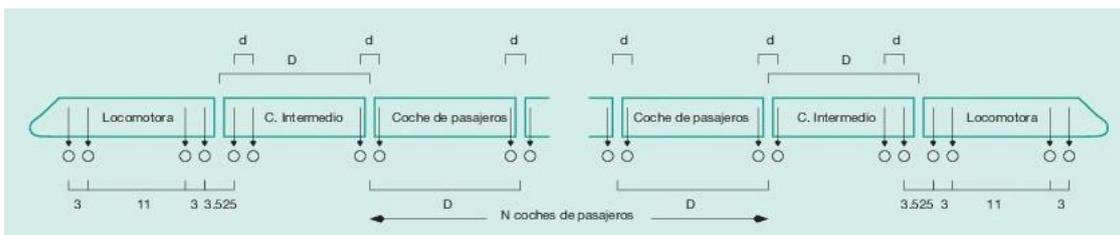


Ilustración 39. Esquema del tren dinámico universal A.

El tren dinámico universal A, será usado para aquellos puentes con longitudes superiores a 7 m y sus características se pueden ver reflejadas en la siguiente tabla:

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS (N)	LONGITUD DEL COCHE (D) [m]	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE [m]	CARGA POR EJE (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

Tabla 23. Características del tren dinámico universal A.

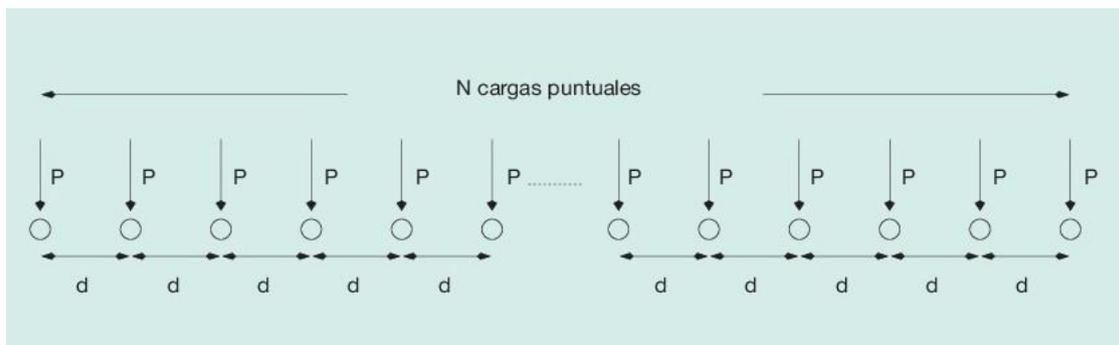


Ilustración 40. Esquema del tren dinámico universal B.

El tren dinámico universal B se aplica para aquellos tableros de luz inferior a 7 m. El valor de cada una de sus cargas es de 170 kN.

4.4.7.A.1.1 Aceleración vertical del tablero

El valor de la aceleración máxima deberá ser comprobado para todos aquellos trenes con velocidad de circulación igual o superior a 220 km/h con los trenes de carga HSLM (Ilustraciones 39 y 40) y para aquellos puentes no convencionales no definidos en el ANEJO B con los trenes de carga HSLM y con los definidos en el ANEJO G.

Nuestro estudio se hará siempre para frecuencias inferiores a 30 Hz y las limitaciones serán:

$$a_{max} \leq \begin{cases} 0,35g & \text{en vía con balasto} \\ 0,50g & \text{en vía sin balasto} \end{cases} \quad (\text{ec. 112})$$

Con estas limitaciones evitamos, además, el fenómeno de licuefacción del balasto.

4.4.7.A.1.2 Alabeos del tablero y totales

El valor máximo del alabeo en el tablero (t) entre dos secciones separadas 3 m, será:

$$t \leq \begin{cases} 4,5 \frac{1,78r^2}{(r + 0,5)^2} & \text{si } v \leq 120 \frac{km}{h} \\ 3,0 \frac{1,78r^2}{(r + 0,5)^2} & \text{si } v \in (120, 220] \frac{km}{h} \\ 1,5 \frac{1,78r^2}{(r + 0,5)^2} & \text{si } v > 220 \frac{km}{h} \end{cases} \quad (ec. 113)$$

Donde r es la distancia entre ruedas y se puede considerar el ancho de vía.

El valor máximo del alabeo total (t_{total}) entre dos secciones separadas 3 m, será:

$$t_{total} \leq 7,5 \frac{1,78r^2}{(r + 0,5)^2} \quad (ec. 114)$$

4.4.7.A.1.3 Deformación vertical del tablero

Con las acciones térmicas y las pertinentes sobrecargas de la vía, sobre una o dos vías de forma simultánea, comprobaremos que en el eje de la misma se cumple:

- La flecha máxima debe ser menor que la longitud del vano partido por 600.
- El giro vertical máximo del tablero en sus apoyos entre tablero y estribo será de $6,5 \cdot 10^{-3}$ radianes para vías con balasto y de $5 \cdot 10^{-3}$ radianes para vías con balasto en un lado y sin en el otro. Para vías sin balasto es necesario la realización de un estudio específico.
- La suma de los giros verticales entre dos tableros consecutivos no podrá ser mayor que $1 \cdot 10^{-2}$ radianes para vías con balasto y de $5 \cdot 10^{-3}$ radianes para vías con balasto en un lado y sin en el otro. Para vías sin balasto es necesario la realización de un estudio específico.

4.4.7.A.1.4 Deformación horizontal del tablero

Con las acciones térmicas, de viento y las pertinentes sobrecargas de la vía, sobre una o dos vías de forma simultánea, comprobaremos que se cumple:

Siendo θ_H el giro horizontal máximo del tablero respecto al estribo y siendo el radio de curvatura (R) la longitud del vano al cuadrado dividido por ocho veces la deformación transversal relativa (δ_h). Se debe cumplir:

V [km/h]	θ_H MÁXIMO [rad]	R MÍNIMO [m]	
		TABLERO SIMPLE	MULTI-TABLERO
[0 , 120]	0,0035	1700	3500
(120 , 220]	0,0020	6000	9500
(220 , ∞)	0,0015	14000	17500

Tabla 24. Condiciones de ELS de la deformación horizontal del tablero.

4.4.7.A.1.5 Vibración transversal del tablero

Debemos comprobar que:

- La primera frecuencia propia de vibración por flexión transversal del tablero no es inferior a 1,2 Hz.
- El máximo desplazamiento transversal relativo entre dos puntos cualquiera del vano por deformación lateral en un eje perpendicular el tablero es de 6mm. Consideraremos la acción de las fuerzas de lazo y las cargas verticales en una vía cargada.

4.4.7.A.1.6 Giro transversal del tablero

Debe cumplir:

$$\theta_t \leq \begin{cases} 0,0040 \text{ rad} & \text{si } v \leq 120 \frac{\text{km}}{\text{h}} \\ 0,0027 \text{ rad} & \text{si } v \in (120, 220] \frac{\text{km}}{\text{h}} \\ 0,0013 \text{ rad} & \text{si } v \in (220, 350] \frac{\text{km}}{\text{h}} \end{cases} \quad (\text{ec. 115})$$

4.4.7.A.2 Estados límite para el confort de los usuarios

El confort de los pasajeros va directamente ligado a la aceleración vertical (b_v) de tal forma que consideramos unos niveles de confort muy buenos, buenos o aceptables si los valores de dicha aceleración son inferiores a 1,0 , 1,3 y 2,0 m/s^2 , respectivamente.

Para asegurar dichos niveles debemos limitar las deformaciones verticales máximas (δ) mediante la variación de la longitud del vano (L) y de la velocidad de circulación (v). Para este estudio consideraremos un valor de α (4.4.3.A.1) igual a uno para aquellas velocidades superiores a 120 km/h y de valor igual al pertinente según 4.4.3.A.1 para una velocidad de 120 km/h.

Aplicando la carga en sólo una vía, y con el propósito de obtener un nivel muy bueno de confort, se deben cumplir las relaciones visibles en la siguiente ilustración:

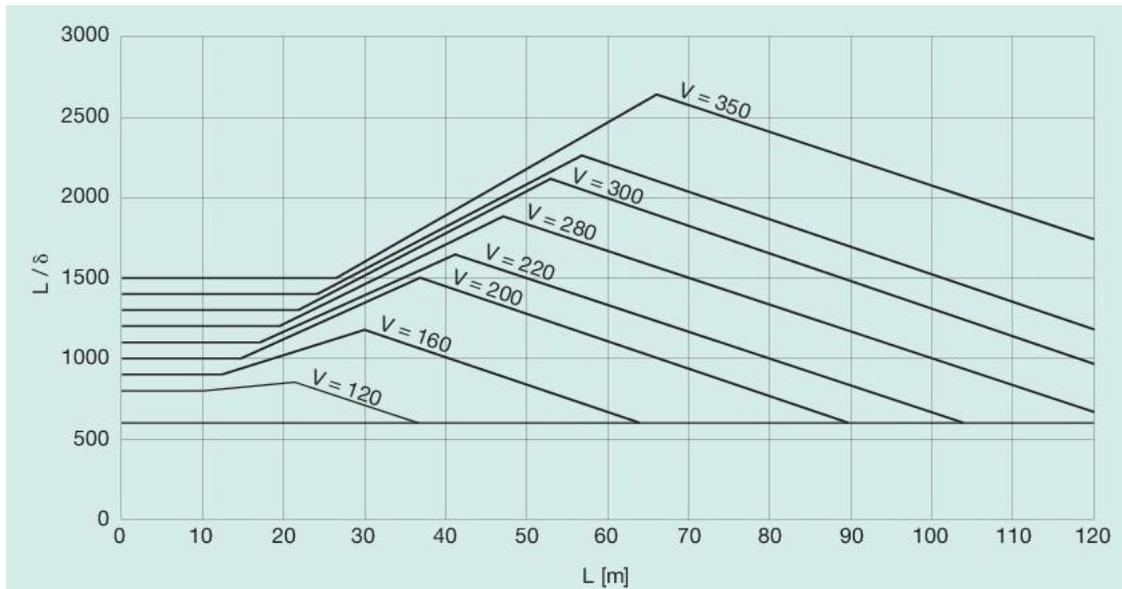


Ilustración 41. Valores de la deformación en función de L y v para una estructura isostática con un número de vanos igual o superior a 3.

Para utilizar con una mayor precisión esta tabla, debemos tener en cuenta las siguientes modificaciones:

- Para estructuras hiperestáticas de tres o más vanos multiplicaremos el valor obtenido en la ilustración 41 por 0,9.
- Para estructuras con menos de tres vanos multiplicaremos el valor obtenido en la ilustración 41 por 0,7.
- Para vanos con longitudes superiores a 120 m se debe realizar un estudio específico.

4.4.7.B Estado Límite Último (ELU)

El estado límite último, nos exige que nuestra estructura sea segura a nivel estructural, es decir garantizar que no colapse frente a cargas externas. Además, en caso de colapsar, nos exige que su rotura sea dúctil para poder desalojar en caso de colapso inminente y evitar así daños personales graves. Se debe asegurar:

$$S_d \leq R_d$$

Siendo S_d el valor de cálculo a considerar en nuestra estructura y R_d el valor límite correspondiente al estado límite último.

Las combinaciones de las acciones para el ELU serán:

- Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (ec. 116)$$

- Situación accidental sin sismo:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_K + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (ec. 117)$$

- Situación accidental de sismo:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_A A_{E,K} + \gamma_{Q,1} \Psi_{2,1} Q_{k,1} \quad (ec. 118)$$

Siendo

$G_{k,i}$ valor de la acción permanente i de valor constante.

$G^*_{k,j}$ valor de la acción permanente j de valor no constante.

$Q_{k,1}$, $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor de la acción variable dominante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$, $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor de la acción variable concomitante.

$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$ Valor cuasipermanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso

A_K valor característico de la acción accidental.

$A_{E,K}$ valor característico de la acción sísmica.

Ψ_i son los diferentes coeficientes definidos en la Tabla 22.

γ son los diferentes coeficientes de seguridad definidos en la Tabla 21.

Aplicando las combinaciones de acciones definidas se considerarán:

- ELU de equilibrio
- ELU de rotura
- ELU de inestabilidad o pandeo
- ELU de fatiga
- ELU de adherencia
- ELU de anclaje

4.4.8. PRUEBAS DE CARGA

Cualquier puente de longitud superior a 10 m, diseñado según la IAPF deberá ser sometido a la prueba de carga pertinente para garantizar su correcta puesta en uso. Estas pruebas serán tanto dinámicas como estáticas.

Si el resultado difiere del previsto, se deberá revisar la estructura y los cálculos pertinentes.

5. CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA

Al igual que sucedía en los puentes para ferrocarril, tenemos distintas pautas a seguir marcadas a nivel estatal (IAP) y a nivel internacional (eurocódigo).

Nosotros nos enfocaremos al estudio desglosado de las acciones a considerar en la construcción de un puente de carretera según la IAP-11, que es la normativa española vigente. Veamos, primero, cuales son las acciones que están descritas en la instrucción.

5.1. CÁLCULO DE ACCIONES

Para poder diseñar un puente sobre el que puedan circular todo tipo de vehículos homologados a una velocidad libre sin riesgo de colapso de la estructura, debemos considerar todas las posibles acciones que puedan actuar sobre él. Estas acciones se pueden clasificar, según la “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” (IAP-11), de la siguiente manera:

5.1.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_k)

Estas acciones son aplicadas a lo largo de toda la vida de la estructura y son debidas al peso de los distintos elementos que componen el puente. Si no se tuvieran datos precisos de los pesos específicos de los materiales, se usarían los siguientes:

Material	Peso Específico (KN/m ³)
Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimento de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

Tabla 25. Pesos específicos de materiales de construcción.

5.1.1.1 Peso propio

Son las acciones correspondientes al peso propio de los elementos estructurales que componen el puente.

5.1.1.2 Cargas muertas

Son las acciones correspondientes a los elementos que se hallan en todo momento sobre el puente, pero que no constituyen un elemento estructural del mismo. En el caso de puentes para carretera, estos elementos serían: pavimentos, elementos de contención, dotaciones viales, conductos de servicios, entre muchos otros.

El espesor máximo del pavimento bituminoso no será, en ningún caso, superior a 10 cm. A efectos de cálculo consideraremos la carga debida al pavimento como un intervalo cuyo límite inferior vendrá dado por los espesores teóricos del proyecto y el superior será 1,5 veces los espesores teóricos.

En caso de duda sobre la actuación o no de alguna de las cargas aplicadas por los elementos descritos, se realizarán los cálculos para la situación más desfavorable.

Si la duda surge en la cuantificación de la carga y no en su actuación, esta deberá ser limitada por unos valores superiores e inferiores de $\pm 20\%$ y deberemos considerar el valor más desfavorable. En el caso de las canalizaciones de servicio, deberemos considerar sus acciones tanto llenas como vacías de agua. El peso de los rellenos sobre los elementos de la estructura se considerará también como carga muerta.

5.1.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)

5.1.2.1 Pretensado ($P_{k,t}$)

El pretensado nos genera una presolicitación que nos permitirá que nuestro hormigón armado tenga unas cargas a tracción iniciales y por tanto que, desde el inicio de puesta en obra, sea el acero el que trabaje a tracción y el hormigón a compresión. Esto deriva en un mejor comportamiento del puente frente a las cargas externas. Su valor dependerá del tipo, la secuencia, la forma de aplicación y las características del pretensado además del comportamiento de los materiales estructurales (deformación, fluencia, retracción, relajación y fatiga, etc.), entre otros.

Su valor por tanto se determinará para cada situación de proyecto, considerando siempre los estados más desfavorables. Deberemos tener en consideración dos tipos de acción del pretensado:

Tipo P_1 : Pretensión debida a elementos que se encuentran en el interior de la sección estructural del hormigón o dentro de su canto.

Tipo P_2 : Pretensión debida a los elementos que no constituyen la sección estructural en sí, como los tirantes (en caso de puentes atirantados) o los elementos de pretensado fuera de los cantos del hormigón, entre otros. Varían en función del valor de las cargas permanentes de valor constante. Para que pueda ser aplicado este tipo de pretensado, se debe cumplir:

- Control riguroso de pesos y fuerzas aplicados y de la respuesta de la estructura.
- El proyecto deberá incluir un plan de conservación del puente para controlar el sistema de fuerzas, cambiando alguna de las acciones si eso fuere necesario.

A lo largo de la vida útil de la estructura, el pretensado dejará de actuar con la misma eficacia y resistencia que en el inicio de su vida. Por este mismo motivo, deberemos proyectar la estructura de tal forma que el pretensado pueda ser variado en el tiempo y podamos mantener sus características dentro de unos límites admisibles.

5.1.2.2 Otras presolicitaciones

Otro tipo de presolicitaciones son las introducidas mediante gatos (vigas o losas postesas), por bloqueo de los apoyos o por el desplazamiento forzado de los mismos. De la misma forma que

pasa con el pretensado, debemos tener en cuenta que deberán ser modificados a lo largo de la vida útil de la estructura.

5.1.2.3 Acciones reológicas ($R_{k,t}$)

En el caso que el material estructural del puente sea el hormigón, debemos tener en cuenta los fenómenos de retracción y fluencia explicados en el apartado 4.4.2.C de cálculo de acciones para puentes de ferrocarril por la IAPF-07. Los valores de cálculo se pueden hallar en la EHE-08.

5.1.2.4 Empuje del terreno

Deberemos considerar las posibles acciones del terreno sobre los distintos elementos estructurales que descansan sobre él o que mantienen un contacto con el mismo.

Para implementar correctamente estos elementos, debemos tener en cuenta que el terreno tiene dos componentes. La primera es el peso que actuará sobre los elementos horizontales, y la segunda es el empuje que actuará, contrariamente al anterior, sobre los elementos verticales. Para su cálculo es preciso aplicar los principios de mecánica de suelos sobre cimentaciones, estabilidad de pendientes y presión lateral activa y pasiva del terreno.

Ciertos aspectos a tener en cuenta sobre el empuje del terreno son:

- Cuando el empuje sea desfavorable, su valor nunca será inferior al empuje de un fluido de peso 5 kN/m^3 .
- Si no es segura la actuación de una carga de efecto favorable, no se considerará.
- Los empujes pasivos no son tolerables a nivel funcional. Por este motivo su acción se considerará reduciendo los parámetros geométricos por un factor de 2.

En caso de una estructura enterrada, debemos considerar:

- Cuando el valor del empuje de tierras se vea compensado por la acción de estos a banda y banda del elemento, se aumentará el valor de uno de los lados un 10% y se reducirá el otro un 10%.
- A falta de sistemas de drenaje y desagües apropiados en la coronación y en los lados de la estructura, se considerará un desequilibrio de empujes hidrostáticos.
- Se comprobará la máxima altura de montera, las secciones de máximo desequilibrio de tierras y las secciones intermedias precisas.

- Se considerará una diferencia de altura de rellenos de 1 m.
- Se deberá realizar un análisis de sensibilidad de las solicitaciones estructurales en el caso que la interacción suelo-estructura se realice mediante modelos tenso-deformacionales.

5.1.2.5 Asientos del terreno de cimentación

Los datos de asentamientos en las cimentaciones, se obtendrán a partir de un estudio geotécnico que considerará, entre otros factores, las características del suelo en cuestión, la geometría de las cimentaciones y las cargas aplicadas sobre las mismas. Se considerará, además, la evolución de las mismas con respecto del tiempo, así como los posibles movimientos del terreno en las cimentaciones profundas.

5.1.2.6 Rozamiento de apoyos deslizantes

Si disponemos de aparatos de apoyo deslizantes, deberemos considerar la reacción debida al rozamiento del apoyo deslizante. Se pueden obtener los coeficientes de rozamiento adverso (μ_a) y favorable (μ_r) mediante:

$$\mu_a = 0,5\mu_{max} \cdot (1 + \alpha) \quad (ec. 119)$$

$$\mu_r = 0,5\mu_{max} \cdot (1 - \alpha) \quad (ec. 120)$$

Siendo, μ_{max} el máximo coeficiente de rozamiento del aparato de apoyo y α un factor que depende del número parcial de apoyos (n) y viene dado por:

n	α
(1 , 4]	1
(4 , 10)	$\frac{16 - n}{12}$
[10 , ∞)	0,5

Tabla 26. Valores de α para distintos valores de n .

En general el rozamiento de los apoyos deslizantes definitivos suele ser menor que el dado por los apoyos provisionales. Debido a este hecho, se debe justificar el valor de los coeficientes de rozamiento adverso y favorable, correctamente.

5.1.3. ACCIONES VARIABLES (Q_k)

5.1.3.1 Sobrecarga de uso

La calibración de los métodos sobre las sobrecargas de uso, que se explicitan a continuación, has sido comprobadas teórica y pragmáticamente en puentes con longitudes de hasta 200 m.

5.1.3.1.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

La plataforma del tablero es aquella superficie de la carretera apta y pensada para la circulación de vehículos sobre ella. Incluye, por tanto, los carriles, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales.

La plataforma de ancho w , se dividirá en en n_i carriles de ancho w_i de la siguiente forma:

w [m]	n_i	w_i [m]
(0 ; 5,4)	1	3
[5,4 ; 6)	2	$\frac{w}{2}$
[6 ; ∞)	$ent\left(\frac{w}{3}\right)$	3

Tabla 27. Anchura del carril dependiendo de la anchura de la plataforma y del número de carriles.

Si la plataforma está dividida por una mediana:

- Dividiremos cada parte de la plataforma de forma independiente si la mediana dispone de una barrera fija.
- Si la barrera es móvil o traspasable, trataremos toda la plataforma (incluida la mediana) como única.

Para la enumeración de los carriles:

- Consideraremos cargados los carriles que nos presenten un estado más desfavorable.
- Emplearemos una única numeración.
- Cuando tengamos calzadas soportadas por distintos tableros, su numeración será independiente.

5.1.3.1.2 Cargas verticales

5.1.3.1.2.1 Debidas al tráfico de vehículos

Debemos considerar la acción simultánea de:

- Uno o más vehículos pesados de dos ejes con una carga por eje de Q_{ik} correspondiente al carril i . Cada carril tendrá un vehículo pesado, la separación transversal entre ruedas será de 2 m y la longitudinal de 1,2 m. En comprobaciones generales consideraremos al vehículo centrado, mientras que en comprobaciones locales consideraremos el vehículo en su posición más desfavorable. Además, en comprobaciones locales, si tenemos vehículos pesados en carriles adyacentes estos no pueden aproximarse más de 50 cm y sus cargas puntuales se pueden suponer uniformes sobre una superficie de 0,4m x 0,4m.
- Sobrecarga uniformemente repartida q_{ik} que se extenderá a todas las zonas cuyo efecto resulte desfavorable.

Estas acciones quedan resumidas en la siguiente tabla:

SITUACIÓN	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
CARRIL VIRTUAL 1	300	9,0
CARRIL VIRTUAL 2	200	2,5
CARRIL VIRTUAL 3	100	2,5
OTROS CARRILES VIRTUALES	0	2,5
ÁREA REMANENTE	0	2,5

Tabla 28. Valores de la sobrecarga de uso.

5.1.3.1.2.2 En zonas peatonales

En aquellas zonas destinadas para peatones (pasarelas), asemejaremos las cargas verticales a una sobrecarga uniformemente repartida de valor 5 kN/m² en las zonas más desfavorables. Si se prevé una aglomeración de personas, se puede suponer una sobrecarga de 5 kN/m² en lugar de la carga vertical debida al tráfico si ello resultara más desfavorable.

5.1.3.1.3 Fuerzas horizontales

5.1.3.1.3.1 Frenado y arranque

El frenado y arranque de los vehículos creará una fuerza horizontal sobre nuestra estructura. Consideraremos el caso más desfavorable (un sentido o dos). El valor de esta acción será:

$$Q_{IK} = 1,2Q_{1K} + 0,1q_{1k}w_1L, \quad \text{con } Q_{IK} \in [180, 900]kN \quad (\text{ec. 121})$$

Donde Q_{1k} y q_{1k} son las cargas puntuales y repartidas, respectivamente, del primer carril virtual de las cargas verticales debidas al tráfico. Siendo L la longitud entre juntas o del puente y w_1 el ancho del carril virtual 1.

5.1.3.1.3.2 Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

En puentes con curva de radio (r), la fuerza centrífuga (Q_{tk}) horizontal en dirección perpendicular al eje valdrá:

$$Q_{tk} = \begin{cases} 0,2 \sum 2Q_{IK} & \text{si } r \in (0,200)m \\ \frac{40}{r} \sum 2Q_{IK} & \text{si } r \in [200,1500]m \\ 0 & \text{si } r > 1500 m \end{cases} \quad (\text{ec. 122})$$

En aquellos puentes con radio inferior a 1500 m a la carga puntual se le sumará el 25% de la fuerza de frenado y arranque por el fenómeno de derrape.

5.1.3.1.4 Grupos de cargas de tráfico

A la hora del cálculo, consideraremos los grupos de carga siguientes:

- GRUPO 1: Cargas verticales. Vehículos pesados (5.1.3.1.2.1) + sobrecarga uniforme (5.1.3.1.2.1) + la mitad de las cargas verticales en zonas peatonales (5.1.3.1.2.2).
- GRUPO 2: Fuerzas horizontales. Vehículos pesados ($\Psi_1 Q_{ik}$) + sobrecarga uniforme reducida ($\Psi_1 q_{ik}$) + fuerza de frenado y arranque (5.1.3.1.3.1) + fuerza centrífuga y transversal (5.1.3.1.3.2). Ψ_i toman los valores especificado en la tabla del punto 5.1.5.1.
- GRUPO 3: Peatones. Cargas verticales en zonas peatonales.
- GRUPO 4: Aglomeraciones. Fuerza de aglomeración de personas (5.1.3.1.2.2) + cargas verticales en zonas peatonales.

5.1.3.1.5 Tren de cargas para la comprobación del ELU de fatiga

El tren de cargas para la comprobación del ELU de fatiga será:

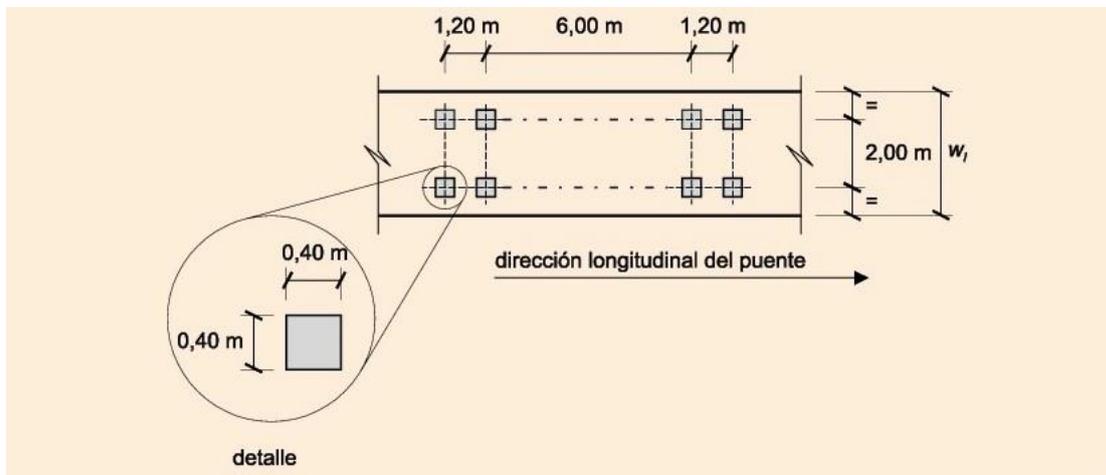


Ilustración 42. Tren de cargas para la comprobación del ELU de fatiga.

5.1.3.1.6 Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes a la estructura

Podemos considerar una carga como la definida en 5.1.3.1.2 en la parte superior al terraplén o alternativamente considerar una carga uniformemente repartida de 10 kN/m^2 . Sólo tendremos en cuenta esta sobrecarga en el caso de que actúe a una distancia de la estructura inferior a la mitad de la altura del elemento sobre el cual se aplica el empuje.

5.1.3.1.7 Empujes sobre barandillas

La fuerza transmitida al tablero por las barandillas, que se considerará de forma simultánea con la sobrecarga uniforme (5.1.3.1.2.2), tomará un valor mínimo de $1,5 \text{ kN/m}$.

5.1.3.1.8 Sobrecarga de uso en pasarelas

Actuarán de forma simultánea:

- Una carga vertical uniformemente repartida de 5 kN/m^2 .
- Fuerza horizontal longitudinal de valor un 10% de la carga vertical total uniformemente repartida.
- En comprobaciones locales consideraremos una carga puntual de 10 kN .

5.1.3.2 Viento

Asimilaremos la acción del viento a una carga estática equivalente excepto en aquellos casos en los que el efecto aeroelástico se deba tener en cuenta.

5.1.3.2.1 Velocidad básica del viento

Definimos la velocidad básica fundamental ($v_{b,0}$) como la velocidad media del viento en 10 minutos con un periodo de retorno de 50 años. Debe cumplir las siguientes consideraciones:

- No se tiene en cuenta la dirección del viento ni la época de año.
- Se mide sobre una zona plana y desprotegida frente a la acción del viento en un entorno tipo II.
- Su acción se cuantifica a una altura de 10 m sobre el suelo.

Podemos definir ahora la velocidad básica (v_b) en un periodo de retorno de T años en función de $v_{b,0}$ y de factores que consideren la dirección (c_{dir}), la estación temporal (c_{season}) y la probabilidad de acontecimiento en T años (c_{prob}) como:

$$v_b(T) = c_{dir} c_{season} v_{b,0} c_{prob} \quad (ec. 123)$$

$$c_{prob} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - 0,2 \cdot \ln [-\ln(0,98)]}} \quad (ec. 124)$$

Para dar valor a la velocidad básica fundamental del viento, debemos basarnos en el siguiente mapa:

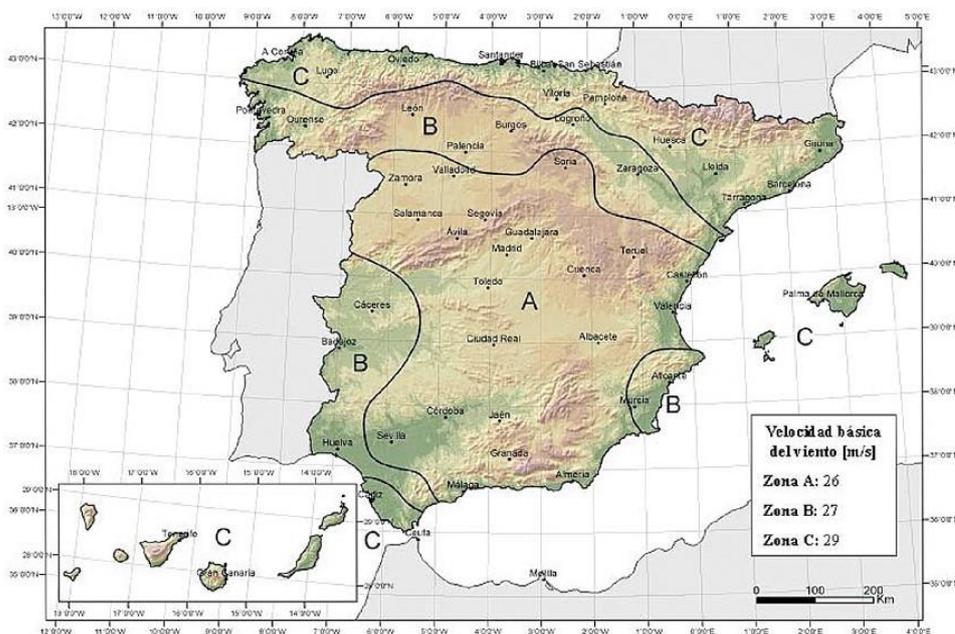


Ilustración 43. Mapa de isostáticas con el valor de la velocidad básica fundamental del viento.

Si tenemos situaciones transitorias, debemos considerar un periodo de retorno mucho mayor al necesario debido a la duración de la acción. La instrucción nos propone:

- Si la situación tiene una duración igual o inferior a 3 días debemos considerar un periodo de retorno de 2 años.
- Si tiene una duración comprendida entre 3 días y 3 meses su periodo de retorno será de 5 años.
- Si tiene una duración comprendida entre 3 meses y 1 año su periodo de retorno será de 10 años.
- Si tiene una duración superior al año su periodo de retorno será de 50 años.

5.1.3.2.2 Velocidad media del viento

Para el cálculo de la velocidad media del viento usaremos la siguiente expresión:

$$v_m(z) = c_r(z)c_0v_b(T) \quad (\text{ec. 125})$$

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } z \geq z_{\min} \\ k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{si } z < z_{\min} \end{cases} \quad (\text{ec. 126})$$

Siendo c_0 un factor de topografía (valdrá 1 normalmente y 1,1 en valles que se pueda producir encauzamiento), c_r un factor de rugosidad, z la altura del punto de aplicación, k_r el factor del terreno, z_0 la longitud de la rugosidad y z_{\min} la altura mínima.

Los valores correspondientes a los coeficientes k_r , z_0 y z_{\min} dependen del entorno y los podemos ver en la tabla 29:

TIPO 0: Mar o zona costera expuesta a mar abierto.

TIPO I: Lagos o áreas planas horizontales y sin obstáculos ni vegetación.

TIPO II: Zona rural con baja vegetación y pocos obstáculos separados entre sí más de 20 veces la altura del obstáculo.

TIPO III: Zona suburbana, forestal o industrial con construcciones/obstáculos aislados separados entre sí más de 20 veces la altura del obstáculo.

TIPO IV: Zona urbana con >15% de zona edificada y una altura media de construcciones >15m.

TIPO DE ENTORNO	K_r	Z_0 [m]	Z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 29. Los valores correspondientes a los coeficientes k_r , Z_0 y Z_{min} .

5.1.3.2.3 Empuje del viento (F_w)

Se calculará por separado en los diferentes elementos del puente teniendo en cuenta el área expuesta al viento y las diferentes situaciones transitorias. Se puede obtener como:

$$F_w = \frac{\rho}{2} v_b^2(T) c_e(z) c_f A_{ref} \quad (ec. 127)$$

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] & \text{si } z \geq z_{min} \\ k_r^2 \left[c_0^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) + 7c_0 \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) \right] & \text{si } z < z_{min} \end{cases} \quad (ec. 128)$$

Siendo ρ la densidad del aire, c_e el coeficiente que depende de la altura, c_f el coeficiente de fuerza, A_{ref} el área de referencia y siendo los demás coeficientes los definidos en el punto anterior. Esta expresión se ha obtenido considerando el factor de turbulencia igual a 1.

Para el cálculo del área de referencia se debe tener en consideración aquellos aspectos definidos en el apartado 4.4.3.F.3 de las acciones a considerar en puentes de ferrocarril según la IAPF-07 referentes al coeficiente de ocultamiento y al espaciamiento relativo.

Para obtener c_f , usaremos:

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
$c_f = 1,4$			sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$		sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$				
$c_f = 1,8$	$c_f = 1,6$	$c_f = 1,45$	$c_f = 1,3$						
$c_f = 1,6$	$c_f = 2,2$	$c_f = 2,0$							

Ilustración 44. Valores del coeficiente de fuerza según la forma de su sección.

5.1.3.2.4 Dirección del viento

Debemos tener en consideración la acción del viento tanto en dirección perpendicular (transversal y vertical) como en dirección longitudinal a nuestro tablero. En caso de tener un puente en curva también deben ser considerados el viento en dirección radial y en dirección tangencial.

5.1.3.2.5 Empuje del viento sobre tableros

5.1.3.2.5.1. Por viento transversal

5.1.3.2.5.1.1 Empuje horizontal

Debemos distinguir dos casos, el de tablero de alma llena y el de tablero de celosía.

CASO 1. Tablero de alma llena.

El coeficiente de fuerza, en este caso, podrá obtenerse como:

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3 \cdot \frac{B}{h_{eq}} , \quad c_{f,x} \in [1,3 ; 2,4] \quad (\text{ec. 129})$$

Donde B es el ancho del tablero y h_{eq} es la altura equivalente (del tablero y de los elementos no estructurales completamente opacos contra la acción del viento o de la sobrecarga de uso si esto es más desfavorable).

Los límites del coeficiente podrán variar si:

- Una de las caras expuestas a la acción del viento esta inclinada en sentido favorable a la dirección del viento. Se puede reducir un 0,5% (hasta 30%) por cada ° de inclinación.
- Las caras expuestas tienen distinta inclinación, la reducción será la media ponderada de la reducción individual de cada cara según el criterio del punto anterior.

CASO 2. *Tablero de celosía.*

Calcularemos el empuje de forma individual para cada celosía valiendo su coeficiente de fuerza:

$$c_{f,x} = \begin{cases} 1,8 & \text{para perfiles con caras planas} \\ 1,2 & \text{para perfiles cilíndricos de diámetro } \Phi / \Phi v_b(T)\sqrt{c_e(z)} < 6 \frac{m^2}{s} \\ 0,7 & \text{para perfiles cilíndricos de diámetro } \Phi / \Phi v_b(T)\sqrt{c_e(z)} > 6 \frac{m^2}{s} \end{cases} \quad (ec. 130)$$

En celosías cuya exposición al viento no sea directa, se puede multiplicar su valor por el coeficiente de ocultamiento pertinente.

5.1.3.2.5.1.2 Empuje vertical

El valor del empuje vertical vendrá dado por:

$$F_w = \frac{\rho}{2} v_b^2(T) c_e(z) c_{f,z} A_{ref,z} \quad (ec. 131)$$

Tomando las variables de los puntos 5.1.3.2.2 y 5.1.3.2.3, con $c_{f,z} = 0,9$.

5.1.3.2.5.1.3 Momento de vuelco sobre el tablero

Supondremos que el empuje transversal se aplica a una altura de la base del tablero del 60% de la altura del primer frente máximo si el tablero es de alma llena y en una altura igual a la media ponderada de las alturas de los centros de gravedad de las diferentes áreas que compongan el primer frente máximo, si los tableros son de celosía.

El empuje vertical estará aplicado a una distancia del borde del barlovento igual al 25% de la anchura del tablero.

5.1.3.2.5.2 Por viento longitudinal

Su dirección será paralela al eje del puente y su valor será del 25% del empuje transversal provocado por el viento transversal (sin considerar reducciones por inclinación) si los elementos son sólidos y del 50% para elementos con huecos. Además, el valor obtenido deberá ser reducido mediante el siguiente coeficiente (C_3):

$$C_3 = 1 - \left[0,23 + 0,182 \cdot \ln\left(\frac{L}{L(z)}\right) \right] \cdot \left[\frac{7}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \quad (ec. 132)$$

Donde

C_0 es el factor de topografía (valdrá 1 normalmente y 1,1 en valles que se pueda producir encauzamiento), z es la altura de aplicación respecto la cota mínima bajo el puente, L es la longitud sobre la que actúa el viento y $L(z)$ la longitud integral de turbulencia que viene definida como:

$$L(z) = \begin{cases} 300 \cdot \left(\frac{z_{min}}{200}\right)^\alpha & \text{si } z < z_{min} \\ 300 \cdot \left(\frac{z}{200}\right)^\alpha & \text{si } z \in [z_{min}, 200] \\ 300 & \text{si } z > 200 \end{cases} \quad (ec. 133)$$

Donde z_0 y z_{min} están definidos en la tabla 29 y α toma los valores 0,38 ; 0,44 ; 0,52 ; 0,61 ; 0,67 para los entornos 0,I,II,III y IV, respectivamente.

5.1.3.2.6 Empuje del viento sobre pilas

Se obtendrá a partir de su área de referencia y coeficiente de fuerza correspondiente. Si su sección es rectangular con aristas redondeadas de acuerdo radial r , se podrá reducir multiplicando el resultado por C_4 :

$$C_4 = 1 - 2,5 \cdot \frac{r}{h} \geq 0,5 \quad (ec. 134)$$

Si la sección de la pila no está incluida en la ilustración 44 se deberá usar:

$c_f=2,2$ para secciones sin superficies cóncavas.

Dividir la pila en secciones que aparezcan en la ilustración 44 y hacer la media de dichos valores para c_f y $c_e(z)$.

5.1.3.2.7 *Empuje del viento sobre otros elementos del puente*

El empuje sobre los otros elementos del puente se obtendrá a partir de sus áreas de referencia y sus coeficientes de fuerza que en caso de no aparecer en la ilustración 44 tomará un valor de 2,2.

5.1.3.2.8 *Calculo simplificado del empuje en tableros y pilas*

Para aquellos tableros con una longitud inferior a 40 m y aquellas pilas con altura inferior a 20 m y coeficientes que cumplan:

$$c_{f,x} \leq 1,8 \text{ en tableros}$$

$$c_{f,x} \leq 2,2 \text{ en pilas}$$

$$c_0 = 1,0$$

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

Consideraremos sólo los efectos por viento transversal con:

ENTORNO (tabla 29)	$\frac{F_w}{A_{ref}}$ en tableros $\left[\frac{KN}{m^2}\right]$						$\frac{F_w}{A_{ref}}$ en pilas $\left[\frac{KN}{m^2}\right]$					
	$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$		$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$		$V_{b,0} = 29 \text{ m/s}$		$V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$		$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$		$V_{b,0} = 29 \text{ m/s}$	
	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$	$H \leq 10m$	$H = 20m$
0	2.58	2.93	2.78	3.16	3.21	3.65	3.16	3.58	3.40	3.86	3.93	4.45
I	2.29	2.64	2.47	2.85	2.85	3.29	2.79	3.23	3.01	3.48	3.47	4.02
II	1.94	2.31	2.09	2.49	2.41	2.88	2.37	2.83	2.56	3.05	2.95	3.52
III	1.47	1.88	1.58	2.03	1.83	2.34	1.80	2.29	1.94	2.47	2.23	2.85
IV	0.93	1.30	1.00	1.40	1.15	1.62	1.14	1.60	1.23	1.72	1.42	1.99

Tabla 30. Empujes unitarios según la altura de la pila y el lugar de aplicación.

Para valores intermedios se interpolarán los valores de forma lineal.

5.1.3.2.9 Efectos aeroelásticos

Si nuestro puente cumple las siguientes condiciones, no será necesaria la consideración de los efectos aeroelásticos:

OPCIÓN 1

- Luz inferior a 200 m en puentes y menor a 100 m en pasarelas.
- Luz efectiva menor que 30 veces el canto.
- Anchura del tablero superior al 10% de la distancia entre puntos de momento transversal por viento transversal nulo.

OPCIÓN 2

- Luz inferior a 80 m.
- Frecuencia fundamental de flexión vertical mayor a 2Hz.

5.1.3.2.9.1 Criterios de comprobación

En el caso hipotético de no cumplir ninguna de las opciones anteriores, debemos realizar las siguientes comprobaciones con respecto a la velocidad crítica de inestabilidad ($v_{cr, inest}$) y la velocidad media de proyecto (v_m):

- DIVERGENCIA TORSIONAL: $v_{cr, inest} \geq 2v_m$
- DESPRENDIMIENTO DE TORBELLINOS: no será necesario si $v_{cr, inest} \geq 1,25v_m$. En caso de no cumplirse, debemos determinar la amplitud máxima de las oscilaciones y comprobar que no se superan los valores permitidos.
- VIBRACIONES DIVERGENTES POR GALOPE: $v_{cr, inest} \geq 1,25v_m$
- VIBRACIONES DIVERGENTES POR FLAMEO: $v_{cr, inest} \geq 2v_b(T)\sqrt{c_e(z)}$
- BATANEO: Se comprobará que los desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos no sobrepasan los valores admisibles por el ELS para la sobrecarga de uso.

5.1.3.2.9.2 Comprobaciones simplificadas

Si la luz es inferior a 200 m en puentes y a 100 m en pasarelas podremos aplicar las siguientes simplificaciones:

$$\begin{aligned} f_b &= 0,18 \sqrt{\frac{g}{v}} \\ f_T &= \frac{1}{\sqrt{32\theta}} \end{aligned} \quad (\text{ec. 135})$$

Donde f_b y f_T son las frecuencias fundamentales a flexión y a torsión, respectivamente. v es la flecha máxima bajo la carga permanente y θ es el giro máximo del tablero bajo un momento torsor uniformemente repartido de módulo igual al momento de inercia másico polar en el sentido del giro de torsión esperado.

5.1.3.2.9.2.1 Divergencia torsional

Se podrá calcular como:

$$D_t = 7,3 \cdot f_T \cdot r \cdot \sqrt{\frac{m}{\rho B^2}} \geq 2v_m \quad (ec. 136)$$

Donde r es el giro másico del tablero, m la masa unitaria del tablero, ρ es la densidad del aire, B es el ancho de la sección y v_m es la velocidad media del viento.

5.1.3.2.9.2.2 Desprendimiento de torbellinos

No será necesario el cálculo para este parámetro si la frecuencia de flexión vertical es inferior a $\frac{7,5}{h}$ Hz con h en metros. En caso contrario se calculará como el número de Scruton:

$$S_c = \frac{\pi \xi m}{25 \rho h^2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 2600 \frac{B}{l} \\ 2100 \frac{f_B^2 B}{g} \end{array} \right. \quad (ec. 137)$$

Donde ξ es el índice de amortiguamiento, l es el mínimo de la luz del puente y la distancia entre momentos nulos por peso propio y f_B es la frecuencia del primer modo de vibración de flexión vertical.

ξ depende del material. Orientativamente se puede tomar:

$$\xi = \begin{cases} 0,4\% & \text{para estructuras de acero} \\ 0,6\% & \text{para estructuras mixtas} \\ 1,0\% & \text{para hormigón pretensado} \\ 1,5\% & \text{para hormigón armado} \end{cases}$$

5.1.3.2.9.2.3 Oscilaciones divergentes por galope y flameo

- No será necesario su cálculo en el plano vertical si:

$$\frac{\pi \xi m f_B}{50 \rho h} \geq 1,25 V_m \quad (ec. 138)$$

- No será necesario su cálculo de torsión si:

$$5f_T B \geq 1,25V_C \quad (\text{ec. 139})$$

- No será necesario su cálculo acoplado de flexión y torsión si:

$$1,8f_T B \sqrt{\left[1 - 1,1 \left(\frac{f_B}{f_T}\right)^2\right] \cdot \frac{mr}{\rho B^3}} \geq 1,25V_C \quad (\text{ec. 140})$$

Los parámetros tienen todos el mismo significado que en los apartados anteriores.

5.1.3.2.9.2.4 Oscilaciones producidas por las ráfagas (bataneo)

No será necesario su cálculo si:

$$\frac{f_B L(z)}{v_m} \geq 3 \quad (\text{ec. 141})$$

Los parámetros tienen todos el mismo significado que en los apartados anteriores.

5.1.3.3 Acción térmica

5.1.3.3.1 Acción térmica en tableros

Consideraremos 3 tipos de tableros según su material:

- TIPO 1: Tablero de acero.
- TIPO 2: Tablero de acero y hormigón armado o pretensado.
- TIPO 3: Tablero de hormigón armado o pretensado.

5.1.3.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

5.1.3.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima del aire

La temperatura máxima en un periodo de retorno de 50 años viene dada por la ilustración 45 y la mínima por la tabla 31 y la ilustración 46:

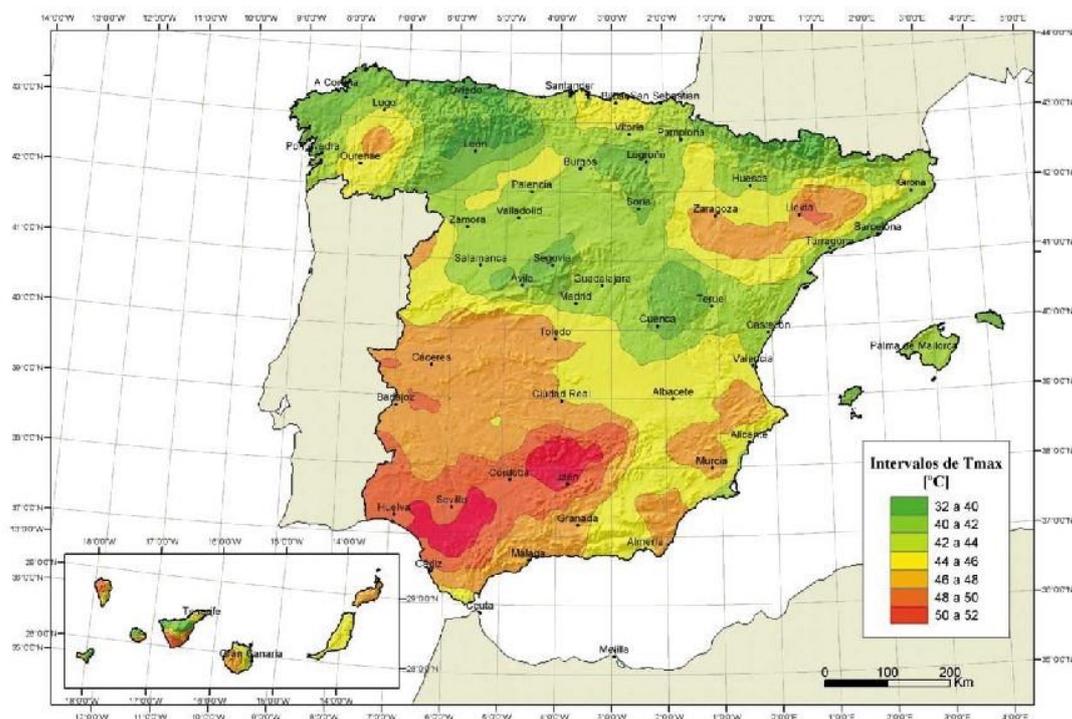


Ilustración 45. Temperatura máxima para un periodo de retorno de 50 años según la zona geográfica.

ALTITUD [m]	TEMPERATURA MÍNIMA (°C) EN ZONA DE CLIMA INVERNAL (Ilustración 45)						
	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4	ZONA 5	ZONA 6	ZONA 7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Tabla 31. Temperatura mínima para un periodo de retorno de 50 años según la altitud y la zona geográfica.



Ilustración 46. Temperatura mínima para un periodo de retorno de 50 años según la zona geográfica.

Para aquellos periodos de retorno distintos a 50 años con una probabilidad de suceder anualmente de p (inverso del periodo de retorno), hallaremos nuestros valores extremos de temperatura a partir de la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} T_{max,p} &= T_{max}\{0,781 - 0,056 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\} \\ T_{min,p} &= T_{min}\{0,393 - 0,156 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\} \end{aligned} \quad (ec. 142)$$

5.1.3.3.1.1.2. Componente uniforme de temperatura o temperatura efectiva

Vendrá limitada por unos valores extremos máximos y mínimos:

$$\begin{aligned} T_{e,min} &= T_{min} + \Delta T_{e,min} \\ T_{e,max} &= T_{max} + \Delta T_{e,max} \end{aligned} \quad (ec. 143)$$

Donde las temperaturas mínimas y máximas son las obtenidas en el punto anterior y los incrementos serán:

$$\begin{aligned} TIPO 1: [\Delta T_{e,min} ; \Delta T_{e,max}] &= [-3 ; 16]^{\circ}\text{C} \\ TIPO 2: [\Delta T_{e,min} ; \Delta T_{e,max}] &= [4 ; 4]^{\circ}\text{C} \\ TIPO 3: [\Delta T_{e,min} ; \Delta T_{e,max}] &= [8 ; 2]^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

Los coeficientes de dilatación térmica lineal serán:

ACERO ESTRUCTURAL, HIERRO DULCE O FUNDICIÓN: $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}(\text{°C})^{-1}$

HORMIGÓN Y ESTRUCTURAS MIXTAS: $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}(\text{°C})^{-1}$

ACERO INOXIDABLE: $\alpha_T = 1,6 \cdot 10^{-5}(\text{°C})^{-1}$

HORMIGÓN CON ÁRIDOS LIGEROS: $\alpha_T = 7 \cdot 10^{-6}(\text{°C})^{-1}$

5.1.3.3.1.1.3. Rango de la componente uniforme de temperatura

El rango de la componente uniforme de temperatura será la diferencia entre la temperatura efectiva máxima y la mínima especificadas en el apartado anterior. Para determinar la variación de temperatura en contracción ($\Delta T_{N,con}$), será necesario restarle a la temperatura inicial la temperatura efectiva mínima. Por otro lado, para determinar la variación de temperatura en dilatación ($\Delta T_{N,exp}$), será necesario restarle a la temperatura efectiva máxima el valor de la temperatura inicial. En caso de no ser posible establecer un valor más preciso de la temperatura inicial (T_0), esta se tomará como 15°C.

En caso de estar estudiando el rango en aparatos de apoyo y juntas de dilatación, deberemos incrementar en 15°C los valores obtenidos. Siendo este incremento 5°C cuando se especifique la temperatura de colocación o se deba reajustar las holguras en los apoyos o cuando este previsto realizar un reglado en las juntas de dilatación.

5.1.3.3.1.2 Componente de la diferencia de temperatura

5.1.3.3.1.2.1 Diferencia vertical

La diferencia vertical de temperatura de calentamiento (ΔT_{cal}) y de enfriamiento (ΔT_{enf}) será:

- TIPO 1: $[\Delta T_{cal} ; \Delta T_{enf}] = [18 ; 13]\text{°C}$
- TIPO 2: $[\Delta T_{cal} ; \Delta T_{enf}] = [18 ; -10]\text{°C}$
- TIPO 3 sección cajón: $[\Delta T_{cal} ; \Delta T_{enf}] = [10 ; 5]\text{°C}$
- TIPO 3 vigas y losas: $[\Delta T_{cal} ; \Delta T_{enf}] = [15 ; 8]\text{°C}$

Se deberá aplicar un factor corrector por el tipo y espesor del pavimento (k_{sur}) con valores:

ESPESOR DEL PAVIMENTO	TIPO 1		TIPO 3	
	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
PERMEABLE SIN PAVIMENTO	0,7	0,9	0,8	1,1
IMPERMEABLE SIN PAVIMENTO	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

Tabla 32. Valor del coeficiente k_{sur} .

5.1.3.3.1.2.2 Diferencia horizontal

La diferencia horizontal de temperatura es debida a la acción del sol en una de las caras sólo.

Si la longitud del voladizo es igual o inferior a dos veces la proyección sobre el plano vertical del lateral del tablero, en los tableros tipo 1 y 2, se tomará un incremento de temperatura en la cara impactada por el sol de 18°C, mientras que en los tableros tipo 3 se tomará de 5°C.

5.1.3.3.1.2.3 Diferencia local en paredes de secciones cajón de hormigón

Este efecto de calentamiento de una sola cara también se produce en las caras exteriores e interiores de las secciones cajón. A falta de datos se tomará una diferencia de 15°C.

5.1.3.3.2 Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

Si se debe tener en cuenta la simultaneidad de la componente uniforme de expansión o contracción ($\Delta T_{N,i}$) con las diferencias de temperatura ($\Delta T_{cal/enf}$) se combinarán:

$$\begin{aligned} &\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_N \\ &0,75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N \end{aligned} \quad (ec. 144)$$

5.1.3.3.3 *Acción térmica en pilas*

Se deben considerar siempre que provoquen reacciones o movimientos a elementos adyacentes o a ellas propias. En caso de pila de hormigón se puede considerar una variación de temperatura entre caras de 5°C. Para los tabiques de pilas será de 15°C. En pilas metálicas se debe realizar un estudio específico.

5.1.3.3.4 *Diferencias de temperatura uniforme entre elementos estructurales*

Se deben tener en cuenta siempre que provoquen efectos adversos en nuestra estructura.

5.1.3.3.5 *Diferencia en puentes con tirantes o péndolas*

Se considerará una diferencia positiva entre la temperatura de los tirantes con el resto del puente de 20°C y una diferencia negativa de -10°C. Si los tirantes son pintados de tal forma que no sea tan importante el soleamiento, la diferencia positiva se podrá reducir hasta 10°C.

5.1.3.3.6 *Diferencias en puentes con arcos o pilonos*

Se podrá aplicar una diferencia de temperatura como la descrita en el apartado de temperatura efectiva. También se puede considerar una variación de $\pm 15^\circ\text{C}$.

5.1.3.4 Nieve

Sólo será necesario en aquellas zonas susceptibles de sufrir nevadas. En zonas de altitud mayor a 2200 m o en zonas de condiciones extremas de viento y nieve se deberán realizar estudios específicos. En caso contrario podremos calcular la acción de la nieve según los siguientes apartados.

5.1.3.4.1 *Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal*

Se podrán adoptar los valores de las tablas 33 y 34:

SOBRECARGA DE NIEVE (S_k) [kN/m²] SEGÚN LA ZONA DE CLIMA INVERNAL (Ilustración 45)

ALTITUD [m]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,8	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 33. Sobrecarga de nieve en terreno horizontal según la altitud y la zona geográfica.

CAPITAL	ALTITUD [m]	S _k [kN/m ²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	S _k [kN/m ²]
ALBACETE	690	0,6	MÁLAGA	0	0,2
ALICANTE	0	0,2	MURCIA	40	0,2
ALMERÍA	0	0,2	OURENSE	130	0,4
ÁVILA	1130	1,0	OVIEDO	230	0,5
BADAJOS	180	0,2	PALENCIA	740	0,4
BARCELONA	0	0,4	PALMA DE MALLORCA	0	0,2
BILBAO	0	0,3	LAS PALMAS	0	0,2
BURGOS	860	0,6	PAMPLONA	450	0,7
CÁCERES	440	0,4	PONTEVEDRA	0	0,3
CÁDIZ	0	0,2	SALAMANCA	780	0,5
CASTELLÓN	0	0,2	SAN SEBASTIÁN	0	0,3
CIUDAD REAL	640	0,6	SANTANDER	0	0,3
CÓRDOBA	100	0,2	SEGOVIA	1000	0,7
A CORUÑA	0	0,3	SEVILLA	10	0,2
CUENCA	1010	1,0	SORIA	1090	0,9
GIRONA	70	0,4	TARRAGONA	0	0,4
GRANADA	690	0,5	TENERIFE	0	0,2
GUADALAJARA	680	0,6	TERUEL	950	0,9
HUELVA	0	0,2	TOLEDO	550	0,5
HUESCA	470	0,7	VALENCIA	0	0,2
JAÉN	570	0,4	VALLADOLID	690	0,4
LEÓN	820	1,2	VITORIA	520	0,7
LLEIDA	150	0,5	ZAMORA	650	0,4
LOGROÑO	380	0,6	ZARAGOZA	210	0,5
LUGO	470	0,7	CEUTA	0	0,2
MADRID	660	0,6	MELILLA	0	0,2

Tabla 34. Sobrecarga de nieve en terreno horizontal para las capitales de provincia.

5.1.3.4.2. Sobrecarga de nieve en tableros

Según los valores de sobrecarga obtenidos en el punto anterior, podemos obtener el valor de la sobrecarga en los tableros como:

$$q_k = 0,8s_k \quad (\text{ec. 145})$$

5.1.3.4.3. Acumulaciones locales de nieve

Se deben tener en cuenta acumulaciones locales de nieve debido a actos artificiales como el paso de la máquina quitanieves. En estos casos debemos considerar la nieve esparcida en un ancho igual al del tablero menos el de dos carriles con una altura igual a la del objeto de contención y unas densidades de nieve dependiendo de la altitud (H):

$$\begin{aligned} \gamma &= 3,3 \frac{kN}{m^3} \quad \text{para } H \in [1500 ; 2000] \\ \gamma &= 2,7 \frac{kN}{m^3} \quad \text{para } H \in [1000 ; 1500] \\ \gamma &= 2,0 \frac{kN}{m^3} \quad \text{para } H \in [800 ; 1000] \\ \gamma &= 1,5 \frac{kN}{m^3} \quad \text{para } H \in [0 ; 800] \end{aligned}$$

5.1.3.5 Otras acciones variables

5.1.3.5.1 Acción del agua

5.1.3.5.1.1 Empuje hidrostático

Se calculará considerando el peso específico del agua como $9,8kN/m^3$.

5.1.3.5.1.2 Empuje hidrodinámico

El empuje vendrá dado por:

$$E = \frac{\rho v(T)^2}{2} c_f A(T) \quad (\text{ec. 146})$$

Donde, ρ es la densidad del agua, $v(T)$ es la velocidad según el periodo de retorno, c_f es el coeficiente de fuerza (Ilustración 44) y $A(T)$ es el área del elemento según el periodo de retorno.

5.1.3.5.2 Otras sobrecargas en situaciones transitorias

Se deberán tener en cuenta todas aquellas sobrecargas en situaciones transitorias que deberán aparecer en el proyecto.

5.1.4 ACCIONES ACCIDENTALES (A_k)

5.1.4.1 Impactos

5.1.4.1.1. *Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural del puente o pasarela*

Para asimilar la fuerza debida al impacto de un vehículo con algún elemento estructural del puente, se considerará una fuerza horizontal sobre el mismo de 1000kN en la dirección del tráfico y otra de 500kN en el sentido perpendicular. Su aplicación se equivaldrá a la más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m y no será simultánea. No será necesaria su consideración si la distancia y barreras de la estructura cumplen la reglamentación de la DGC.

El impacto de camiones sobre el tablero se equivaldrá a una fuerza horizontal en el sentido del tráfico de 500kN actuando a una altura de 0,25 m. Se supondrá una fuerza igual a la anterior con una inclinación de 10° y sentido ascendente en la parte inferior del tablero.

5.1.4.1.2. *Impactos contra sistemas de contención de vehículos*

Para el dimensionamiento de los sistemas de contención de vehículos, se deberá realizar un estudio específico dinámico para reducir en la mayor medida posible las consecuencias de accidente. Al estar nuestro trabajo pensado para el estudio de cargas sobre el puente, no es necesario dicho cálculo. Sin embargo, todos los datos necesarios para su dimensionamiento se pueden encontrar en la norma UNE-EN 1317.

5.1.4.1.3. *Impacto de vehículos ferroviarios*

El valor de dicho impacto es el especificado en el apartado 4.4 de cálculo de acciones para puentes de ferrocarril.

5.1.4.1.4. *Impacto de embarcaciones*

En caso de tener un puente que cruce un curso de agua navegable se deberá realizar un estudio de impacto de las embarcaciones.

5.1.4.2 Acción sísmica

Las acciones sísmicas se especifican y estudian en la <<*Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP)*>>. En ella se recogen todas las acciones debidas a seísmos según la importancia del puente.

5.1.4.3 Otras acciones accidentales

5.1.4.3.1 *Caída de un carro de avance en fase de construcción*

Se deben considerar dos hipótesis, la primera es que caiga durante la operación de deslizamiento del carro y la segunda es que lo haga durante el hormigonado o colocación de una dovela. Se puede aproximar la acción a una fuerza ascendente de valor el peso de la carga caída.

5.1.5 VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Para ELS (Tabla 35), ELU de equilibrio (Tabla 36) y ELU de resistencia (Tabla 37), se adoptarán los coeficientes parciales de seguridad:

	ACCIÓN	EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
PERMANENTE DE VALOR CONSTANTE	Peso propio	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
	Carga Muerta		
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P1	$\gamma_{G^*} = 0,9$	$\gamma_{G^*} = 1,1$
	Pretensado P2	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otras presolicitaciones		
	Reológicas		
	Empuje del terreno		
	Rozamiento de apoyos deslizantes		
	Asientos	$\gamma_{G^*} = 0,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,0$

Tabla 35. Coeficientes parciales de seguridad para el ELS.

	ACCIÓN	EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
PERMANENTE	Peso propio	$\gamma_G = 0,9$	$\gamma_G = 1,1$
	Carga Muerta		
	Empuje del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,5$
VARIABLE	Sobrecargas de uso	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,35$
	Sobrecargas construcción		
	Sobrecargas terraplenes		$\gamma_Q = 1,5$
	Acciones climáticas		
	Empujes		

Tabla 36. Coeficientes parciales de seguridad para el ELU de equilibrio.

	ACCIÓN	EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
PERMANENTE DE VALOR CONSTANTE	Peso propio	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$
	Carga Muerta		
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado P1	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0/1,2^{\text{ancl}}/1,3^{\text{bend}}$
	Pretensado P2		$\gamma_{G^*} = 1,35$
	Otras presolicitaciones		$\gamma_{G^*} = 1,00$
	Reológicas		$\gamma_{G^*} = 1,35$
	Empuje del terreno		$\gamma_{G^*} = 1,5$
	Rozamiento de apoyos deslizantes		$\gamma_{G^*} = 1,35$
	Asientos		$\gamma_{G^*} = 0,0$
VARIABLE	Sobrecargas de uso	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,35$
	Sobrecargas construcción		$\gamma_Q = 1,5$
	Sobrecargas terraplenes		
	Acciones climáticas		
	Empujes		

Tabla 37. Coeficientes parciales de seguridad para el ELU de resistencia.

Los valores de los coeficientes Ψ_i , valen:

ACCIÓN		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
SOBRECARGA DE USO	Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0.75	0.0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0.4	0.0/0.2 ^{sism}
		Carga en aceras	0,4	0.4	0.0
	Fuerzas horizontales		0.0		
	Peatones				
	Aglomeraciones				
	Sobrecarga de uso pasarelas		0.4	0,4	0.0
Viento	Persistente	0.6	0,2		
	Construcción	0.8	0,0		
	Pasarelas	0.3	0,2		
Acción térmica		0.6	0.6	0,5	
Nieve	Construcción	0.8	0,0	0.0	
Acción del agua	Hidrostático	1.0			
	Hidrodinámico	1.0			
Sobrecarga de construcción		1.0	0.0	1,0	

Tabla 38. Valores de los factores de simultaneidad.

5.1.6 ESTADOS LÍMITE

Una vez calculados todos los esfuerzos, nuestra estructura deberá cumplir los requisitos pertinentes a los estados límite último (ELU) y de servicio (ELS) para su puesta en servicio.

5.1.6.1 Estado Límite de Servicio (ELS)

El estado límite de servicio, nos exige que nuestra estructura cumpla su funcionalidad, como mínimo, durante la vida útil de la misma. Se debe asegurar:

$$E_d \leq C_d$$

Siendo E_d el valor de cálculo a considerar en nuestra estructura y C_d el valor límite correspondiente al estado límite de servicio.

Las combinaciones de las acciones para el ELS serán:

- Combinación característica (poco probable):

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (ec. 147)$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (ec. 148)$$

- Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (ec. 149)$$

Siendo

$G_{k,i}$ valor de la acción permanente i de valor constante.

$G^*_{k,j}$ valor de la acción permanente j de valor no constante.

$Q_{k,1}$, $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor de la acción variable dominante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$, $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor de la acción variable concomitante.

Ψ_i son los diferentes coeficientes definidos en la Tabla 38.

γ son los diferentes coeficientes de seguridad definidos en la Tabla 35.

Aplicando las combinaciones de acciones definidas se considerarán:

- ELS de fisuración
- ELS de deformación
- ELS de vibraciones
- ELS de plastificaciones
- ELS de deslizamiento

Para asegurar el correcto funcionamiento de nuestra estructura durante, al menos, su vida útil debemos cumplir las siguientes restricciones:

5.1.6.1.1 Flechas

5.1.6.1.1.1. Estado Límite de Servicio de deformación

La flecha para el valor frecuente de sobrecarga no podrá superar $L/1000$ en puentes de carretera o $L/1200$ en pasarelas o puentes con zonas peatonales. Se podrán aceptar valores superiores si las vibraciones son admisibles según 5.1.6.1.2.

En tableros con voladizos o flexibilidad transversal en juntas de dilatación la flecha para el valor frecuente de sobrecarga no podrá superar 5 mm.

5.1.6.1.1.2. Contraflecha de ejecución

Debido a los procesos constructivos pueden aparecer contraflechas. Se deben definir unos valores de las mismas para la carga permanente y para la mitad de los efectos reológicos de tal forma que nuestra estructura se ajuste a la rasante teórica de proyecto.

Se deberán aplicar medidas correctoras durante la ejecución para evitar deformaciones debidas al soldeo en puente metálicos. Se debe comprobar, además, que no existen zonas de acumulación de agua en la estructura con las cargas permanentes y las deformaciones diferidas.

5.1.6.1.2 Vibraciones

Nos centraremos en el estudio del confort en zonas por las que transiten peatones. En tableros con voladizos se deben considerar los efectos locales sobre los mismos.

En general los valores de la aceleración para el confort pueden tomarse como:

GRADO DE CONFORT	RANGO DE ACELERACIONES	
	VERTICALES	LATERALES
MÁXIMO	[0 ; 0,5) m/s ²	[0 ; 0,1) m/s ²
MEDIO	[0,5 ; 1,0] m/s ²	[0,1 ; 0,3] m/s ²
MÍNIMO	(1,0 ; 2,5] m/s ²	(0,3 ; 0,8] m/s ²
NO ACEPTABLE	>2,5 m/s ²	>0,8 m/s ²

Tabla 39. Valores de la aceleración para el confort.

5.1.6.1.2.1. Estado Límite de Servicio de vibración en puentes con zonas peatonales

Salvo en puentes urbanos con tráfico peatonal intenso, puentes con voladizos laterales transitables esbeltos y puentes singulares o de nuevos materiales, será suficiente el cumplimiento de 5.1.6.1.1 para el resto de puentes.

Para estos tres tipos de puente específicos se debe desarrollar un estudio dinámico para un camión de 400kN con velocidades entre 20 y 80 km/h. La flecha máxima no puede superar los valores de la tabla 39.

En caso de no cumplir las condiciones de 5.1.6.1.1 se debe realizar también un estudio dinámico.

5.1.6.1.2.2. Estado Límite de Servicio de vibración en pasarelas peatonales

Se considerará verificado el ELS de vibraciones salvo en las siguientes situaciones:

- Vibraciones verticales y longitudinales de 1,25 a 4,60 Hz.
- Vibraciones laterales de 0,50 a 1,20 Hz.
- Luz superior a 50 m.
- Ancho útil superior a 3 m.
- Tipología singular o nuevos materiales.
- Puentes urbanos con tráfico peatonal intenso.

Cuando nuestro puente presente alguna de estas condiciones será necesario el desarrollo de un estudio dinámico para analizar la respuesta vibratoria de nuestro puente.

5.1.6.2 Estado Límite Último (ELU)

El estado límite último, nos exige que nuestra estructura sea segura a nivel estructural, es decir garantizar que no colapse frente a cargas externas. Además, en caso de colapsar, nos exige que su rotura sea dúctil para poder desalojar en caso de colapso inminente y evitar así daños personales graves. Se debe asegurar:

$$S_d \leq R_d$$

Siendo S_d el valor de cálculo a considerar en nuestra estructura y R_d el valor límite correspondiente al estado límite último.

Las combinaciones de las acciones para el ELU serán:

- Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (ec. 150)$$

- Situación accidental sin sismo:

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} G^*_{k,j} + A_K + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (ec. 151)$$

- Situación accidental de sismo:

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} G^*_{k,j} + A_{E,K} + \Psi_{2,1} Q_{k,1} \quad (ec. 152)$$

Siendo

$G_{k,i}$ valor de la acción permanente i de valor constante.

$G^*_{k,j}$ valor de la acción permanente j de valor no constante.

$Q_{k,1}$, $\Psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor de la acción variable dominante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$, $\Psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valor de la acción variable concomitante.

$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$ Valor cuasipermanente de la acción relativa a la sobrecarga de uso

A_K valor característico de la acción accidental.

$A_{E,K}$ valor característico de la acción sísmica.

Ψ_i son los diferentes coeficientes definidos en la Tabla 38.

γ son los diferentes coeficientes de seguridad definidos en las tablas 36 y 37.

Aplicando las combinaciones de acciones definidas se considerarán:

- ELU de equilibrio
- ELU de rotura
- ELU de fatiga

5.1.7 PRUEBAS DE CARGA

Una vez realizado, los cálculos de las acciones pertinentes según las pautas definidas en esta Instrucción y después de construir nuestra estructura, debemos realizar la prueba de cargas pertinente antes de la puesta en servicio para comprobar que el puente resiste las cargas máximas que se les suponen sobre él debidas al tráfico.

Las pruebas deberán ser dinámicas o estáticas, siendo las primeras obligatorias para aquellos puentes con luces de vano iguales o superiores a los 12 m. La prueba de carga dinámica será perceptiva en puentes de luce superiores a 60 metros o en aquellos con diseños inusuales.

En el supuesto caso de no obtener en esta prueba los resultados esperados, será necesaria una comprobación tanto de cálculo como de la estructura en sí y se realizarán las modificaciones pertinentes para garantizar la funcionalidad y seguridad de la estructura.

6. EJEMPLO COMPARATIVO DE PUENTES DE CARRETERA, FERROCARRIL CONVENCIONAL Y TREN DE ALTA VELOCIDAD.

En este apartado, realizaremos una comparación de las acciones (de forma individualizada) que se aplican a nuestro puente para distintas modalidades de uso, a saber, puentes de ferrocarril y puentes de carretera. Esto nos permitirá ver con una mayor claridad las diferencias y similitudes que un puente de la misma índole pueda sufrir para cada caso.

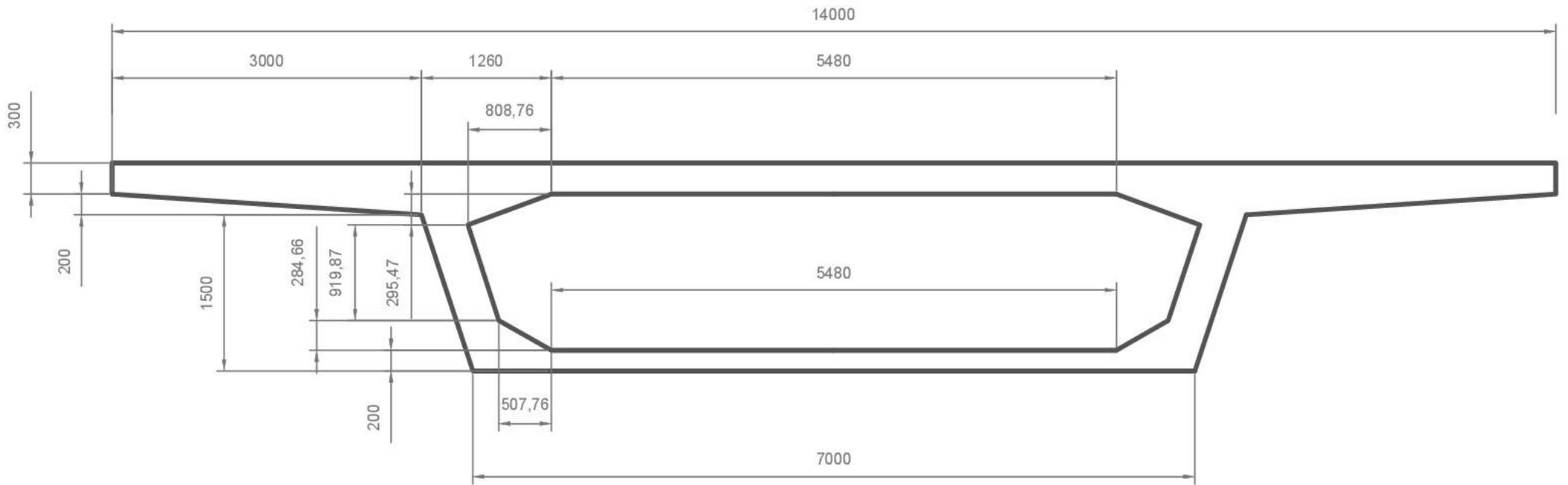
Para poder comparar debemos definir primero las características propias de nuestro puente. Con el objetivo de alcanzar una comparación equitativa, y aunque esto no se ajuste en su totalidad a la realidad, vamos a proponer unas dimensiones y una sección común para ambos casos.

La longitud del puente será de 25 metros, mientras que su sección, como se puede ver en Plano 1 es una sección cajón cuyo ancho superior es de 14 metros, mientras que el inferior es de 7 metros. Las alas tienen una longitud de 3 metros con un ancho que oscila entre los 30 y los 50 centímetros. El canto total de la pieza es de 2,0 metros.

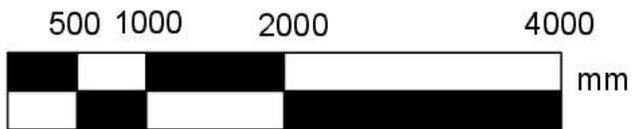
El resumen de las características del puente objeto de estudio son las siguientes:

PARÁMETRO	VALOR
ÁREA DE LA SECCIÓN	7,8488 m ²
LONGITUD DEL PUENTE	25 m
EI	50660592 kNm ²
MASA	20000 kg/m
FRECUENCIA FUNDAMENTAL DE TORSIÓN f _r	1,1735 Hz
RADIO DE GIRO (r)	0,698 m
FRECUENCIA PROPIA	4 Hz
COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO (ζ)	2%

Tabla 40. Características del puente objeto de comparación.



E: 1/55



La longitud del puente ha sido definida de forma arbitraria, con el objetivo de definir un puente isostático que sea susceptible a poder sufrir el fenómeno de resonancia, cuyo estudio es uno de los principales objetivos de este proyecto. El material de construcción del puente será hormigón pretensado y se encontrará dentro de la provincia de Barcelona con doble vía para el tráfico.

La definición de la rigidez EI , así como la de la masa por unidad de longitud y la frecuencia propia han sido obtenidas del estudio propuesto por el “European Rail Research Institute (ERRI)” en la ficha D214 (a), “Design of railway bridges for speed up to 350 km/h”.

El puente se encuentra en la provincia de Barcelona a una altura de 400 metros con respecto al nivel del mar y sobre un terreno de tipo arcilloso que presenta las siguientes características:

PARÁMETRO	VALOR
COHESIÓN (c) A 2m	60 kPa
COHESIÓN (c) A 30m	280 kPa
PESO ESPECÍFICO (γ)	$20 \frac{kN}{m^3}$
ÁNGULO DE FRICCIÓN (Φ)	$\sim 0^\circ$
CONSTANTE DE COHESIÓN (N_c)	9,0
CONSTANTE DE SOBRECARGA (N_q)	1,0
CONSTANTE DE FRICCIÓN (N_γ)	~ 0
FACTOR DE ADHERENCIA (α)	0,60
NIVEL FREÁTICO	-2,0 m
GRADIENTE DE VOLÚMEN (m_v)	$2 \cdot 10^{-4} \frac{m^2}{kN}$
NÚMERO DE POISSON (ν)	1,5 MPa
MÓDULO DE YOUNG (E)	0,5

Tabla 41. Características de los parámetros del terreno de construcción.

Calcularemos las acciones considerando una vida útil de 100 años.

6.1. Puentes de ferrocarril

Vamos a proceder a identificar el valor de las diferentes acciones que pueden actuar sobre nuestra estructura, siguiendo el desglose realizado en “4.4. Cálculo de acciones”.

6.1.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_K)

6.1.1.A Peso propio (G_{k1})

El peso propio de nuestro puente viene definido por el “European Rail Research Institute (ERRI)” en la ficha D214 (a), “Design of railway bridges for speed up to 350 km/h”. En dicha ficha se nos estipula una masa de 20000 kg/m para un puente con las características definidas en el punto anterior. Por tanto:

$$\rho = 20000 \frac{kg}{m}$$

$$G_{k1} = g \cdot \rho = 196200 \frac{N}{m} = 196,2 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.1)$$

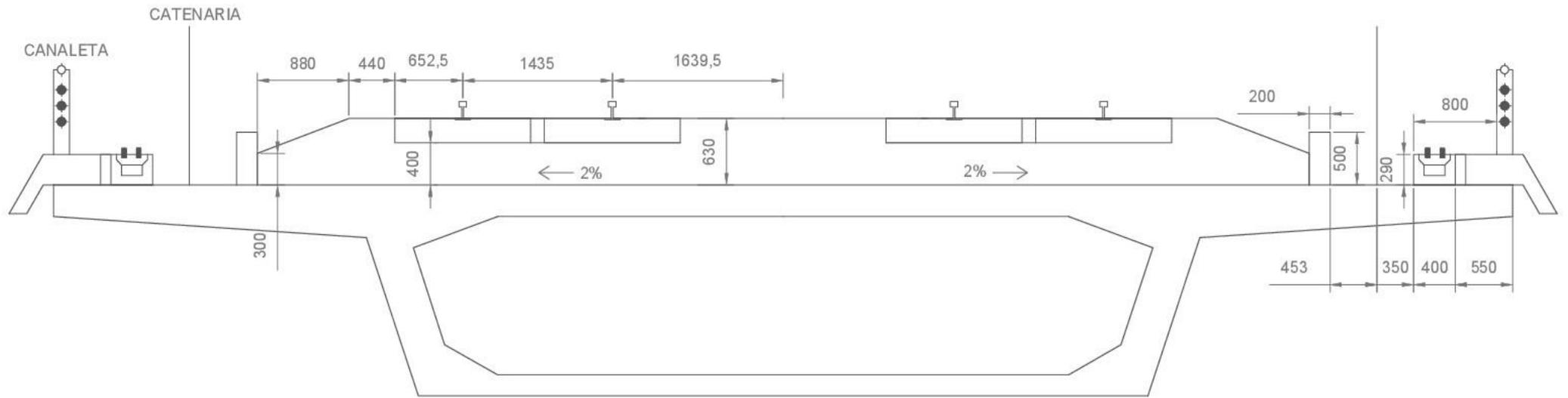
Si procedemos a realizar un cálculo aproximado del peso propio de nuestro puente mediante el conocimiento del área de la sección y de la densidad del hormigón armado (Tabla 2) obtenemos:

$$G_{k1} = A \cdot \gamma_{HA} = 7,8488 \cdot 25 = 196,22 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.2)$$

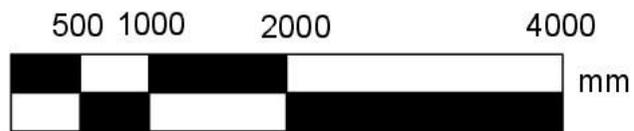
Vemos, por tanto, que el valor estimado a partir del área se ajusta de forma muy precisa al valor propuesto por el ERRI. Con esta comprobación, podemos afirmar que el modelo de sección de nuestro puente es robusto y preciso.

6.1.1.B Cargas muertas (G_{k2})

Para puentes destinados a la circulación de ferrocarriles sobre ellos, las cargas muertas constituyen un valor de las acciones permanentes nada desdeñable. Las sobrecargas son debidas a los elementos que constituyen la vía de ferrocarril. Para la correcta cuantificación de los mismos es necesaria la definición de las dimensiones de la estructura adicional (Plano 2).



E: 1/55



Una vez definidos los elementos a considerar procedemos a la cuantificación de sus pesos:

TERRAPLÉN ($G_{k2.1}$)

Con las dimensiones disponibles en el plano 2, podemos ver que el área del terraplén es de $4,8084 \text{ m}^2$. La densidad de los materiales granulares compactados (MGC) puede encontrarse en la Tabla 2, y toma un valor de $20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$$G_{k2.1} = A \cdot \gamma_{MGC} = 4,8084 \cdot 20 = 96,168 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{ec } 5.3)$$

BALSTO ($G_{k2.2}$)

Actuando de forma análoga al punto anterior, obtenemos:

$$G_{k2.2} = A \cdot \gamma_{Balasto} = 1,8084 \cdot 18 = 32,5512 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{ec } 5.4)$$

CARRIL ($G_{k2.3}$)

Teniendo en cuenta que usaremos un carril UIC60 cuya masa es de 60 kg/m y que tenemos doble vía para el tráfico:

$$G_{k2.3} = n \cdot \rho \cdot g = 4 \cdot 60 \cdot 9,81 = 2354,4 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 2,3544 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{ec } 5.5)$$

TRAVIESAS ($G_{k2.4}$)

Las traviesas a emplear en nuestra vía serán las traviesas monobloque de peso entre 295 y 315 kg . Estas deben ser colocadas en tramos entre 50 y 70 cm , por este motivo siempre encontraremos un total de 2 traviesas por metro lineal. Teniendo en cuenta la doble vía obtenemos:

$$G_{k2.4} = n \cdot \rho \cdot g = 4 \cdot 315 \cdot 9,81 = 12360,6 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 12,3606 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{ec } 5.6)$$

OTROS ELEMENTOS DE VÍA ($G_{k2.5}$)

Los demás elementos de la vía, a saber: sujeciones, placas de asiento, aparatos de vía, etc. Se considerarán como una sobrecarga de valor $(4,6) \frac{kN}{m}$.

Debido al desconocimiento del valor exacto de la acción, la instrucción nos propone establecer un rango de valores cuyo valor esta minorado un 30% respecto el valor mínimo y mayorado un 30% respecto el valor máximo.

$$G_{k2.5} = (2,8 ; 7,8) \frac{kN}{m} \quad (ec 5.7)$$

MURETE DE CONTENCIÓN ($G_{k2.6}$)

Con las dimensiones disponibles en el plano 2, y las densidades de la Tabla 2, obtenemos:

$$G_{k2.6} = A \cdot \gamma_H = 0,2 \cdot 25 = 5 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.8)$$

CATENARIA ($G_{k2.7}$)

Realizando los cálculos pertinentes para encontrar el peso de cada uno de los elementos según la información disponible en la página oficial de ADIF ©, podemos estimar el peso del conjunto del sistema como:

$$G_{k2.7} = 116 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.9)$$

Sin embargo, el valor numérico no tiene una certeza del 100% y es por eso que, igual que hemos aplicado para "otros elementos de vía" debemos establecer un rango de cargas:

$$G_{k2.7} = (81,2 ; 150,8) \frac{kN}{m} \quad (ec 5.10)$$

CANALETA ($G_{k2.8}$)

Con las dimensiones disponibles en el plano 2, y las densidades de la Tabla 2, obtenemos:

$$G_{k2.8} = A_1 \cdot \gamma_{HM} + A_2 \cdot \gamma_S = 0,709 \cdot 24 + 0,035 \cdot 77 = 19,74 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.11)$$

OTROS ELEMENTOS ($G_{k2.9}$)

Otros elementos a considerar son los almacenes de balasto o las señales de tráfico. Para estimar su cuantía, procedemos de igual forma que lo desarrollado en “otros elementos de vía”

$$G_{k2.9} = (2,8 ; 7,8) \frac{kN}{m} \quad (ec 5.12)$$

Una vez han sido considerados todos los elementos existentes en nuestro puente de forma permanente podemos obtener su valor total:

$$G_{k2} = \sum_{i=1}^9 G_{k2.i} = (254,97 ; 334,57) \frac{kN}{m} \quad (ec 5.13)$$

Algunas de las acciones consideradas anteriormente tienen un comportamiento de carga puntual, sin embargo, por tener la carga repartida un efecto más desfavorable sobre nuestra estructura y con el fin de sobredimensionar las acciones para evitar un mal comportamiento del puente por mala estimación de las mismas, consideraremos todas las cargas como uniformemente repartidas a lo largo del tablero. Trabajaremos, además, con la carga mayor por ser esta más perjudicial para la estabilidad de la estructura.

$$G_k = \sum_{i=1}^2 G_{ki} = (451,17 ; 530,77) \frac{kN}{m} = 530,77 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.14)$$

Con este valor de la carga repartida, se nos generan las siguientes leyes de esfuerzos:

$$V(x) = 6634,625 - 530,77x \quad [kN] \quad (ec 5.15)$$

$$M(x) = 6634,625x - 265,385x^2 \quad [kNm] \quad (ec 5.16)$$

$$\theta(x) = 4,36541 \cdot 10^{-7} \cdot (4x^3 - 150x^2 + 15625) \quad [rad] \quad (ec 5.17)$$

$$y(x) = 4,36541 \cdot 10^{-7} \cdot (x^4 - 50x^3 + 15625x) \quad [m] \quad (ec 5.18)$$

Las leyes explicitadas con mayor detalle, así como el gráfico de las mismas puede verse en el ANEJO H.

6.1.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)

6.1.2.A. Pretensado

Para el correcto dimensionamiento del pretensado es preciso conocer el total de las cargas permanentes y variables que sufrirá nuestra estructura a lo largo de toda su vida.

Nuestro puente será de hormigón pretensado con armaduras postesas, es decir que entran en actividad mediante la aplicación de una fuerza externa con gatos hidráulicos una vez la pieza ha sido dimensionada y el hormigón ha fraguado.

Uno de los elementos a considerar en el diseño de las fuerzas de pretensado es la pérdida que sufre la misma a causa del rozamiento con el hormigón, la penetración de la cuña, el acortamiento elástico por relajación y las pérdidas diferidas en el tiempo.

Resulta remarcable destacar que nuestra armadura en tiempo infinito habrá sufrido la pérdida de fuerza de pretensado máxima. Nuestra fuerza de pretensado en ese tiempo infinito (P_∞) debe ser capaz de soportar las cargas máximas.

Debemos estudiar los efectos de la armadura postesa en dos situaciones.

- Situación de vacío: Aún no han empezado a actuar las cargas, pero si el pretensado y el peso propio.
- Situación de servicio: Todas las cargas asociadas han entrado ya en acción.

Para poder hallar dicho valor, nos vamos a apoyar en el diagrama de Magnel. Este diagrama nos proporciona una región solución, en función de la fuerza de pretensado y la excentricidad de la armadura. Podemos ver en el siguiente gráfico como la región solución viene delimitada por las cuatro rectas (azul, amarillo, naranja y rojo) cuyas expresiones pueden verse en las ecuaciones 5.19, 5.20, 5.21 y 5.21b.

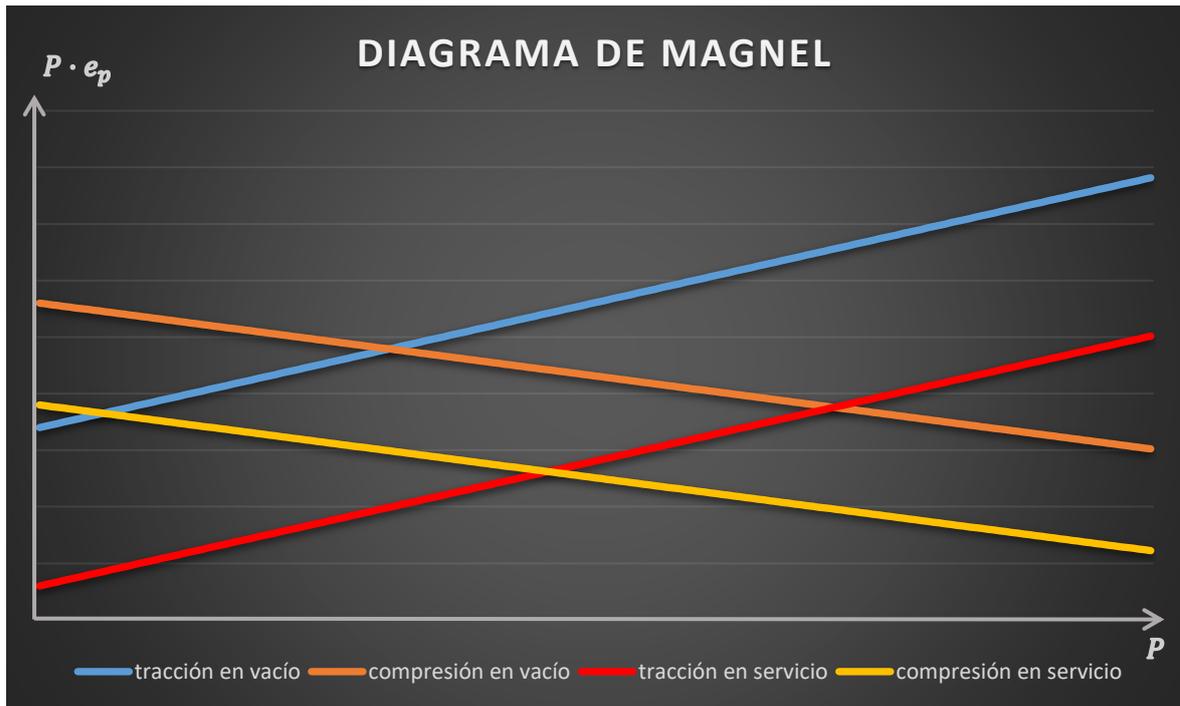


Ilustración 48. Diagrama de Magnel.

$$-\sigma_{ct}^{vacío} \leq \frac{\gamma_p \cdot P}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot P \cdot e_p}{I_c} \cdot v + \frac{M}{I_c} \cdot v \quad (ec\ 5.19)$$

$$\sigma_{cc}^{vacío} \geq \frac{\gamma_p \cdot P}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P \cdot e_p}{I_c} \cdot v' - \frac{M}{I_c} \cdot v' \quad (ec\ 5.20)$$

$$-\sigma_{ct}^{servicio} \leq \frac{\gamma_p \cdot P}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P \cdot e_p}{I_c} \cdot v' - \frac{M'}{I_c} \cdot v' \quad (ec\ 5.21)$$

$$\sigma_{cc}^{servicio} \geq \frac{\gamma_p \cdot P}{A_c} - \frac{\gamma_p \cdot P \cdot e_p}{I_c} \cdot v + \frac{M'}{I_c} \cdot v \quad (ec\ 5.21b)$$

- γ_p es el coeficiente de seguridad del pretensado.
- A_c e I_c son el área y la inercia del hormigón.
- v y v' son las distancias del centro de gravedad a la fibra superior e inferior, respectivamente.
- M y M' son los momentos en situación de vacío y de servicio, respectivamente.

Esta región nos delimita un espacio de soluciones para el hallazgo de nuestra fuerza de pretensado inicial. Sin embargo, para cumplir con la normativa de hormigón estructural (EHE08), la excentricidad que debe sufrir una armadura no puede ser superior a un valor concreto.

$$e_{EHE} \leq v' - 0,5 \cdot \Phi_{vaina} - c_{min} \quad (ec 5.22)$$

Donde Φ_{vaina} y c_{min} son el diámetro de la vaina y el recubrimiento mínimo, respectivamente.

La excentricidad, por tanto, será un valor limitante (recta blanca) que nos proporcionará un rango de valores de la fuerza de pretensado mucho más acotado. Debemos recordar que en este gráfico la excentricidad se presenta como la pendiente de las rectas a causa de la definición de los ejes.

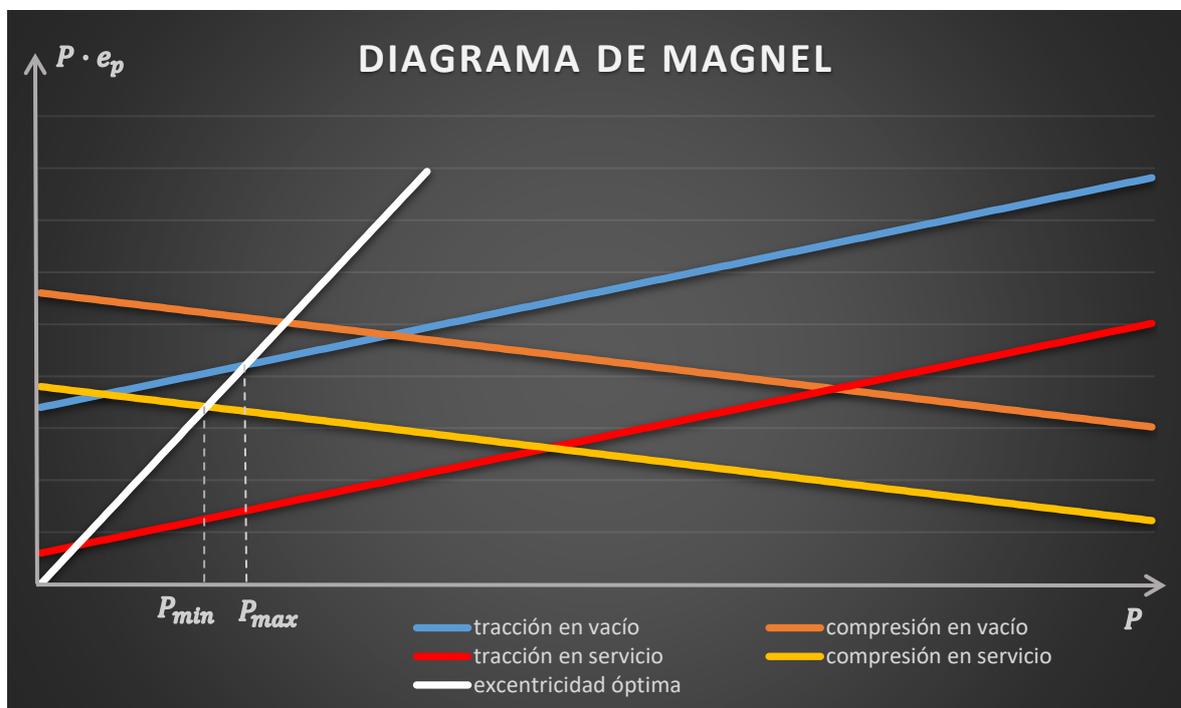


Ilustración 49. Diagrama de Magnel con la limitación de excentricidad expuesta en la EHE-08.

Podemos considerar las pérdidas de la fuerza de pretensado como un porcentaje (β) de la fuerza inicial. La fuerza necesaria para el pretensado será aquella que considerando las pérdidas a lo largo de su historia es capaz de soportar las cargas máximas. Podemos estimar dicha fuerza en tiempo infinito como la P_{min} que se muestra en el gráfico. Considerando un 25% (valor típico) de pérdidas, obtenemos entonces la expresión de la fuerza de pretensado inicial (P_0), como:

$$P_0 = \frac{P_{min}}{1 - \beta} = \frac{4}{3} \cdot P_{min} \quad (ec 5.23)$$

Teniendo el valor de P_0 , sería recomendable la comprobación que nuestra carga de pretensado entra en la zona de núcleo central para no proporcionar tracciones excesivas a nuestra sección.

6.1.2.B. Acciones y asientos del terreno

Las acciones que sufra nuestro terreno requieren de un estudio geotécnico específico que podrá ser basado en las siguientes hipótesis y teorías.

Las cimentaciones transmitirán los esfuerzos de la estructura al terreno (Q_T). Es por ello muy importante hacerlo sobre un terreno competente que resista las cargas. En el caso de los pilotes, distribuyen la carga recogida en la estructura hacia el terreno de dos formas:

- Transmisión de cargas mediante la base del pilote (Q_b).
- Transmisión de cargas mediante el rozamiento de piel (Q_s).

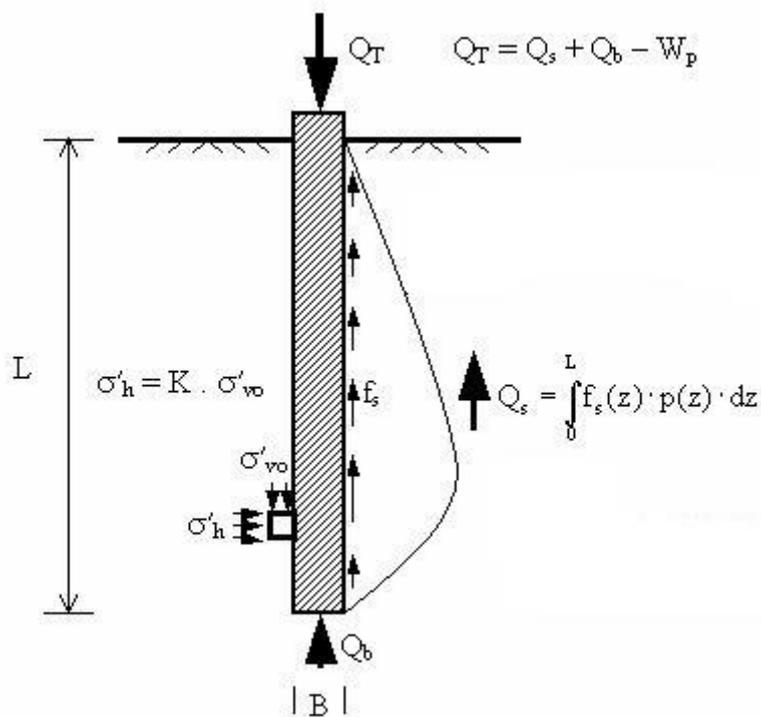


Ilustración 50. Fuerzas y cargas involucradas en el dimensionamiento de los pilotes.

De este esquema de fuerzas podemos deducir que:

$$Q_T + W = Q_s + Q_b \quad (\text{ec 5.24})$$

Donde W , Q_s y Q_b se pueden encontrar siguiendo el modelo propuesto por Terzaghi:

$$W = V_H \cdot \gamma_H \quad (\text{ec 5.25})$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s \quad (\text{ec 5.26})$$

$$Q_b = q_b \cdot A_b \quad (\text{ec 5.27})$$

$$q_b = cN_c + p_0 \cdot (N_q - 1) + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + p \quad (\text{ec 5.28})$$

$$q_s = \alpha \cdot C_{u,media} \quad (\text{ec 5.29})$$

Donde p y p_0 son la presión efectiva y la presión absoluta, respectivamente y los demás parámetros pueden verse definidos en la tabla 41.

Para el cálculo final, debemos tener en cuenta dos aspectos:

- Para pilotes el término $p_0 \cdot N_q$ es muy superior al término $0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ y por tanto este último es negligible.
- Las incertidumbres en los valores del terreno siempre son muy elevadas. Por este motivo, en el estudio de la mecánica de suelos se suelen tomar factores de seguridad (F_s) del orden de 3.

Considerando ambas condiciones obtenemos finalmente que:

$$Q_T + \pi \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2 \cdot L \cdot \gamma_H = \frac{\alpha \cdot C_u}{F_s} \cdot 2\pi \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot L + \left(\frac{cN_c + p_0 \cdot (N_q - 1)}{F_s} + \gamma L\right) \cdot \pi \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2 \quad (\text{ec 5.30})$$

Según el Dr Yepes catedrático de la Universitat Politècnica de València para un puente con nuestras características, resulta recomendable el uso de pilotes de diámetro 1,5 metros aproximadamente.

Sustituyendo los valores numéricos conocidos podemos establecer una relación entre la carga expuesta a nuestros pilotes y la longitud de soterramiento de los mismos.

$$Q_{T,F_s=3} = 48,1875 \cdot \pi L + 472,5 \cdot \pi \quad [kN] \quad (\text{ec 5.31})$$

$$Q_{T,F_s=1} = 150,1875 \cdot \pi L + 1417,5 \cdot \pi \quad [kN] \quad (\text{ec 5.32})$$

Podemos apreciar en el siguiente gráfico los valores que adopta nuestra función:

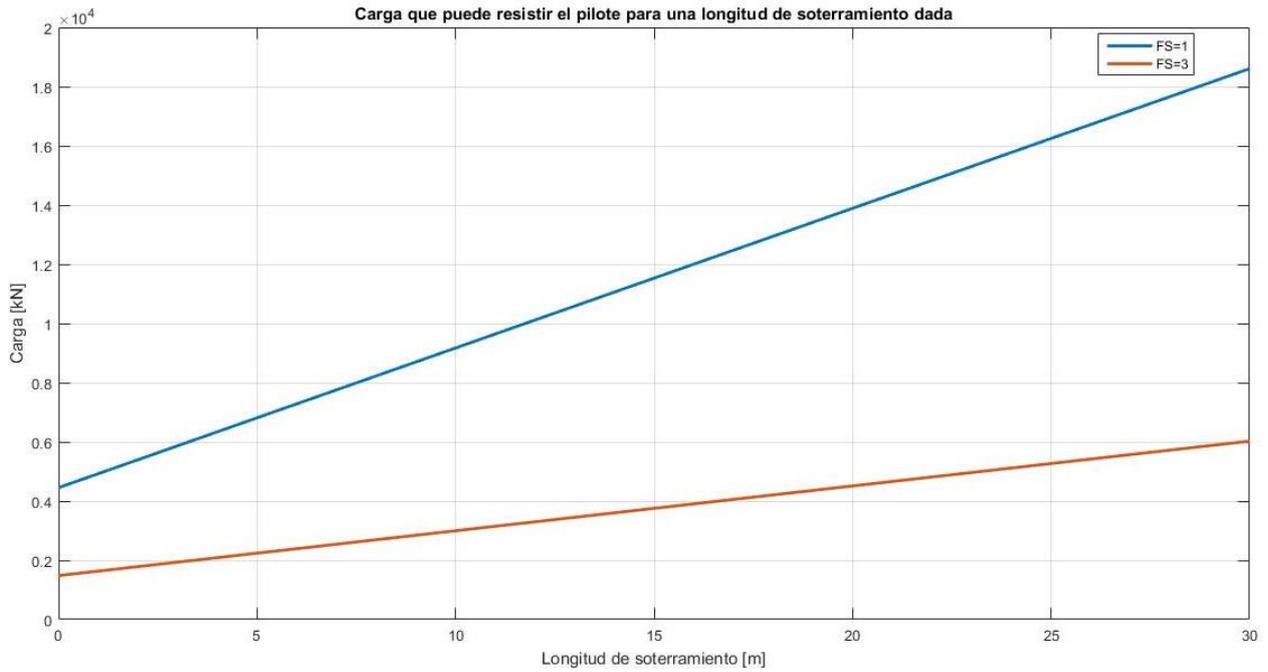


Ilustración 51. Carga que puede resistir el pilote para una longitud de soterramiento dada para distintos valores del factor de seguridad.

Una vez visto la interacción de los pilotes con el terreno procedemos al estudio del asentamiento del mismo. Debido a que nuestro terreno es de carácter arcilloso tenemos que considerar no sólo el asentamiento instantáneo, sino también la consolidación que sufre nuestro terreno debido a la aplicación de cargas permanentemente durante su existencia.

Según la teoría de Boussinesq la tensión vertical aplicada en el centro de un área circular con carga uniformemente repartida, viene dado por:

$$\sigma_z = q \cdot \left(1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (\text{ec 5.33})$$

El asentamiento instantáneo y el de consolidación vienen dado por las siguientes expresiones:

$$\rho_i = \frac{2q \cdot r \cdot (1 - \nu^2)}{E} \quad (\text{ec 5.34})$$

$$\rho_c = \sum m_v \cdot \Delta\sigma' \cdot H_i \quad (\text{ec 5.35})$$

Si dividimos la zona de influencia de nuestro pilote en n tramos de L/n de longitud obtenemos una expresión final del asentamiento:

$$\rho = \frac{2q \cdot r \cdot (1 - \nu^2)}{E} + \sum m_v \cdot \Delta \left[q \cdot \left(1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right) \right] \cdot \frac{L}{n} \quad (ec. 36)$$

Para poder realizar un estudio específico en función de la longitud y la carga, definiremos nuestro asentamiento por unidad de carga. Realizaremos un total de 3 tramos a modo de simplificación.

$$\frac{\rho}{q} = \frac{2 \cdot r \cdot (1 - \nu^2)}{E} + m_v \cdot \frac{L}{3} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot (\sigma_0 + 2\sigma_1 + 2\sigma_2 + \sigma_3) \right] \quad (ec. 37)$$

Teniendo en cuenta que σ_i es la tensión para una profundidad $z_i = i \cdot \frac{L}{3}$ y sustituyendo los valores conocidos obtenemos la siguiente relación:

$$\frac{\rho}{q} = 7,5 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{L}{3} \cdot \left[\frac{5}{2} - \frac{1}{\left[1 + \frac{81}{16L^2} \right]^{\frac{3}{2}}} - \frac{1}{\left[1 + \frac{81}{64L^2} \right]^{\frac{3}{2}}} - \frac{1}{2 \cdot \left[1 + \frac{9}{16L^2} \right]^{\frac{3}{2}}} \right] \left[\frac{m^3}{kN} \right] \quad (ec. 38)$$

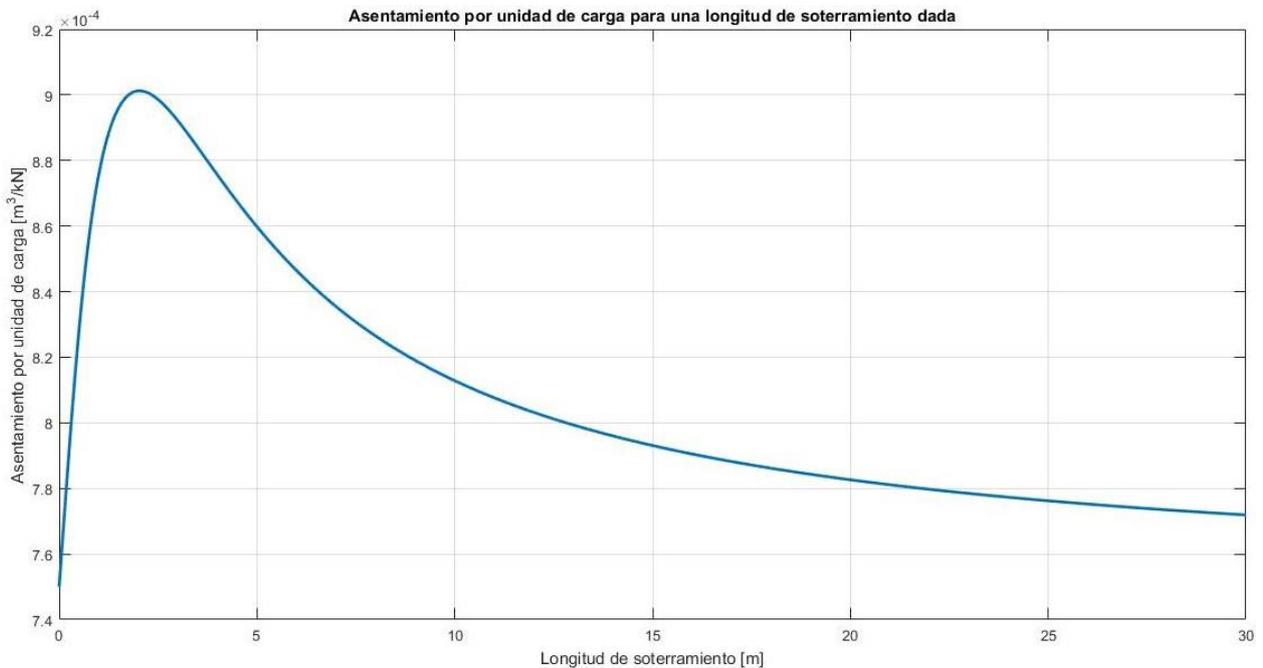


Ilustración 52. Asentamiento por unidad de carga para una longitud de soterramiento dada.

6.1.3. ACCIONES VARIABLES (Q_k)

6.1.3.A Cargas Verticales

6.1.3.A.1. Tren de Cargas ferroviarias

Según lo expuesto en el apartado “4.4. cálculo de acciones”, debemos calcular las leyes de esfuerzos generadas por el tren de cargas verticales UIC71 plasmado en la ilustración 4.

La instrucción nos propone mayorar las acciones de dicho tren mediante la aplicación de un coeficiente α de valor 1,21 en nuestro caso. Para poder realizar un estudio más preciso calcularemos las expresiones de las leyes de esfuerzos para las cargas normales y para las cargas mayoradas con el objetivo final de comparar los valores finales.

Realizando los cálculos explicitados en el Anejo I, obtenemos los siguientes resultados:

COEFICIENTE α	CONCEPTO	COORDENADA x [m]	VALOR
1,0	MOMENTO MÁXIMO	x = 12,5 m	8909,6 kNm
	GIRO MÁXIMO	x = {0 ; 25} m	$ 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
	FLECHA MÁXIMA	x = 12,5 m	11,0807 mm
1,21	MOMENTO MÁXIMO	x = 12,5 m	10780,616 kNm
	GIRO MÁXIMO	x = {0 ; 25} m	$ 1,69 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
	FLECHA MÁXIMA	x = 12,5 m	13,3986 mm

Tabla 42. Resumen de resultados del análisis del tren de cargas ferroviarias verticales UIC 71 en nuestro puente.

6.1.3.A.2. Efectos dinámicos debidos al tráfico

En este apartado vamos a proceder a realizar una comparativa entre los cuatro métodos que han sido explicados en el apartado de “4.4.3.A.2. efectos dinámicos debidos al tráfico”. El objetivo es ver la evolución de la precisión de los métodos aplicados hasta llegar a la solución analítica.

ZIMMERMANN (1896)

Según la expresión propuesta por él (ec.1), podemos hallar la siguiente:

$$y = \frac{1 - 2k^2}{1 - 4k^2} \cdot y_{est} \quad (\text{ec 5.39}) \qquad k = \frac{V}{2LF} \quad (\text{ec 5.40})$$

Sustituyendo los valores conocidos y realizando un barrido de velocidades podemos encontrar el desplazamiento. Consideraremos y_{est} como la flecha máxima obtenida por el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71.

Es intuitivo suponer que para velocidades cercanas a 360 km/h, las cuales eran surrealistas para aquella época, el modelo de Zimmermann no funcionará en nuestro caso por tomar el denominador valores cercanos o iguales a cero. Por tanto, lo calcularemos para velocidades comprendidas entre 0 y 300 km/h.

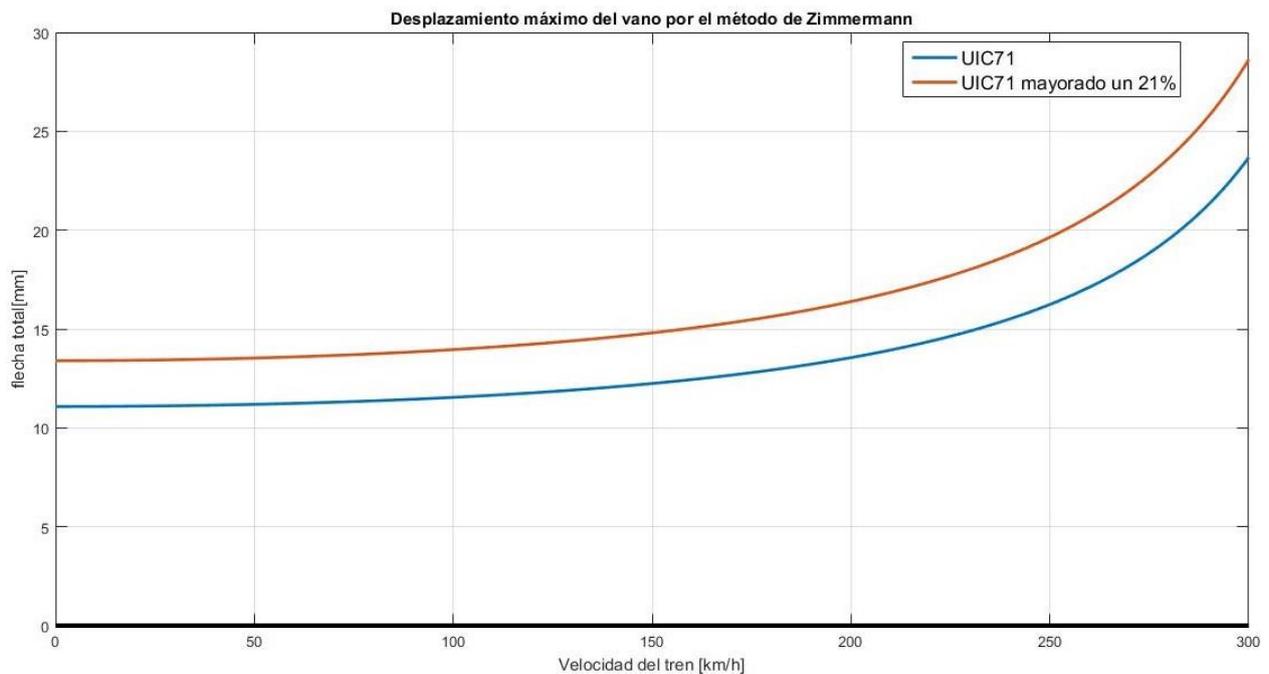


Ilustración 53. Desplazamiento máximo del vano por el método de Zimmermann.

INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS - UIC

Según lo expuesto en las ecuaciones (ec .3) hasta (ec.6), definiremos nuestra flecha dinámica como:

$$\sigma_d = \sigma_s \cdot \left\{ 1 + \frac{k_1}{1 - k_1 + k_1^4} + \frac{a \cdot \lambda}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\frac{L^2}{100}} + 50 \cdot \left(\frac{fL}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\frac{L^2}{400}} \right] \right\} \quad (\text{ec 5.41})$$

Donde

$$a = \min \left\{ \frac{V}{22}, 1 \right\} \quad (\text{ec 5.42})$$

$$k_1 = \frac{V}{2Lf} \quad (\text{ec 5.43})$$

$$\lambda = 0,5 \quad (\text{ec 5.44})$$

Sustituyendo los valores conocidos para nuestro puente, obtenemos:

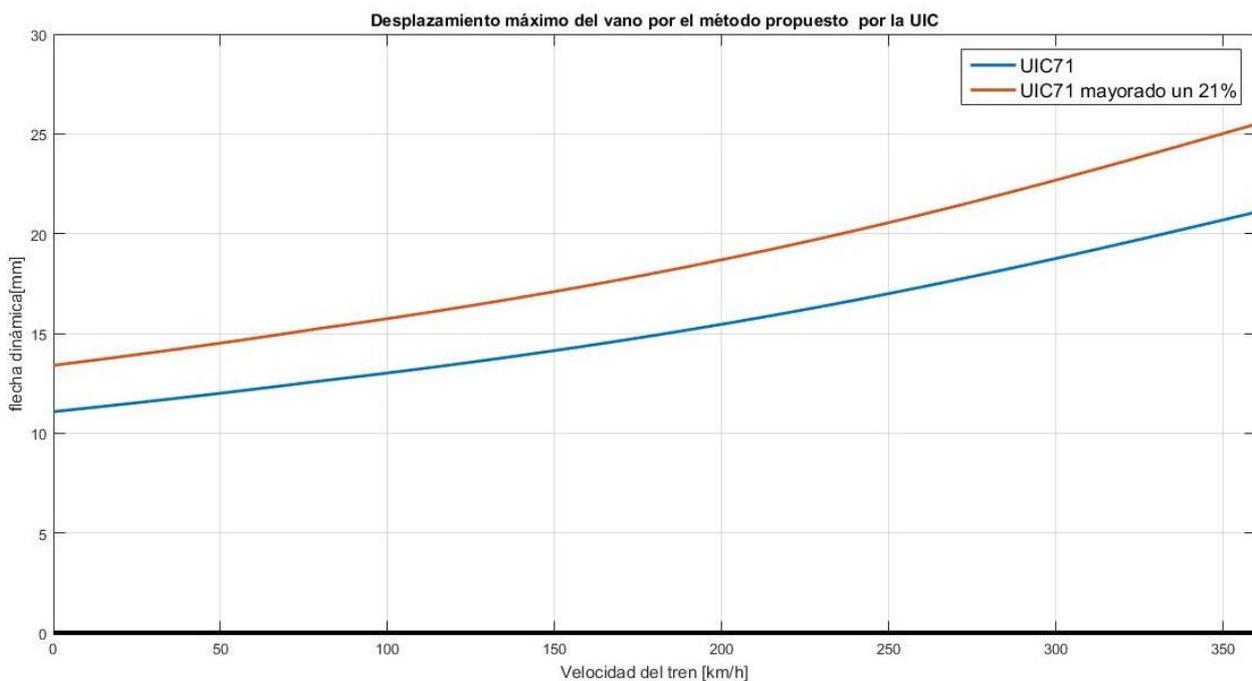


Ilustración 54. Desplazamiento máximo del vano por el método propuesto por la UIC.

IMPRONTA DINÁMICA

Las ecuaciones que definen este modelo simplificado de interacción vehículo-estructura, están explicadas en el ANEJO D, a continuación de la solución analítica mientras que el algoritmo usado en MATLAB® está explicitado en el ANEJO A, SCRIPT 7.

Este método ya ha sido empleado para el estudio de aceleraciones e impronta dinámica del tren ICE2 como puede comprobarse en las ilustraciones 20 y 21. No obstante, ha sido aplicado para distintas condiciones a las actuales. Procedemos ahora a desarrollarlo para los dos trenes de alta velocidad españoles que pueden pasar por nuestras vías con las propiedades características de nuestro puente objeto de estudio:

TALGO AV

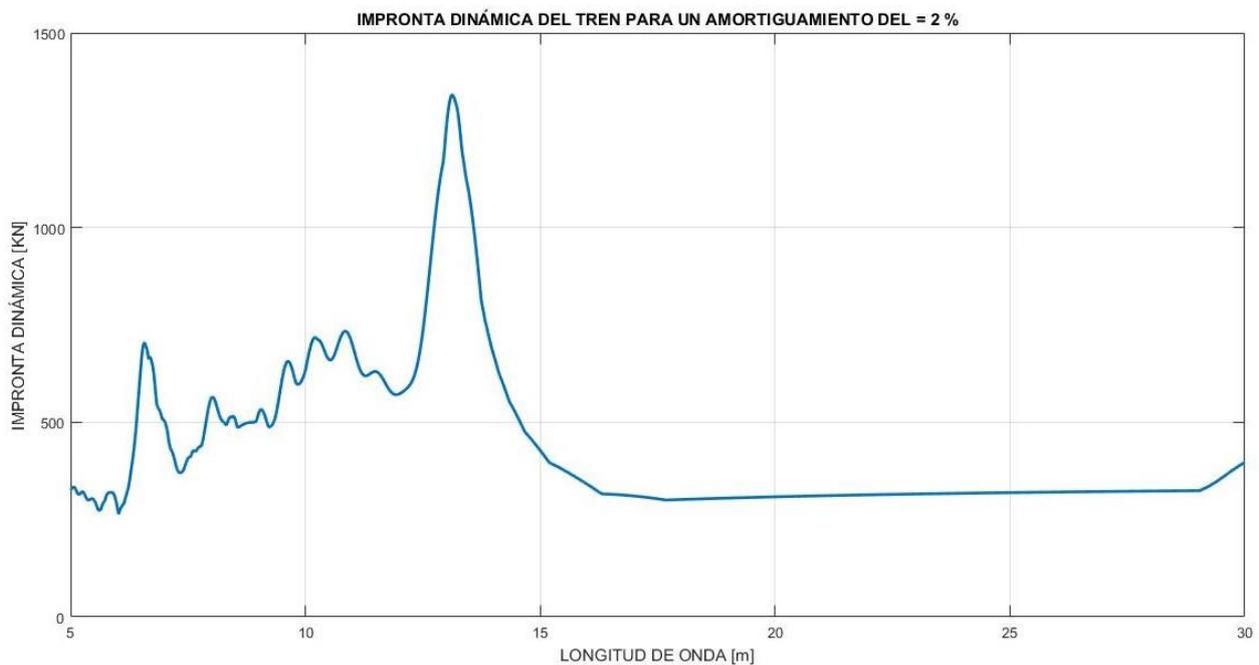


Ilustración 55. Impronta dinámica del TALGO AV.

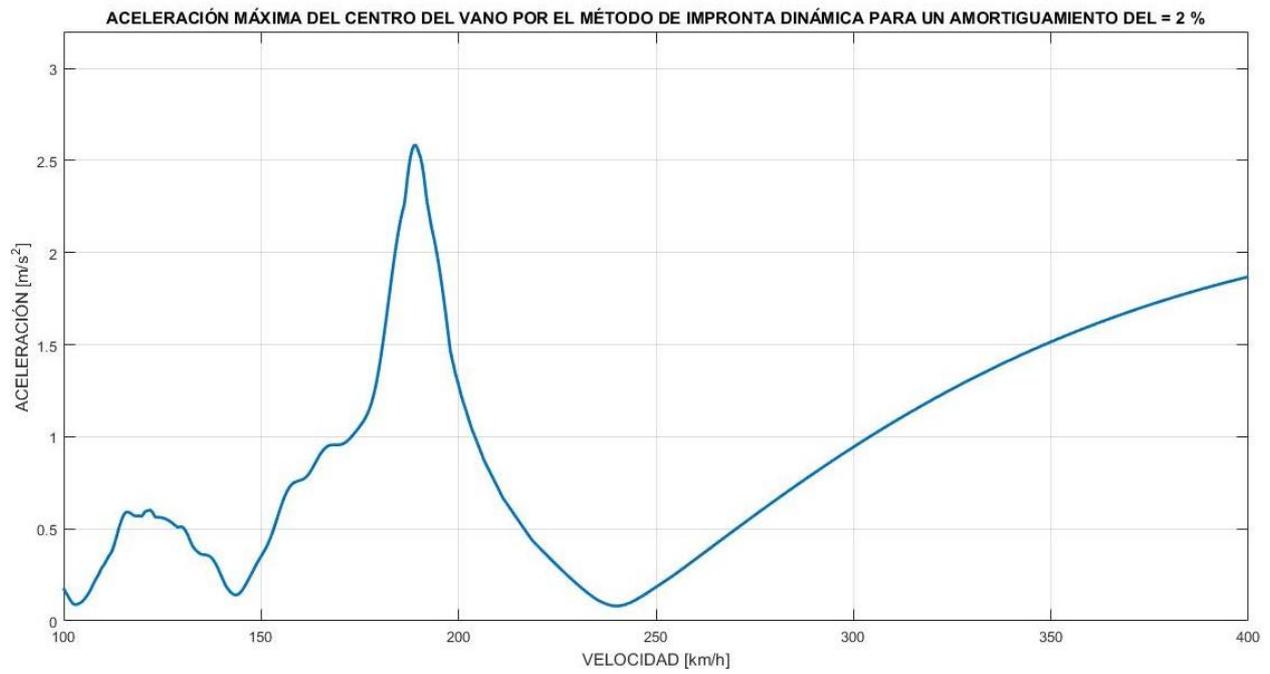


Ilustración 56. Aceleración máxima del centro del vano por el método de impronta dinámica para el TALGO AV.

AVE

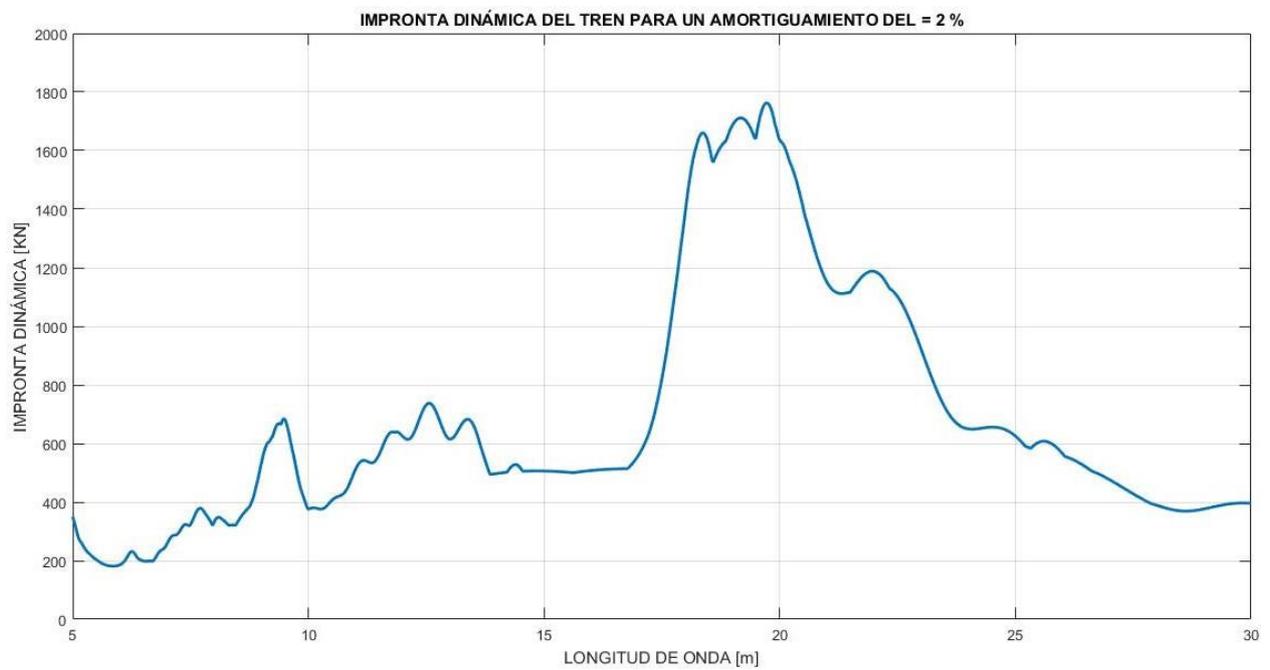


Ilustración 57. Impronta dinámica del AVE.

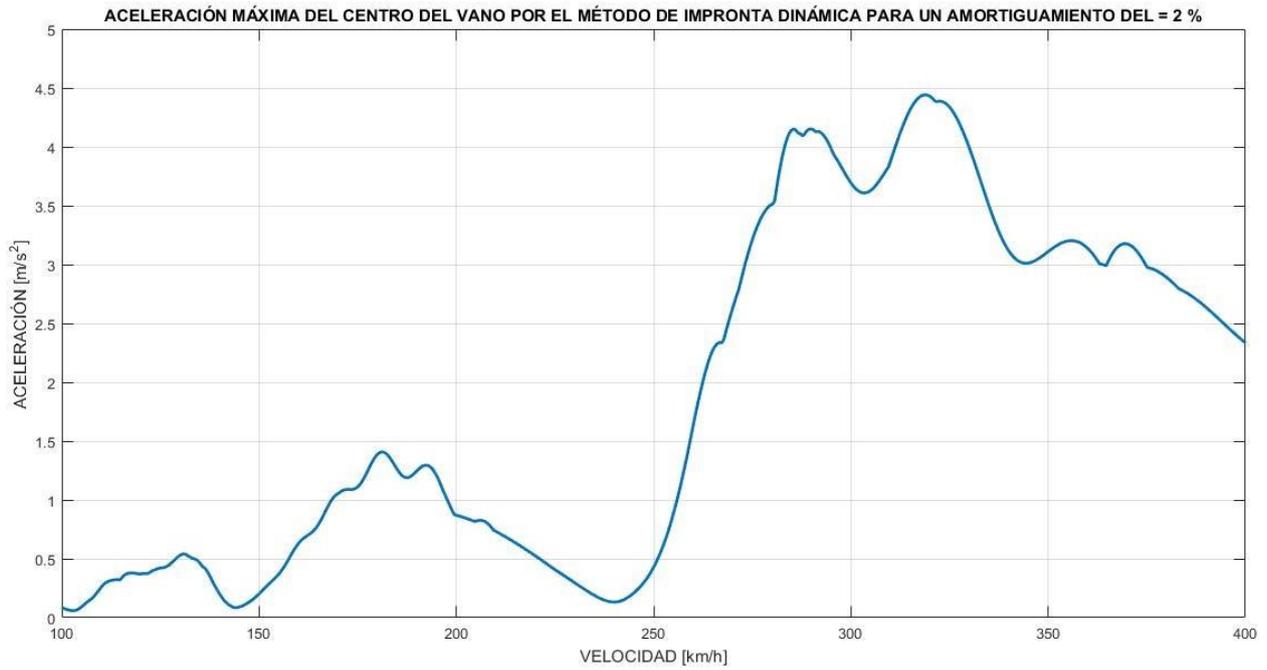


Ilustración 58. Aceleración máxima del centro del vano por el método de impronta dinámica para el AVE.

TALGO AV .vs. AVE

Si procedemos a su comparación obtenemos:

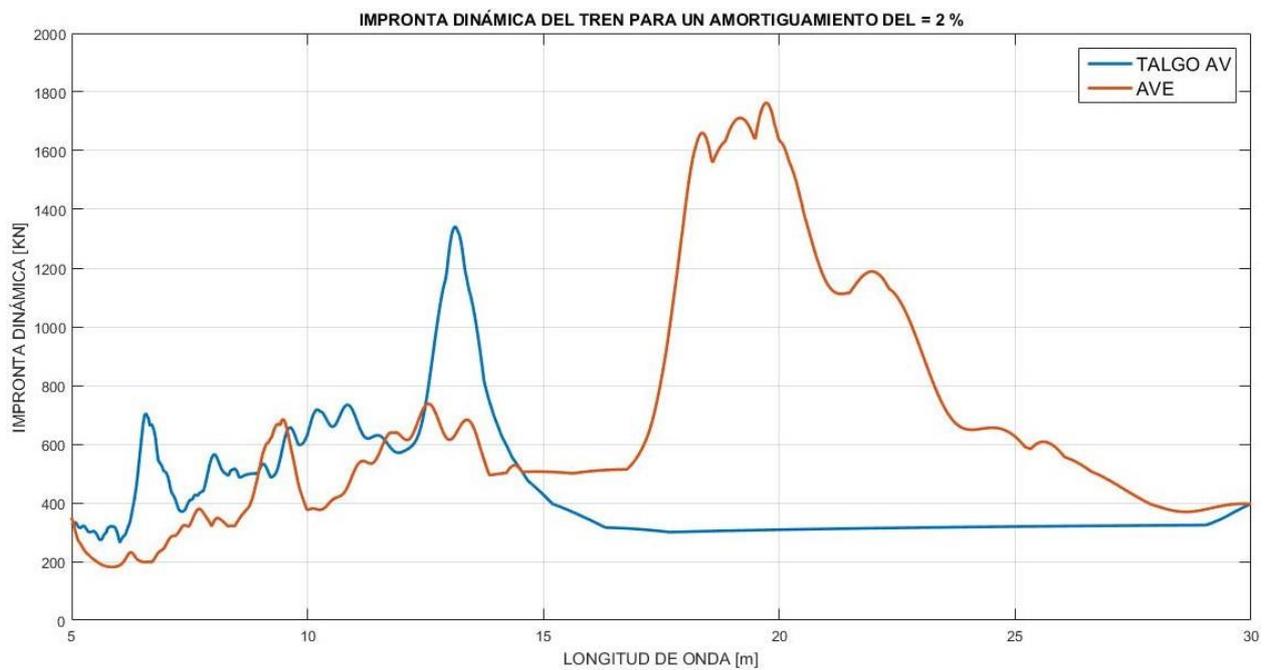


Ilustración 59. Comparación de la impronta dinámica para el TALGO AV y el AVE.

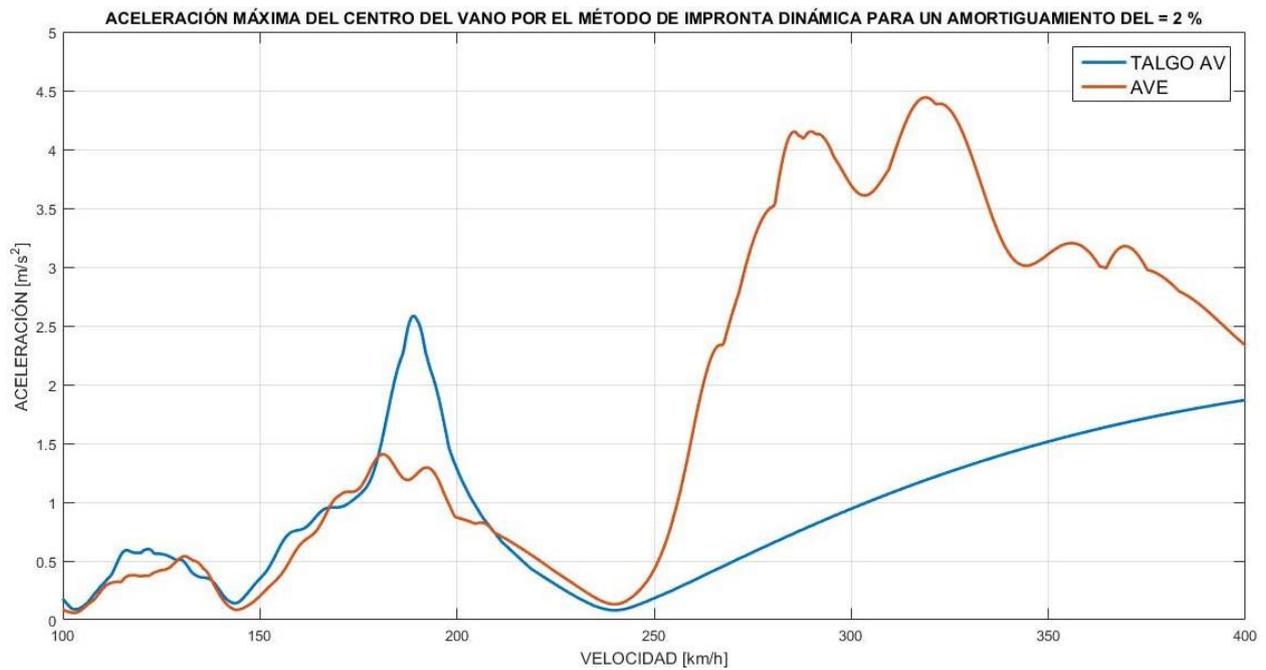


Ilustración 60. Comparación de la aceleración máxima en el centro del vano por el método de impronta dinámica entre TALGO AV y AVE.

Podemos comprobar como las velocidades críticas de ambos ferrocarriles no coinciden. Para el caso del TALGO AV, la velocidad crítica aparece para un valor sensiblemente inferior que para el AVE.

CÁLCULO ANALÍTICO DEL DESPLAZAMIENTO Y ACELERACIÓN POR TRENES REALES. IAPF07

La IAPF07 nos sugiere la separación de trenes de alta velocidad de los trenes convencionales.

I. Velocidad inferior a 220 km/h

Podemos estimar los desplazamientos mediante dos métodos:

I.a. Coeficiente de impacto envolvente

Este método nos propone hallar el valor máximo de desplazamiento dinámico mediante la mayoración del desplazamiento debido a las cargas estáticas multiplicándolo por un coeficiente Φ_i que en nuestro caso toma el siguiente valor:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L} - 0,2} + 0,82 = 1,12 \quad (\text{ec 5.45})$$

$$y_{din,\alpha=1} = \Phi_2 \cdot y_{est,\alpha=1} = 12,4104 \text{ mm} \quad (\text{ec 5.46})$$

$$y_{din,\alpha=1,21} = \Phi_2 \cdot y_{est,\alpha=1,21} = 15,0064 \text{ mm} \quad (\text{ec 5.47})$$

I.b. Coeficiente de impacto mediante expresiones analíticas

Para estas velocidades y según lo establecido en las ecuaciones (ec.20) hasta (ec.25), podemos afirmar que la IAPF07 utiliza las ecuaciones halladas por la UIC (ec 5.41 – ec 5.44) cambiando, tan sólo el valor de lambda y de k_1 por los siguientes:

$$k_1 = \min \left\{ \frac{V}{2Lf_0} ; 0,76 \right\} \quad (\text{ec 5.48})$$

$$\lambda = \begin{cases} 1,00 & V \leq 120 \frac{\text{km}}{\text{h}} \\ 0,75 & 120 \frac{\text{km}}{\text{h}} < V \leq 220 \frac{\text{km}}{\text{h}} \\ 0,50 & V > 220 \frac{\text{km}}{\text{h}} \end{cases} \quad (\text{ec 5.49})$$

Aplicando las ecuaciones modificadas obtenemos:

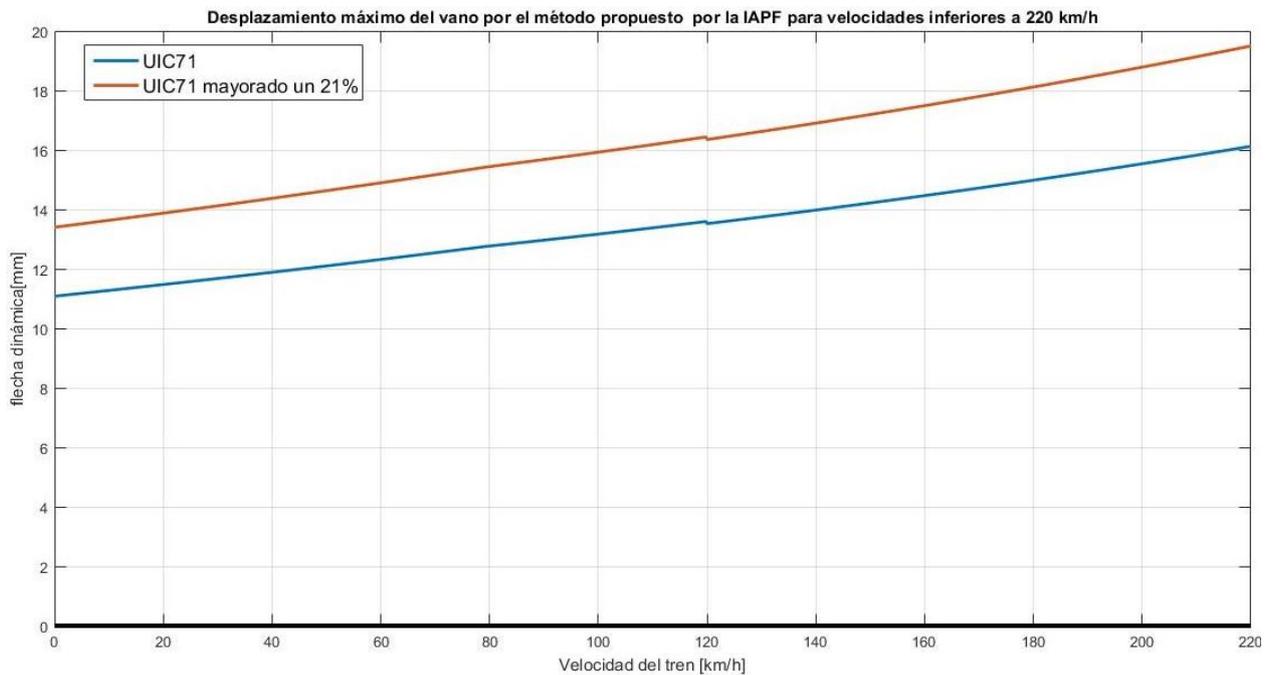


Ilustración 61. Desplazamiento máximo del vano por el método propuesto por la IAPF para velocidades inferiores a 220 km/h.

II. Velocidad superior a 220 km/h

El método de la impronta dinámica es una aproximación de la realidad que nos sugiere, de forma bastante fiable, las velocidades críticas para las cuales nuestro puente tiene unas mayores solicitaciones. No obstante, no nos proporciona un valor exacto de alta precisión. Para obtener dicha precisión es necesario aplicar la fórmula analítica del desplazamiento y la aceleración del vano al paso de un tren de cargas real que puede verse desarrollada en el Anejo D y cuyas expresiones finales resultan:

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \sin(\beta_3 t) + B \cos(\beta_3 t)] + \frac{a_0}{K} + \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t) \quad (ec 5.50)$$

$$\begin{aligned} \ddot{y}(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot \{ & \sin(\beta_3 t) \cdot [A \cdot (\zeta^2\omega_0^2 - \beta_3^2) + B \cdot (2\zeta\omega_0\beta_3)] \\ & + \cos(\beta_3 t) [-A \cdot (2\zeta\omega_0\beta_3) + B \cdot (\zeta^2\omega_0^2 - \beta_3^2)] \} \\ & - \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} (n\omega)^2 [A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t)] \quad (ec 5.51) \end{aligned}$$

Igual que hemos hecho para la impronta dinámica, vamos a especificar los valores para los trenes de alta velocidad españoles.

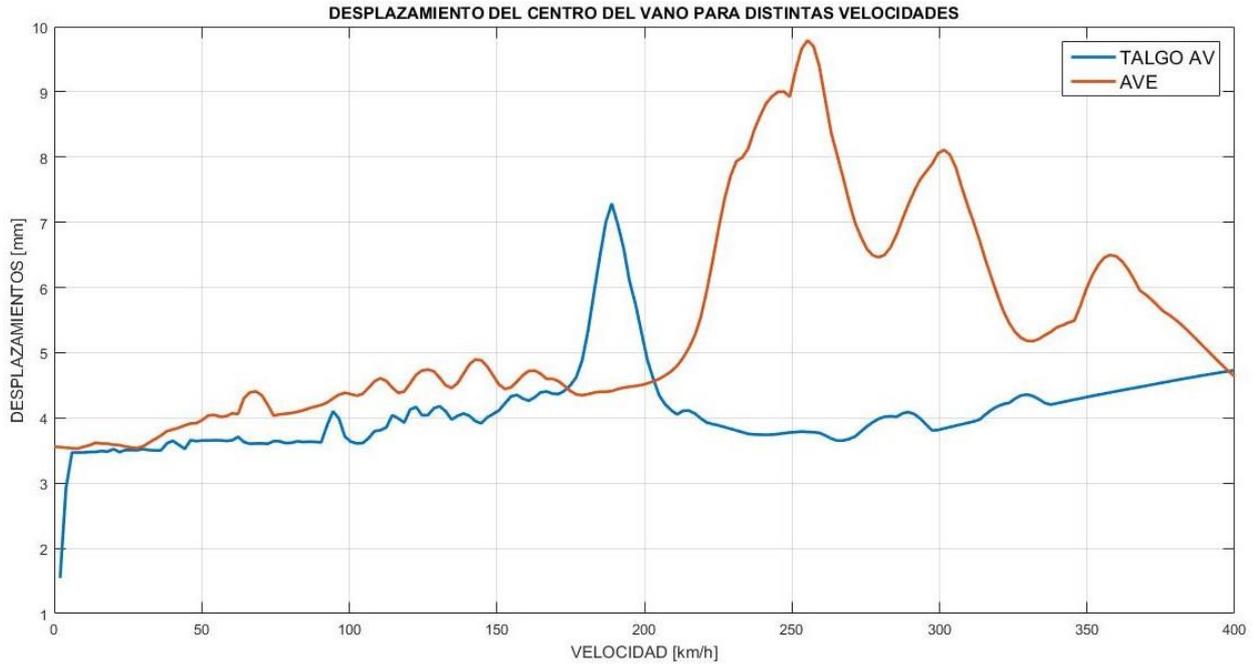


Ilustración 62. Comparativa entre los desplazamientos máximos del tablero al paso de los trenes de alta velocidad TALGO AV y AVE.

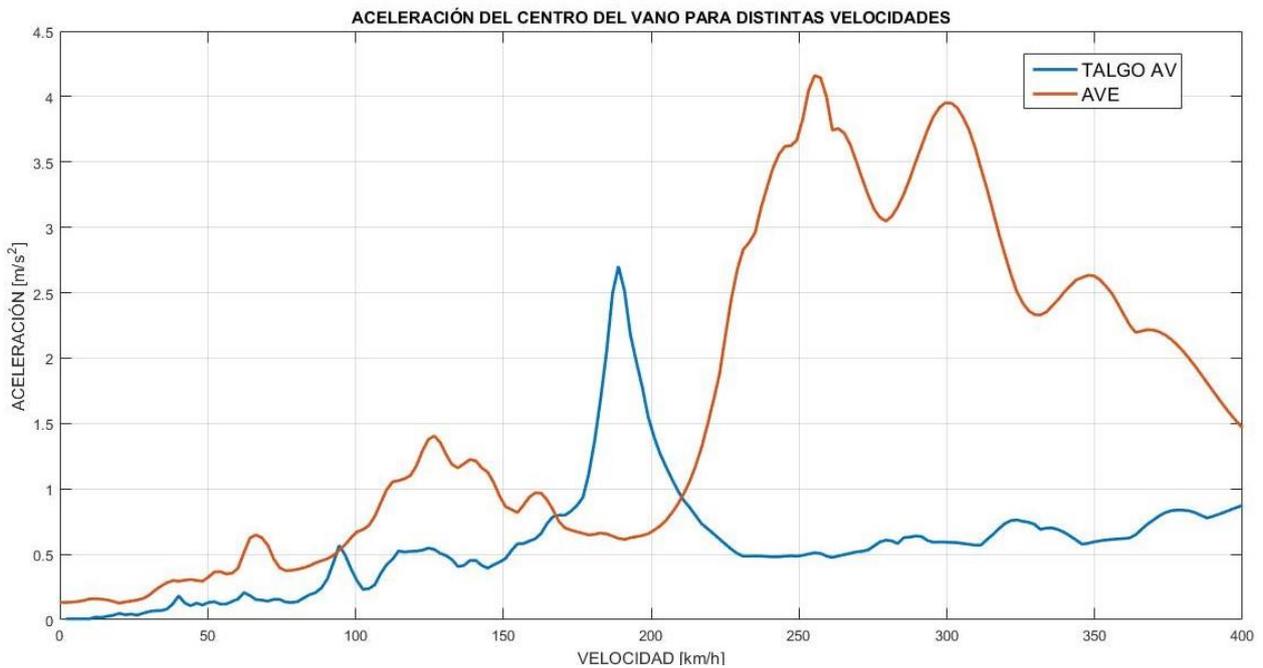


Ilustración 63. Comparativa entre las aceleraciones máximas del tablero al paso de los trenes de alta velocidad TALGO AV y AVE.

TREN	VELOCIDAD [km/h]	DESPLAZAMIENTO	ACELERACIÓN
		MÁXIMO [mm]	MÁXIMA $\left[\frac{m}{s^2}\right]$
AVE	255,27636	9,7896	4,1605
TALGO AV	188,94456	7,2874	2,7017

Tabla 43. Resumen de las acciones generadas por el paso de los trenes AVE y TALGO AV sobre nuestro puente.

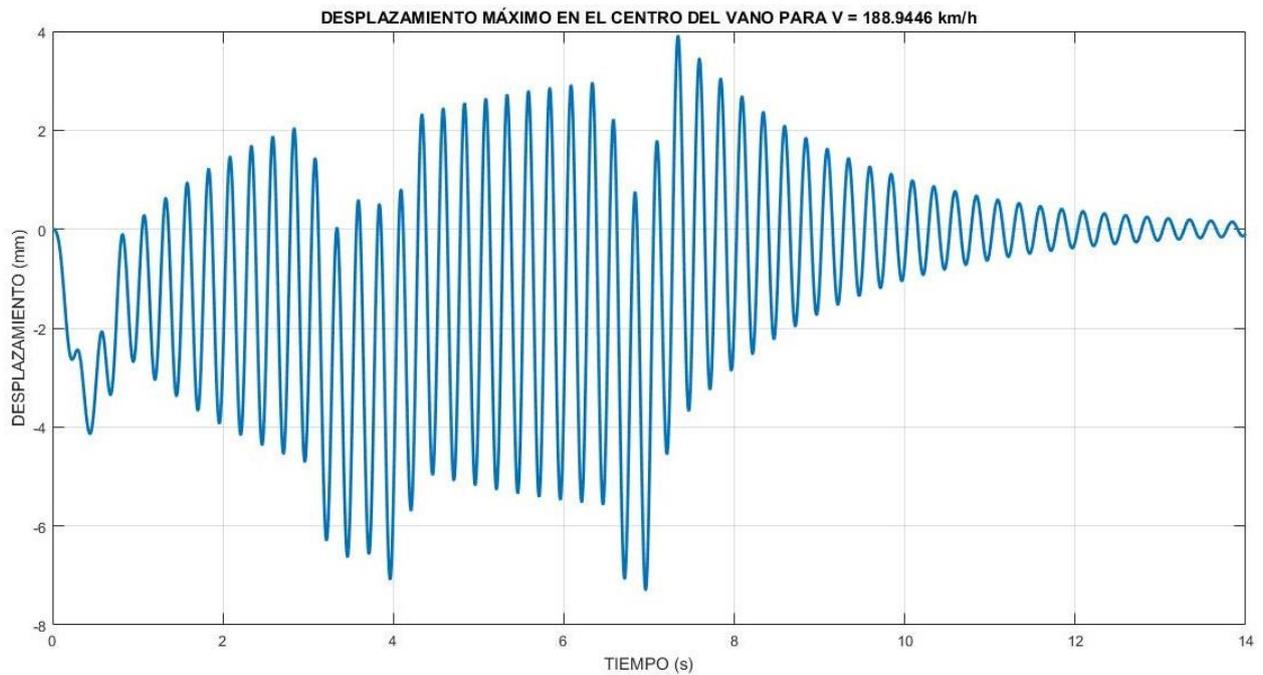


Ilustración 64. Desplazamientos del tablero al paso del tren de alta velocidad TALGO AV con velocidad crítica.

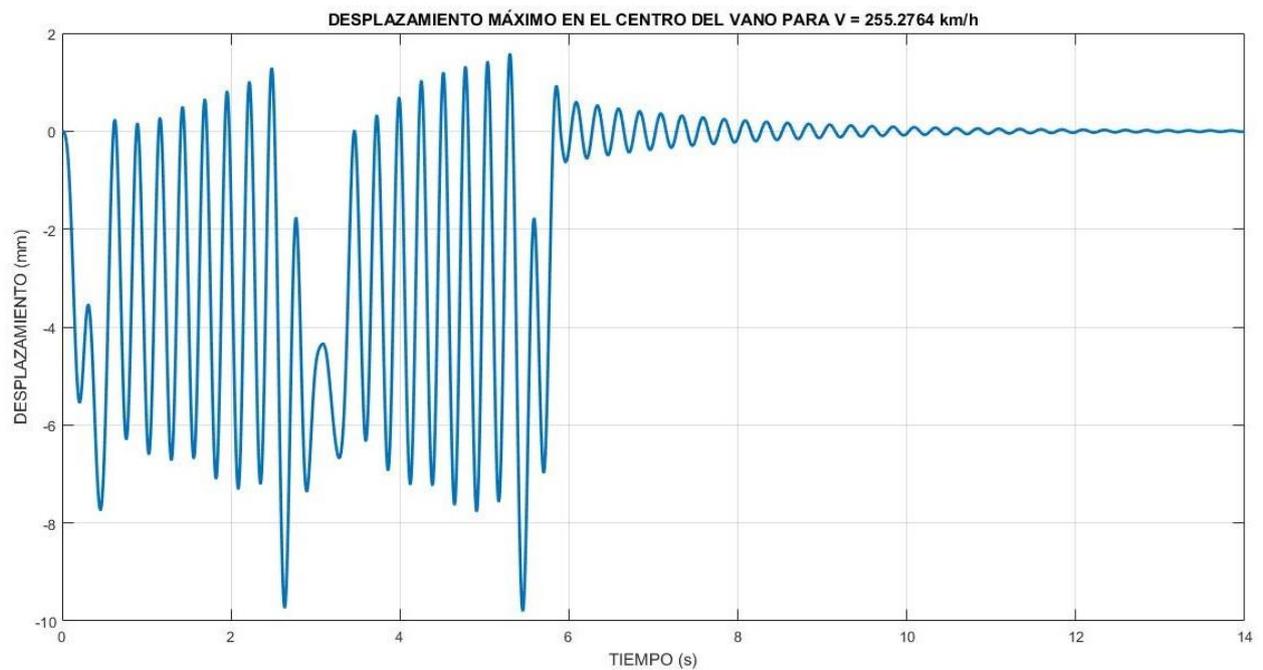


Ilustración 65. Desplazamientos del tablero al paso del tren de alta velocidad AVE con velocidad crítica.

Podemos ver como no se generará en ninguno de los dos casos inestabilidad del material balístico por ser las aceleraciones inferiores a 0,7g (6,9 m/s²).

Una vez hemos obtenido los resultados por todos los métodos mencionados, concluimos que tanto el método de Zimmermann como el de UIC, aunque presentan un cierto valor aproximado para velocidades de circulación reducidas (<200 km/h), no son fiables para el cálculo en la alta velocidad.

El método de la impronta dinámica nos presenta un valor orientativo que se aproxima con precisión al resultado final deseado. No obstante, presenta diferencias respecto el método de resolución analítico, que por ser de elevada precisión es el que nos ofrece los resultados más fiables.

El resto de cargas verticales no ferroviarias, así como las situaciones a tener en cuenta en la aplicación de las mismas se pueden ver desarrolladas en los puntos 4.4.3.A.3 y 4.4.3.A.4 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”.

6.1.3.B. Cargas horizontales debidas al tráfico

Según lo expuesto en el punto 4.4.3.B. del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”, podemos obtener nuestras fuerzas horizontales de la siguiente forma:

6.1.3.B.1. Frenado y arranque

$$Q_{l,k,frenado} = \alpha \cdot 20 \cdot L = 605 \text{ kN} \quad (\text{ec } 5.52)$$

$$Q_{l,k,arranque} = \alpha \cdot 33 \cdot L = 998,25 \text{ kN} \quad (\text{ec } 5.53)$$

6.1.3.B.2. Fuerza centrífuga

No aparecerán fuerzas de estas características por ser recto el trazado de nuestro puente.

6.1.3.B.3. Efecto lazo

Consideraremos la acción debida al movimiento oscilante de bogie debido a la conicidad de la rueda como una carga puntual de valor:

$$Q_{sk} = \alpha \cdot 100 \quad (\text{ec 5.54})$$

$$\alpha = \begin{cases} 1,21 & \text{para } v \leq 120 \frac{km}{h} \\ 1,00 & \text{para } v > 120 \frac{km}{h} \end{cases} \quad (\text{ec 5.55})$$

Las combinaciones de las acciones horizontales se puede ver en el apartado 4.4.3.B.4.

6.1.3.C. Trenes de carga para la comprobación de la fatiga

Debemos realizar una comprobación de la fatiga de nuestro puente para garantizar el correcto funcionamiento durante la vida útil del mismo. Esto puede realizarse mediante lo expuesto en el punto “4.4.3.C.1. Procedimiento del daño acumulado” en el apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril” y el Anejo F. No obstante, la instrucción nos permite el uso del modelo del tren de cargas ferroviarias verticales UIC71 (Ilustración 4) mayorando sus acciones con el cociente $\alpha=1,21$. Las leyes generadas por dicho tren pueden verse en el Anejo I.

6.1.3.D Acciones aerodinámicas producidas por el paso de los trenes

Según lo expuesto en el punto 4.4.3.D. del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril” y considerando a nuestros trenes como trenes con forma aerodinámica (eg, trenes de alta velocidad) podemos obtener nuestras acciones aerodinámicas de la siguiente forma:

6.1.3.D.1 Superficies verticales paralelas a la vía

La distancia del eje de la vía a la superficie es de 2690 mm. Con este dato y los característicos de nuestro puente, obtenemos:

$$q'_k = \pm k_1 k_2 \left[\frac{2,5}{(a_g + 0,25)^2} + 0,02 \right] \cdot \frac{v^2}{1600} = \pm 1,1596 \cdot 10^{-4} \cdot v^2 \quad (\text{ec 5.56})$$

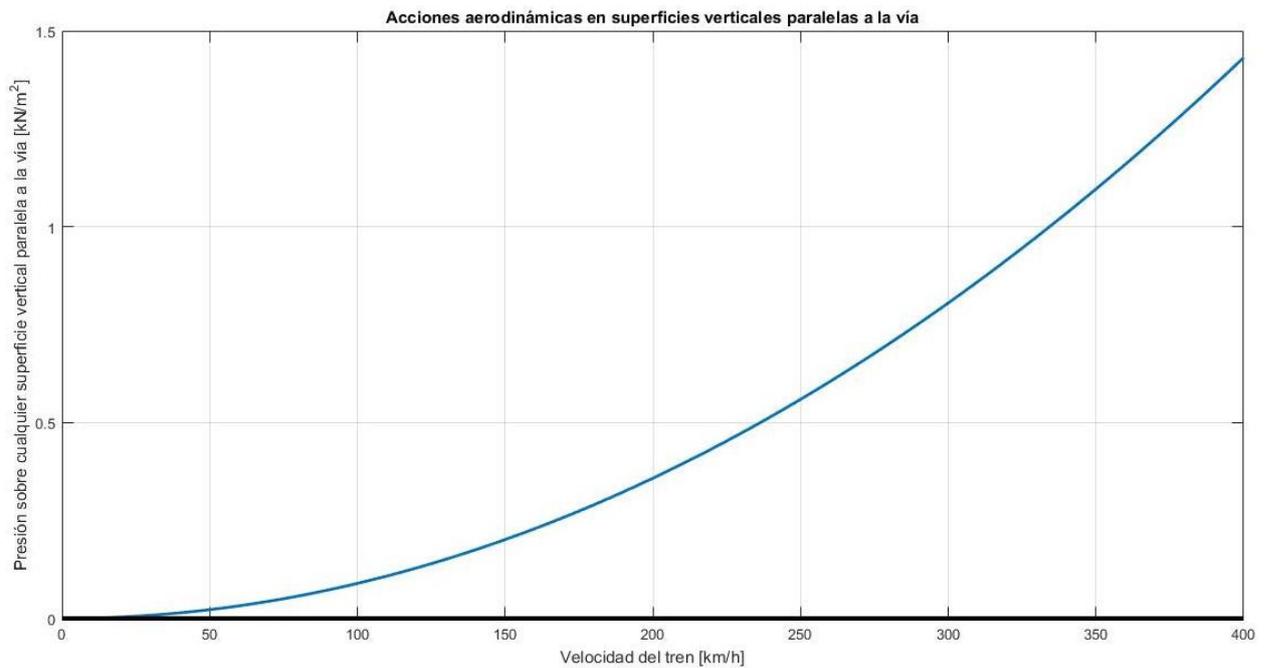


Ilustración 66. Acciones aerodinámicas en superficies verticales paralelas a la vía.

6.1.3.D.2 Superficies horizontales situadas encima de la vía

6.1.3.D.3 Superficies horizontales situadas sobre los laterales de la vía

6.1.3.D.4 Superficies múltiples paralelas a la vía

6.1.3.D.5 Superficies que envuelvan totalmente las vías

Debido a la no presencia de estructuras horizontales sobre la vía o sus laterales, las acciones 6.1.3.D.2, 6.1.3.D.3, 6.1.3.D.4 y 6.1.3.D.5 toman valor nulo.

6.1.3.E. Sobrecarga en terraplenes

Para estimar el empuje del terreno sobre los elementos estructurales, aplicaremos una sobrecarga uniforme q_t sobre el terreno:

$$q_t = 30 \cdot \alpha = 36,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{ec 5.57})$$

6.1.3.F. Acciones locales sobre el tablero

Las acciones locales sobre los elementos del tablero como barandillas o postes de catenaria están explicitados en el punto 4.4.3.F. del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”.

6.1.3.G. Viento

Los efectos producidos por la acción del viento serán considerados como una carga estática equivalente. Según lo expuesto en el punto 4.4.3.G. podemos obtener nuestras acciones aerodinámicas de la siguiente forma:

6.1.3.G.1. Velocidad de referencia

De la ilustración 24 podemos obtener que: $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$

6.1.3.G.2. Velocidad de cálculo

Nuestra velocidad de cálculo tendrá en consideración que nuestro puente se encuentra en un entorno tipo IV (tabla 8), zona urbana con más de un 15% de la superficie edificada.

$$V_C = C_t C_r C_z C_g v_{ref} \quad (\text{ec 5.58})$$

$$C_t = 1 \quad C_r = 1,0387766 \quad C_z = 0,5295946 \quad C_g = 2,0099903$$

$$V_C = 30,96 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

6.1.3.G.3 Empuje del viento

El empuje del viento es una carga que debe ser estudiada en cada uno de los elementos del puente. Como se puede ver en la ilustración 25, depende en gran medida de la forma del elemento a considerar. En nuestro caso dicho empuje puede escribirse en función del área y el coeficiente de arrastre C_d , de la siguiente manera:

$$F_{Hk} = C_d A \left(\frac{\rho V_c^2}{2} \right) = 599,122 \cdot C_d A \quad [N] \quad (ec\ 5.59)$$

Podemos ver, por tanto, como el empuje por unidad de área varía linealmente en función del coeficiente de arrastre para nuestro caso específico.

$$\frac{F_{Hk}}{A} = 599,122 \cdot C_d \quad (ec\ 5.60)$$

6.1.3.G.4 Dirección del viento

Deberán tenerse en consideración todos aquellos aspectos remarcados en el punto 4.4.3.G.4 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”.

6.1.3.G.5. Empuje del viento sobre tableros

6.1.3.G.5.1. Viento transversal: Empuje horizontal

Según la expresión de la ec.90 el valor de nuestro coeficiente de arrastre será de 1,83. Aplicando este resultado a la ec 5.60:

$$F_{Hk} = 1,096393562 \cdot A \quad [kN] \quad (ec\ 5.61)$$

6.1.3.G.5.2. Viento transversal: empuje vertical

$$F_{Vk} = 0,5A' \left(\frac{\rho V_c^2}{2} \right) = 104,846 \text{ kN} \quad (ec\ 5.62)$$

6.1.3.G.5.3. Viento transversal: momento de vuelco

Se tomará el valor de dicho momento el descrito en el punto 4.4.3.G.5.3 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”.

6.1.3.G.5.4. Viento longitudinal

$$F_{Lk} = n \cdot C \cdot F_{Hk} = \left[1 - \left(1 - \frac{1}{C_g^2} \right) \cdot \phi \left(\frac{L}{L_u} \right) \right] \cdot C_d A \left(\frac{\rho V_c^2}{2} \right) \quad (\text{ec 5.63})$$

Aplicando las definiciones descritas en las ecuaciones (ec.94) y (ec.95), los valores de los parámetros de la tabla 8 sabiendo que nos encontramos en un entorno tipo IV y los conocidos de nuestro puente, obtenemos:

$$F_{Lk} = 0,9783782513 \cdot n \cdot A \quad [kN] \quad (\text{ec 5.64})$$

Donde n tomará el valor de 0,25 si estamos calculando el empuje sobre un elemento sólido y 0,50 si lo estamos haciendo sobre un elemento con huecos, tipo celosía.

6.1.3.G.6. Empuje del viento sobre las pilas

6.1.3.G.7. Empuje del viento sobre otros elementos del puente

Para estos casos, se deben tener en consideración los aspectos indicados en los puntos 4.4.3.G.6 y 4.4.3.G.7 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”.

6.1.3.G.8. Casos específicos de tableros y pilas

Debido a los valores de empuje unitario dados en la Tabla 10, podemos suponer de forma aproximada:

$$\frac{F_{Hk}}{A} = 2,17 \frac{kN}{m^2} \quad \text{para tableros} \quad (\text{ec 5.65})$$

$$\frac{F_{Hk}}{A} = 2,65 \frac{kN}{m^2} \quad \text{para pilas} \quad (\text{ec 5.66})$$

6.1.3.G.9. Efectos aeroelásticos

No deberán ser comprobados en aquellos puentes que cumplan los siguientes requisitos:

REQUISITO 1 $L < 200\text{m}$

El primer requisito nos impone que la longitud de nuestro puente debe ser inferior a 200m. La longitud de nuestro puente es de 25m, por tanto, cumplimos con el primer requisito.

REQUISITO 2 $f_r > \frac{50}{\sqrt{m}}$

La masa de nuestro puente es de 20000 kg/m, con lo que si realizamos la operación vemos que cumplimos, con creces, con el segundo requisito.

REQUISITO 3 $\frac{1,5f_r}{V_c} \cdot \sqrt{\frac{mr}{\rho B}} \geq 1$

Teniendo en cuenta los datos calculados en el transcurso de este punto 5 y los propios del puente (Tabla 40), obtenemos que el término de la izquierda nos da un valor de 1,6058 lo que nos permite afirmar que cumplimos también con el tercer requisito.

REQUISITO 4 $30h > L$

Debido a que la magnitud de nuestro canto es de 2m, cumplimos el requisito.

Consecuentemente, no es necesario tener en cuenta los efectos vibratorios producidos por desprendimiento de remolinos o galope ni comprobar la seguridad frente a flameo o la divergencia torsional.

6.1.3.H. Nieve

Teniendo en cuenta que nos encontramos en la provincia de Barcelona a una altura de 400 metros con respecto del nivel del mar, con los datos de las tablas 11 y 12, la ilustración 26 y la ecuación (ec.99), obtenemos una sobrecarga en el tablero debido a la nieve:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k = 0,4 \frac{kN}{m^2} \quad (ec\ 5.67)$$

$$\gamma_{NIEVE} = 1,5 \frac{kN}{m^3} \quad (ec\ 5.68)$$

6.1.3.I. Acciones térmicas

Según lo expuesto en el punto 4.4.3.I del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril” para la correcta consideración de las acciones térmicas, debemos proceder de la siguiente forma:

6.1.3.I.1 Elementos de hormigón o metálicos

6.1.3.I.1.1 Variación uniforme anual de la temperatura del tablero

$$\Delta T = K z^a h^b s^c \quad (ec\ 5.69)$$

Según los datos expuestos en la ecuación (ec.100) y en las tablas 13 y 14, sustituyendo los valores conocidos de nuestro puente, obtenemos:

$$\Delta T = 29,13 \cdot 3^{0,301} 2^{-0,148} 1^0 = 36,5933^\circ C \quad (ec\ 5.70)$$

6.1.3.I.1.2 Gradiente térmico

Para una sección cajón de nuestras características juntamente con los datos de las ilustraciones 29 y 30, será:

6.1.3.1.1.2.1 Gradiente térmico vertical positivo

$$\Delta T_{SI} = K_1 K_2 K_3 \Delta T_{SI,ref} = 1,08 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 8,5 = 5,508^\circ\text{C} \quad (\text{ec } 5.71)$$

6.1.3.1.1.2.2 Gradiente térmico vertical negativo

Por ser nuestro tablero de hormigón y tener nuestra vía balasto no será necesaria la consideración de este parámetro según lo expuesto en la Tabla 15.

6.1.3.1.1.2.3 Gradiente térmico transversal

Por ser el voladizo de nuestra sección cajón de hormigón superior a la mitad de su canto, no se considerará el gradiente térmico transversal (Tabla 16).

6.1.3.1.1.2.4 Gradiente térmico local en las paredes del cajón

Los valores de dicho gradiente tomarán los siguientes valores según la Tabla 17:

$$\begin{aligned} \Delta T_{POS} &= 14^\circ\text{C} \\ \Delta T_{NEG} &= -6^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (\text{ec } 5.72)$$

No se tendrán en consideración los puntos 4.4.3.1.2 y 4.4.3.1.3 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril”, por no ser nuestro puente una estructura mixta atirantada.

6.1.3.J Sobrecargas debidas al agua

Igual que sucede con la carga de nieve, debemos considerar las sobrecargas debidas al agua. El empuje causado por la misma será:

$$E_k = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{\rho V_C^2}{2} \right) = 877,047264 \cdot A \quad [\text{kN}] \quad (\text{ec } 5.73)$$

El empuje será, por tanto, linealmente dependiente del área del objeto.

Se considerarán las condiciones pertinentes sobre acciones accidentales e interacción longitudinal vía tablero, remarcadas en los puntos 4.4.4 y 4.4.5 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de Ferrocarril” .

6.2. PUNTES DE CARRETERA

Vamos a proceder a identificar el valor de las diferentes acciones que pueden actuar sobre nuestra estructura, de igual forma a lo procedido para los puentes de ferrocarril siguiendo el desglose realizado en “5. Cálculo para el diseño de puentes de carretera”.

Por el hecho de querer realizar una comparación con igualdad de condiciones geométricas, el hecho de usar la misma sección de puente, así como aquellos elementos y cargas implícitas en él (Pretensado, peso propio, etc) nos hará tener ciertos parámetros de igual valor a los mencionados y desglosados durante el apartado “6.1 Puentes de ferrocarril”.

6.2.1. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_k)

6.2.1.A Peso propio (G_{k1})

Debido a la igualdad de sección (Plano 1) de nuestro puente de carretera con el puente de ferrocarril, el valor del peso propio obtendrá el mismo valor.

$$G_{k1} = g \cdot \rho = 196200 \frac{N}{m} = 196,2 \frac{kN}{m} \quad (ec\ 5.74)$$

6.2.1.B Cargas muertas (G_{k2})

A diferencia de lo expuesto en puentes destinado a la circulación de ferrocarril, las cargas muertas presentes en puentes de carretera cobran un menor valor. No obstante, dicho valor no puede ser despreciado.

PAVIMENTO ($G_{k2.1}$)

En los puentes la rigidez proporcionada por el tablero de hormigón es muy superior a la que hay en el resto de tramos de carretera. Es por eso que no será necesario el empleo del mismo espesor estructural.

El pavimento propuesto, eso sí, debe proteger el tablero de todas aquellas acciones directas producidas por los agentes climáticos, así como de la acción directa del tráfico. Por este motivo realizaremos una capa de impermeabilización del tablero antes de la colocación del pavimento.

El espesor que suele utilizarse sobre puentes de hormigón no suele ser superior a 10cm para limitar así la carga muerta sobre el mismo. Colocaremos dos capas de mezcla de 5 cm cada una de asfaltos fundidos con adición de asfalto natural. Su peso, según la Tabla 25 será:

$$G_{k2.1} = A \cdot \gamma_{ASF} = 1,4 \cdot 23 = 32,2 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.75)$$

OTROS ELEMENTOS ($G_{k2.2}$)

Se asimilarán todos aquellos elementos establecidos de forma permanente en nuestro puente (calzada, elementos de contención, señales, elementos de auxilio, etc.) como una carga uniformemente repartida de 10 kN/m.

No obstante, al no saber con certeza dicho valor por ser una estimación deberemos considerar la carga como un intervalo de valores cuyos límites inferior y superior vendrán dado de realizar una desviación del 20% del valor estimado.

$$G_{k2.2} = (8, 12) \frac{kN}{m} \quad (ec 5.76)$$

Una vez considerados todos los elementos existentes en nuestro puente de forma permanente podemos obtener su valor total:

$$G_{k2} = \sum_{i=1}^2 G_{k2.i} = (40,2 ; 44,2) \frac{kN}{m} \quad (ec 5.77)$$

Igual que acontecía para las cargas permanentes sobre puentes de ferrocarril, algunas de las acciones consideradas anteriormente tienen un comportamiento de carga puntual, sin embargo, por tener la carga repartida un efecto más desfavorable sobre nuestra estructura y con el fin de sobredimensionar las acciones para evitar un mal comportamiento del puente por mala estimación de las mismas, consideraremos todas las cargas como uniformemente repartidas a lo largo del tablero. Trabajaremos, además, con la carga mayor por ser esta más perjudicial para la estabilidad de la estructura.

$$G_k = \sum_{i=1}^2 G_{ki} = (236,4 ; 240,4) \frac{kN}{m} = 240,4 \frac{kN}{m} \quad (ec 5.78)$$

Con este valor de carga repartida, nuestras leyes de esfuerzos son:

$$V(x) = 3005 - 240,4x \quad [kN] \quad (ec\ 5.79)$$

$$M(x) = 3005x - 120,2x^2 \quad [kNm] \quad (ec\ 5.80)$$

$$\theta(x) = 1,99772 \cdot 10^{-7} \cdot (4x^3 - 150x^2 + 15625) \quad [rad] \quad (ec\ 5.81)$$

$$y(x) = 1,99772 \cdot 10^{-7} \cdot (x^4 - 50x^3 + 15625x) \quad [m] \quad (ec\ 5.82)$$

Las leyes explicitadas con mayor detalle, así como el gráfico de las mismas puede verse en el ANEJO J.

6.2.2. ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G_K^*)

Todas las consideraciones acerca de las acciones permanentes de valor no constante, se calculan de igual forma y con igual valor a lo realizado en los cálculos para puentes de ferrocarril del apartado anterior.

El pretensado se calculará a partir del diagrama de Magnel (Ilustraciones 47 y 48). Mientas que las acciones en el terreno y sus asientos pertinentes se hallaran mediante las teorías de Terzaghi y Boussinesq explicadas en el punto 6.1.2.B y visibles en las Ilustraciones 50 y 51.

6.2.3. ACCIONES VARIABLES (Q_k)

Según lo expuesto en el punto 5.1.3. del apartado “cálculo de acciones. Puentes de carretera” podemos obtener nuestras acciones variables de la siguiente forma:

6.2.3.1 Sobrecarga de uso

6.2.3.1.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

Siguiendo las pautas marcadas por la Tabla 27, nuestra carretera constará de 4 carriles (2 por sentido) de 3m cada uno.

6.2.3.1.2 Cargas verticales

6.2.3.1.2.1 Debidas al tráfico de vehículos

Las cargas debidas al tráfico de vehículos pueden verse descritas en el punto 5.1.3.1.2.1 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de carretera” cuyo esquema puede verse resumido en la siguiente ilustración:

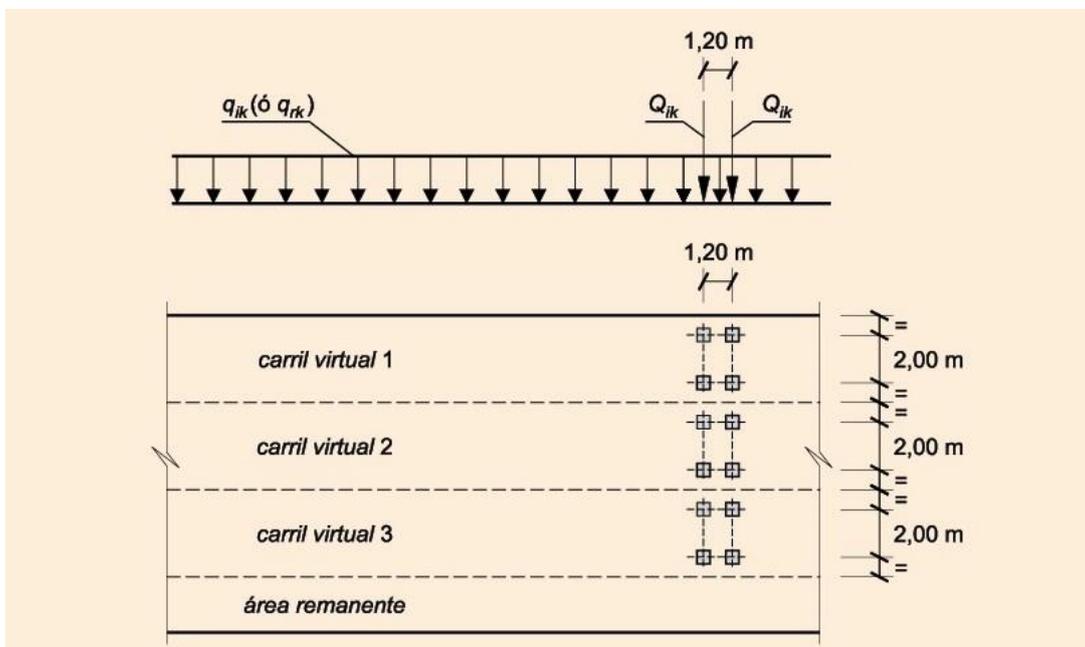


Ilustración 67. Distribución de cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

Esta foto describe de forma genérica las acciones a considerar en los carriles virtuales pertinentes. Los valores de cada una de las cargas se pueden apreciar en la Tabla 28. Procediendo al cálculo de cada uno de ellos de forma individualizada (Anejo K) obtenemos los siguientes resultados:

CARRIL VIRTUAL	CORTANTE MÁXIMO (x=0) [kN]	MOMENTO MÁXIMO (x=12,5) [kNm]	GIRO MÁXIMO (x=0) [rad]	FLECHA MÁXIMA (x=12,5) [mm]
1	637,3	5679,42	$8,09 \cdot 10^{-4}$	6,5533
2	293,75	2965,87	$4,04 \cdot 10^{-4}$	3,3147
3	193,75	1775,92	$2,50 \cdot 10^{-4}$	2,0338
4	93,75	585,94	$89,6409 \cdot 10^{-5}$	0,7530
ÁREA REMANENTE	62,5	390,63	$6,43 \cdot 10^{-5}$	0,5020

Tabla 44. Resumen de los valores obtenidos del estudio de las cargas verticales debidas al tráfico.

$$M_{max}(12,5) = 11397,808 \text{ kNm} \quad (\text{ec } 5.83)$$

$$y_{max}(12,5) = 13,1568 \text{ m} \quad (\text{ec } 5.84)$$

6.2.3.1.3 Fuerzas horizontales

6.2.3.1.3.1 Frenado y arranque

Para nuestro puente, la carga asociada al frenado y arranque puede asimilarse a:

$$Q_{IK} = 1,2Q_{1K} + 0,1q_{1k}w_1L = 427,5 \text{ kN} \quad (\text{ec } 5.85)$$

No tenemos fuerza centrífuga, por estar nuestro puente en un trazado recto.

6.2.3.2. Viento

6.2.3.2.1 Velocidad básica del viento

A partir de las ecuaciones (ec.123) y (ec. 124) y de la ilustración 43, obtenemos nuestro valor de la velocidad básica del viento:

$$v_b(100) = c_{dir}c_{season}v_{b,0}c_{prob} = 30,16 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (\text{ec } 5.86)$$

6.2.3.2.2 Velocidad media del viento

Según los datos expuestos en la Tabla 29:

$$v_m(z) = c_r(z)c_0v_b(T) = 70,876 \frac{m}{s} \quad (ec\ 5.87)$$

6.2.3.2.3 Empuje del viento

$$F_w = \frac{\rho}{2} v_b^2(T) c_e(z) c_f A_{ref} = 0,672508 \cdot c_f A_{ref} \quad [kN] \quad (ec\ 5.88)$$

Podemos ver como el empuje del viento por unidad de área depende de forma lineal del coeficiente de fuerza (Ilustración 44) en función de la forma del objeto de estudio.

6.2.3.2.4 Dirección del viento

Debemos considerar la dirección perpendicular y transversal del viento sobre nuestro tablero.

6.2.3.2.5 Empuje del viento sobre tableros

6.2.3.2.5.1 Por viento transversal

6.2.3.2.5.1.1 Empuje horizontal

Se puede estimar el coeficiente de fuerza según lo indicado en la (ec.129). Obtenemos un valor de 2,18 y por tanto nuestro empuje horizontal será:

$$F_w = 1,466068457 \cdot A_{ref} \quad [kN] \quad (ec\ 5.89)$$

6.2.3.2.5.1.2 Empuje vertical

Se puede obtener el empuje vertical con los datos conocidos, de la siguiente forma:

$$F_w = \frac{\rho}{2} v_b^2(T) c_e(z) c_{f,z} A_{ref,z} = \pm 211,84 \quad kN \quad (ec\ 5.90)$$

6.2.3.2.5.1.3 Momento de vuelco

Se considerará aquél momento de características explicitadas en el punto 5.1.3.2.5.1.3 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de carretera”.

6.2.3.2.5.2 Viento longitudinal

$$F_{Lk} = n \cdot C \cdot F_{Hk} = \left\{ 1 - \left[\frac{7}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] \cdot \Phi \left[\frac{L}{L(z)} \right] \right\} \cdot C_d A \left(\frac{\rho V_c^2}{2} \right) \quad (ec 5.91)$$

Aplicando la definición descrita en la ecuación (ec.133), los valores de los parámetros de la tabla 29 sabiendo que nos encontramos en un entorno tipo IV y los conocidos de nuestro puente, obtenemos:

$$F_{Lk} = 1,239843594 \cdot n \cdot A \quad (ec 5.92)$$

Donde n tomará el valor de 0,25 si estamos calculando el empuje sobre un elemento sólido y 0,50 si lo estamos haciendo sobre un elemento con huecos, tipo celosía.

6.2.3.2.6 Empuje del viento sobre las pilas

6.2.3.2.7 Empuje del viento sobre otros elementos del puente

Para estos casos, se deben tener en consideración los aspectos indicados en los puntos 5.1.3.2.6 y 5.1.3.2.7 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de carretera”.

6.2.3.2.8 Casos específicos de tableros y pilas

Debido a los valores de empuje unitario dados en la Tabla 30, podemos suponer de forma aproximada:

$$\frac{F_{Hk}}{A} = 1,62 \frac{kN}{m^2} \quad \text{para tableros} \quad (ec 5.93)$$

$$\frac{F_{Hk}}{A} = 1,99 \frac{kN}{m^2} \quad \text{para pilas} \quad (ec 5.94)$$

6.2.3.2.9 Efectos aeroelásticos

No deberán ser comprobados en aquellos puentes que cumplan los siguientes requisitos:

REQUISITO 1 $L < 200\text{m}$

El primer requisito nos impone que la longitud de nuestro puente debe ser inferior a 200m. La longitud de nuestro puente es de 25m, por tanto, cumplimos con el primer requisito.

REQUISITO 2 $L_e < 30h$

El segundo requisito nos requiere que la luz efectiva de nuestro puente (longitud entre puntos de momento flector nulo, en nuestro caso 25m) debe ser inferior a 30 veces el canto. Cumplimos también con el segundo requisito.

REQUISITO 3 $B \geq 0,1 \cdot L_e$

Para cumplir el tercer requisito el ancho del tablero debe ser superior al 10% de la longitud efectiva, condición que también cumplimos.

Consecuentemente, no es necesario tener en cuenta los efectos vibratorios producidos por desprendimiento de remolinos o galope ni comprobar la seguridad frente a flameo, bataneo o la divergencia torsional.

6.2.3.3 Acción térmica

6.2.3.3.1 Acción térmica en tableros

6.2.3.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

6.2.3.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima del aire

Obtenemos los valores máximos y mínimos mediante las siguientes expresiones y considerando las condiciones explicadas en la ecuación (ec. 142), la Tabla 31 y las Ilustraciones 44 y 45.

$$\begin{aligned} T_{max,p} &= T_{max}\{0,781 - 0,056 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\} = 41,5^{\circ}\text{C} \\ T_{min,p} &= T_{min}\{0,393 - 0,156 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\} = -16,7^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (\text{ec } 5.95)$$

6.2.3.3.1.1.2 Componente uniforme de temperatura

$$\begin{aligned} T_{e,min} &= T_{min} + \Delta T_{e,min} = -7^{\circ}\text{C} \\ T_{e,max} &= T_{max} + \Delta T_{e,max} = 42^{\circ}\text{C} \end{aligned} \quad (\text{ec } 5.96)$$

6.2.3.3.1.2 Componente de la diferencia de temperatura

6.2.3.3.1.2.1 Diferencia vertical

sección cajón: $[\Delta T_{cal} ; \Delta T_{enf}] = [10 ; 5]^{\circ}\text{C}$

6.2.3.3.1.2.2 Diferencia horizontal

La diferencia de temperatura horizontal será de 5°C

6.2.3.3.1.2.3 Diferencia local en paredes de secciones cajón de hormigón

La diferencia entre la temperatura de la cara interna y la externa del hormigón de tomará de 15°C .

6.2.3.3.2 Acción térmica en pilas

En caso de pila de hormigón se puede considerar una variación de temperatura entre caras de 5°C .

No se considerarán los demás puntos de acción térmica por no ser nuestro puente metálico ni atirantado.

6.2.3.4 Nieve

6.2.3.4.1 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal

Según lo expuesto en la Tabla 33, podemos estimar la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal como una carga uniforme de $0,6 \frac{kN}{m^2}$.

$$q_k = 0,8 \cdot s_k = 0,48 \frac{kN}{m^2} \quad (ec\ 5.97)$$

$$\gamma_{NIEVE} = 1,5 \frac{kN}{m^3} \quad (ec\ 5.98)$$

6.2.3.5 Otras acciones variables

6.2.3.5.1 Acción del agua

$$E = \frac{\rho v(T)^2}{2} c_f A(T) = 1,090 \cdot v(T)^2 \cdot A(T) \quad (ec\ 5.99)$$

Se considerarán las condiciones pertinentes sobre acciones accidentales remarcadas en el punto 5.1.4 del apartado “cálculo de acciones. Puentes de carretera”.

6.3 COMPARATIVA DE RESULTADOS

	PUENTES DE FERROCARRIL			PUENTES DE CARRETERA		
	CARGA [kN]	MOMENTO [kNm]	FLECHA [mm]	CARGA [kN]	MOMENTO [kNm]	FLECHA [mm]
ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE	530,77	41466,41	53,28868	240,40	18781,25	24,13587
CARGA ESTÁTICA VERTICAL POR TRÁFICO	3010,48	10780,62	13,39860	1254,50	11397,81	13,15680
ESTUDIO DINÁMICO AVE	8429,20	-	9,78961	-	-	-
ESTUDIO DINÁMICO TALGO AV	6800,00	-	7,28743	-	-	-
FUERZA ARRANQUE	605,00	-	-	427,50	-	-
FUERZA FRENADA	998,25	-	-	427,50	-	-

Tabla 45. Tabla comparativa de acciones de puentes de ferrocarril y carretera.

COMPARATIVA DE CARGAS

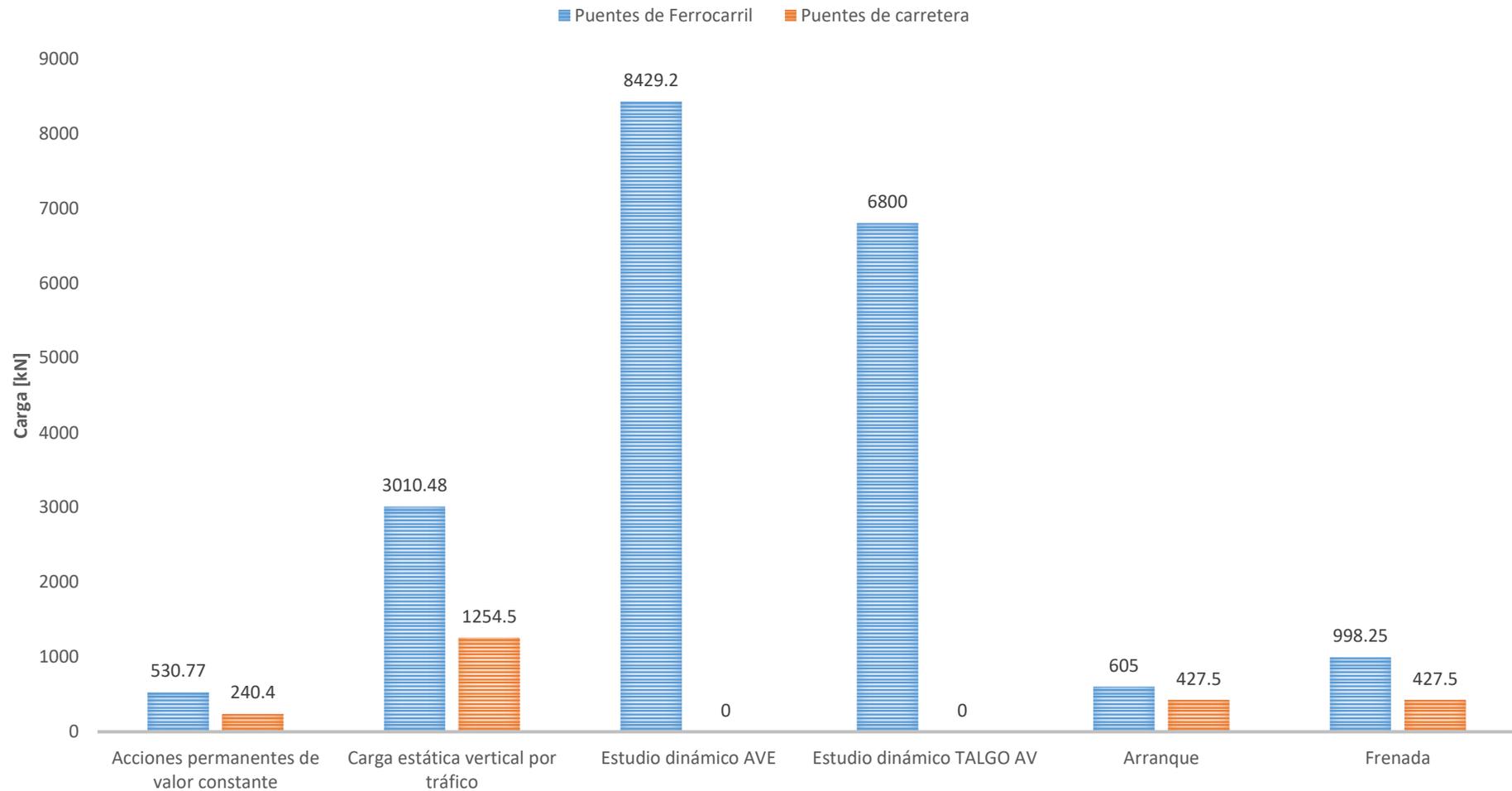


Ilustración 68. Comparativa de cargas entre acciones de puentes de ferrocarril y puentes de carretera.

COMPARATIVA DE MOMENTOS

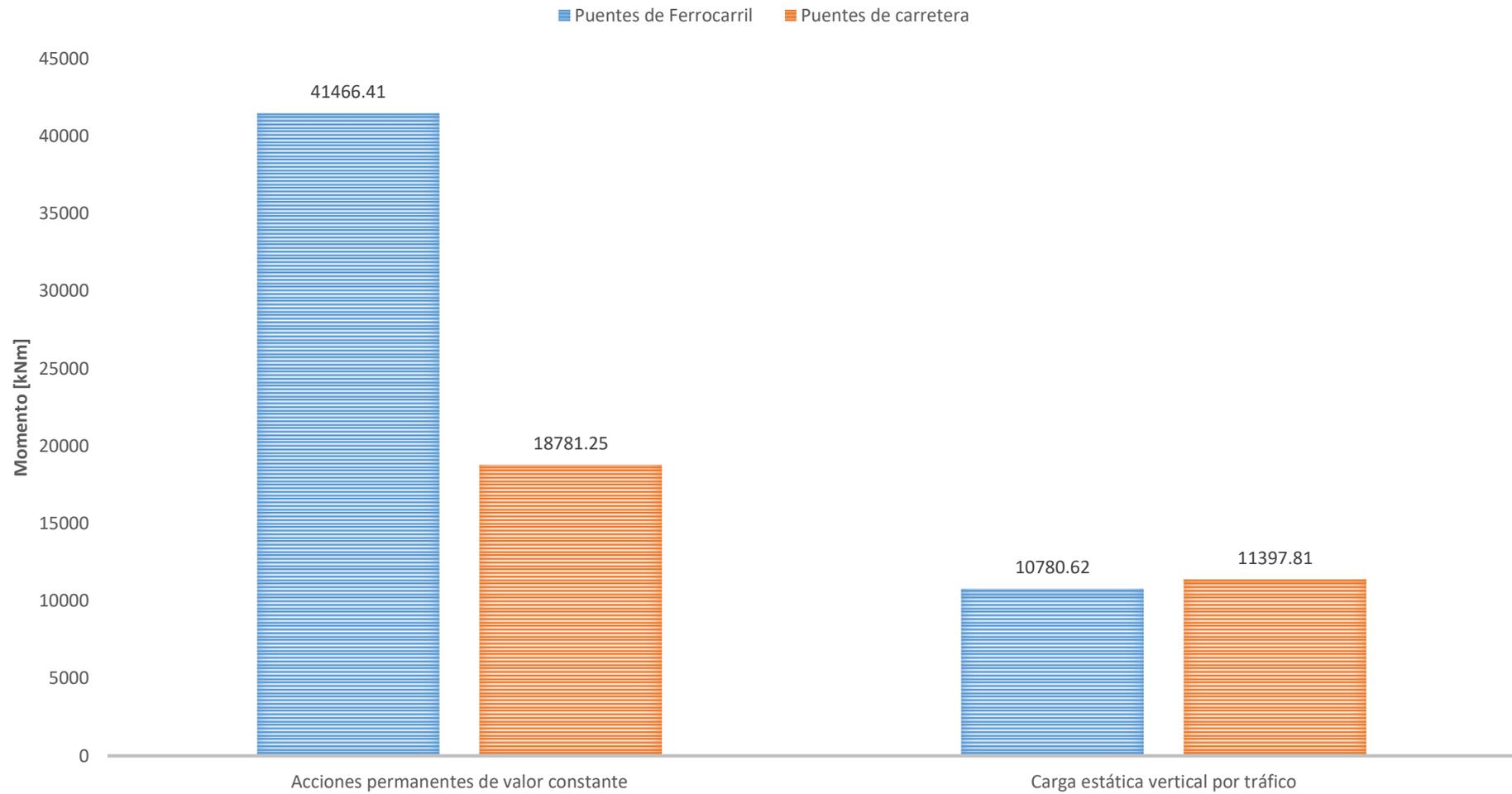


Ilustración 69. Comparativa de momentos entre acciones de puentes de ferrocarril y puentes de carretera.

COMPARATIVA DE FLECHAS

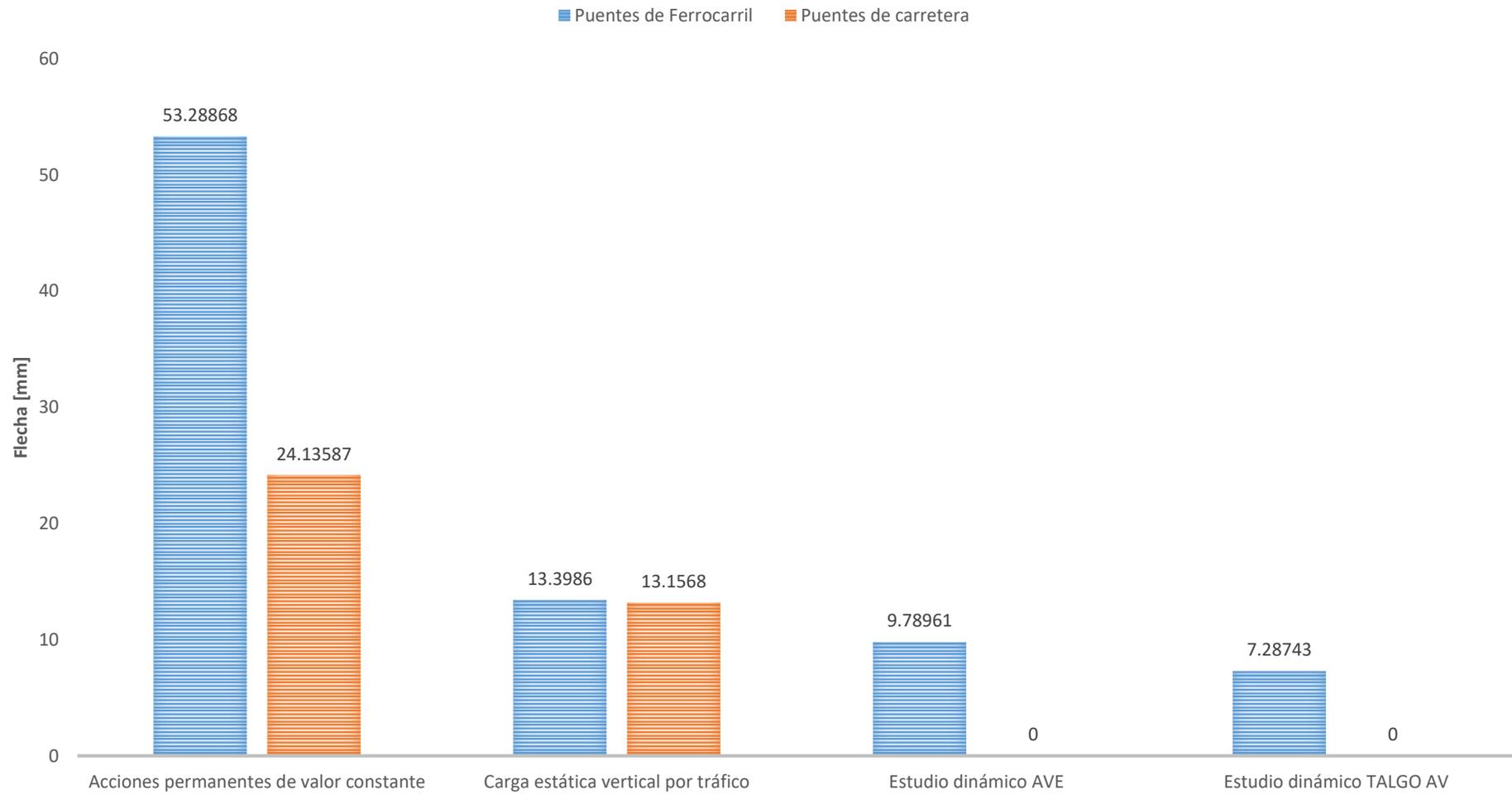


Ilustración 70. Comparativa de flechas entre acciones de puentes de ferrocarril y puentes de carretera.

7. CONCLUSIONES

Hemos podido ver en el transcurso del proyecto las diferentes cargas y acciones que deben ser consideradas en el diseño de los puentes destinados al tráfico de ferrocarril y en los destinados al tráfico en carretera.

Se ha puesto de manifiesto las notables diferencias en las acciones que sufren las infraestructuras viales no sólo comparando ferrocarril con carretera, sino también realizando dicho análisis entre los puentes para trenes convencionales y los puentes de trenes de alta velocidad, siendo estos últimos un foco de estudio muy complejo por provocar en ciertas estructuras el fenómeno de resonancia. Es en este último punto donde he focalizado mi mayor tiempo y esfuerzo.

Podemos proceder a la realización de un análisis final sobre las acciones más importantes actuando en las estructuras, basándonos en el ejemplo comparativo desarrollado en el punto “6. Ejemplo comparativo de puentes de carretera, ferrocarril convencional y tren de alta velocidad”.

ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE

Es probablemente, junto con la carga dinámica, el gran trecho diferencial entre puentes de ambas tipologías.

La presencia de los elementos constituyentes de la vía ferroviaria nos genera una gran carga muerta permanente sobre nuestra sección. Contrariamente a esto, el peso de la superficie de rodadura inherente al puente de carretera resulta ampliamente inferior no sólo al peso de la vía ferroviaria, sino también al resto de la infraestructura. Este hecho se produce por la gran rigidez que presenta nuestro tablero de hormigón frente al terreno donde se aposenta la infraestructura en condiciones normales. Consecuentemente, el espesor del firme de carretera se ve reducido ostensiblemente reduciendo el peso total del pavimento a valores ínfimos.

Las cargas, momentos y flechas generadas en puentes de ferrocarril por las acciones permanentes de valor constante derivan, por tanto, en valores superiores a dos veces los provocados por puentes de carretera.

ESTUDIO ESTÁTICO

Sorprendentemente a lo inicialmente esperado, las flechas generadas por la presencia en estático de vehículos ferroviarios y de carretera se asemejan en gran medida, hasta tal punto que su diferencia (inferior al 1%) puede considerarse despreciable.

ESTUDIO DINÁMICO

En este apartado, la instrucción de carretera no nos indica que deba realizarse ningún estudio dinámico con las condiciones de puente definidas. Por este motivo, compararemos los resultados entre los trenes de alta velocidad.

En la ejecución del ejemplo comparativo entre trenes convencionales y trenes de alta velocidad, hemos podido cerciorar aquellas sospechas iniciales que nos hacían intuir que, por circular estos a velocidades ampliamente superiores a la de los trenes convencionales, provocarían un mayor impacto sobre la estructura.

El principal factor que nos indica el comportamiento desfavorable de nuestra estructura frente al paso de trenes a alta velocidad, es el fenómeno de resonancia. Este fenómeno se basa en el hecho que cuando el tren circula a una cierta velocidad con una frecuencia determinada, si dicha frecuencia coincide o se asemeja a la frecuencia natural de la propia estructura en cualquiera de sus armónicos de vibración, las ondas generadas suman sus amplitudes provocando un efecto muy desfavorable en el comportamiento del puente.

Para entender mejor el concepto de fenómeno de resonancia es aconsejable apoyarse en los resultados obtenidos a partir del ejemplo comparativo presente en el punto 5.

En nuestro puente modelo, hemos visto como el paso de un tren AVE nos provocaba una situación desfavorable debida a la aparición del fenómeno de resonancia, no para una velocidad máxima sino por una velocidad de circulación determinada de 255 km/h que provocaba a nuestra estructura una flecha máxima de 9,79 mm. Sin embargo, a velocidades de circulación superiores, como por ejemplo 330 km/h, la flecha máxima en nuestro tablero era de 5,18 mm lo que supone una reducción de la flecha del 47,09% con un valor de velocidad 75km/h superior.

Otro de los hechos remarcables y que se ha puesto de manifiesto en nuestro ejemplo comparativo, es la menor flecha generada por el paso del tren TALGO AV por nuestra estructura. En este caso, la flecha máxima generada es de 7,29mm y se produce para una velocidad de circulación muy inferior a la del AVE 189 km/h.

Podemos concluir que, para nuestro caso concreto, la flecha generada por el paso de un tren de alta velocidad sobre nuestro puente será mayor para el AVE que para el TALGO AV, menos en aquél rango de velocidades comprendido entre 174km/h y 203km/h, donde se cambian la tornas. Las velocidades que generan esta mayor inestabilidad en la estructura son aquellas que deben ser evitadas.

A pesar de todo lo expuesto, ninguno de los dos casos nos genera unas aceleraciones que provoquen la inestabilidad del balasto (0,7g) y, por ende, el desgaste y la aparición de imperfecciones sobre nuestra infraestructura ferroviaria.

Estas han sido las principales conclusiones del proyecto, cuyo desarrollo ha permitido la explicación de diversos fenómenos y me ha ayudado a cultivarme como ingeniero Civil.

El enorme abanico de campos intervinientes en la ejecución y cálculo de puentes, ha supuesto un enorme crecimiento en diversas ramas de la ingeniería y me ha permitido fortalecer el conocimiento en una faceta multidisciplinar.

Su desarrollo ha supuesto un reto personal y un trabajo dedicado y voluntarioso cuyos frutos deseo que se vean plasmados a lo largo del proyecto.

8. BIBLIOGRAFÍA

- [1]. ANCOCHEA NODAL, T. (2012). <<Estudio dinámico de puentes de ferrocarril sometidos a nuevos modelos de carga en el marco europeo>>. Trabajo de fin de Máster, junio de 2012, Universidad Politécnica de Madrid.
- [2]. ANTOLIN, P.; GOICOLEA, J.M. (2012). <<Dynamics of high-speed railway bridges: review of design issues and new research for lateral dynamics>>. Departamento de Mecánica de Medios Continuos, E.T.S.I.C.C.P Universidad Politécnica de Madrid.
- [3]. ASTRIZ SUÁREZ, M.A.; MANTEROLA ARMISÉN, J.; MARTÍNEZ CUTILLAS, A. (1999). <<Puentes de ferrocarril de alta velocidad>>. Revista de obras públicas, abril 1999 nº 3386.
- [4]. CARNERERO RUIZ, A. (2007). <<Comportamiento dinámico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados con elementos transversales a la dirección de la vía>>. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- [5]. CARTAGENA ABELLA, J.J. (1992). <<Consideraciones en el diseño de puentes de hormigón para líneas de alta velocidad ferroviaria>>. Consejo Superior de Investigaciones Científicas 520-4.
- [6]. CORRES PEIRETTI, H.; PÉREZ CALDENTEY, A. ; ROMO MARTÍN, J. (2004). <<Puentes de Ferrocarril. Bases de proyecto, concepción y posibilidades tipológicas>>. FHECOR Ingenieros consultores S.A. Revista de Obras Públicas/junio 2004/Nº 3445.91
- [7]. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, ETSECCPB. UPC (2016). *Apuntes de la asignatura Procedimientos de construcción 2º curso del Grado Universitario en Ingeniería Civil.*
- [8]. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, ETSECCPB. UPC (2017). *Apuntes de la asignatura Caminos y ferrocarriles 3º curso del Grado Universitario en Ingeniería Civil.*
- [9]. Departamento de Ingeniería Civil, Cardiff University. (2017). *Apuntes de la asignatura Geotechnical engineering, 4º curso del Grado Universitario en Ingeniería Civil.*
- [10]. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Sección Tecnología del Hormigón, ETSECCPB. UPC (2018). *Apuntes de la asignatura Estructuras de Hormigón 4º curso del Grado Universitario en Ingeniería Civil.*

- [11]. DOMÍNGUEZ BARBERO, J. (2001). <<Tesis doctoral. *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia*>>. Universidad Politécnica de Madrid, departamento de mecánica de medios continuos y teoría de estructuras.
- [12]. DOMINGUEZ BARBERO, J; GABALDÓN CASTILLO, F.; GOICOLEA RUIGÓMEZ, J.M; NAVARRO GONZÁLEZ VALERIO, J.A. (2004). <<Nuevos métodos de cálculo dinámico para puentes de ferrocarril en las instrucciones IAPF y Eurocódigo I>>. Revista de Obras Públicas, junio 2004 nº 3445.
- [13]. DOMÍNGUEZ, J.; GOICOLEA, J.M. <<Interacción vehículo-estructura en puentes de ferrocarril: métodos de cálculo y valoración del sobre-amortiguamiento añadido>>. II congreso de ACHE de puentes y estructuras. Investigaciones y estudios. Modelos de cálculo. Grupo de Mecánica Computacional, E.T.S.I.C.C.P Universidad Politécnica de Madrid.
- [14]. DOMÍNGUEZ, J.; GOICOLEA, J.M; NASARRE, J. (2002). <<Valoración de efectos dinámicos en puentes de ferrocarril: la resonancia en líneas de alta velocidad>>. Revista de obras públicas, diciembre 2002 nº 3428.
- [15]. ERRI D214 (a). <<Design of Railway Bridges for speed up to 350 km/h; Dynamic loading effects including resonance; Final report>>. Informe técnico, European Rail Research Institute, Comité D214.
- [16]. ESTAY HERREROS, C.; MONDACA GÓMEZ, J. (2002). << EFE-NTF-13-001 Norma técnica ferroviaria. Diseño de puentes ferroviarios>>. EFE.
- [17]. GABALDÓN, F.; GOICOLEA, J.M.; RIQUELME, F. (2005). <<Análisis dinámico de estructuras sometidas a acciones de trenes de alta velocidad considerando la interacción vehículo-estructura>>. Departamento de Mecánica de Medios Continuos, E.T.S.I.C.C.P Universidad Politécnica de Madrid.
- [18]. GIA KHANK, N. (2013). <<Efectos dinámicos debidos al tráfico de ferrocarril sobre la infraestructura de vía y las estructuras>>. Tesis doctoral, junio 2013. Universidad Politécnica de Madrid.
- [19]. GONZÁLEZ RODRÍGUEZ, O. (2010). <<Interacción Vía-Estructura en puentes de Ferrocarril>>. Proyecto de fin de Máster, septiembre de 2010, Universidad Politécnica de Madrid.

- [20]. GONZÁLEZ-VIDOSA, F.; HOSPITALER, A.; MARTÍNEZ-MARTÍN, F.; YEPES, V. (2013). <<A parametric study of optimum tall piers for railway bridge viaducts>>. *Structural Engineering and Mechanics*, 45(6): 723-740. Recurso en línea disponible en: <http://www.techno-press.org/?page=container&journal=sem&volume=45&num=6>.
- [21]. JEONG-RAE, C.; JONG CHIN, W.; KWARK, J.; YOON, H.; YOON KANG, J. (2013). <<Comparison of measured and dynamic analysis vertical accelerations of high-speed railway bridges crossed by KTX train>>. *Scientific Research, engineering*, 2013, 5, 756-763. Recurso en línea disponible en: <http://dx.doi.org/10.4236/eng.2013.59091>.
- [22]. KRAEMER, C; PARDILLO, J.M; ROCCI, S; ROMANA, M.G; SÁNCHEZ BLANCO, V. DEL VAL, M.A. (2003). <<Ingeniería de carreteras. Volumen I>>. Editorial Mc Graw-Hill. ISBN: 84-481-3988-7.
- [23]. KRAEMER, C; PARDILLO, J.M; ROCCI, S; ROMANA, M.G; SÁNCHEZ BLANCO, V. DEL VAL, M.A. (2003). <<Ingeniería de carreteras. Volumen II>>. Editorial Mc Graw-Hill. ISBN: 84-481-3998-4.
- [24]. LÓPEZ PITA, A. (2010). <<Infraestructuras ferroviarias. Temas de transporte y territorio>>. Ediciones de la Universitat Politècnica de Catalunya. ISBN:978-84-9880-435-5.
- [25]. LÓPEZ PITA, A. (2014). <<Líneas de ferrocarril de alta velocidad. Planificación, construcción y explotación>>. Garceta grupo editorial. ISBN: 978-84-1545-285-0.
- [26]. MANFRED, Z. <<Dynamic of railway bridges>> 5th ADAMS/Rail user's conference FTZ 4. Deutsche Bahn AG Forschungs und Technologiezentrum München, DB®.
- [27]. MINISTERIO DE FOMENTO, GOBIERNO DE ESPAÑA, ADIF. (2018). <<Página web oficial de la Administración De Infraestructuras Ferroviarias>>. Disponible en: www.adif.es/.
- [28]. MINISTERIO DE FOMENTO, GOBIERNO DE ESPAÑA. (2000). <<Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras >>. Edita: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. ISBN: 84-498-0481-7.
- [29]. MINISTERIO DE FOMENTO, GOBIERNO DE ESPAÑA. (2007). <<Boletín Oficial del Estado, núm. 301>>. Lunes 17 de diciembre de 2007. Edita: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento.

- [30]. MINISTERIO DE FOMENTO, GOBIERNO DE ESPAÑA. (2010). <<Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril IAPF>>. Edita: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. NIPO:161-10-229-X. Recurso en línea disponible en: https://www.google.es/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUKEwi3qqYgbnZAhWDQBQKHx_vAFYQFggoMAA&url=https%3A%2F%2Fwww.fomento.gob.es%2FMFOM.CP.Web%2Fhandlers%2Fpdfhandler.ashx%3Fidpub%3DFE0005&usg=AOvVaw0XVid4HbusZ2EKQFe5v0aC
- [31]. MINISTERIO DE FOMENTO, GOBIERNO DE ESPAÑA. (2011). <<EHE-08. Instrucción de hormigón estructural>>. Edita: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. ISBN: 978-84-498-0899-9.
- [32]. MINISTERIO DE FOMENTO, GOBIERNO DE ESPAÑA. (2012). <<IAP-11, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera>>. Edita: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. NIPO:161-12-043-3.
- [33]. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES. DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS Y FERROCARRILES, DIRECCIÓN DE NORMATIVIDAD VIAL. (2003). <<Manual de diseño de puentes>>. Lima, 31 de julio de 2003, resolución ministerial 589-2003—MTC/02.
- [34]. MOLINER CABEDO, E. (2012). <<Comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril para tráfico de alta velocidad y reacondicionamiento mediante disipadores viscoelásticos pasivos>>. Tesis doctoral, julio 2012. Editorial Universitat Politècnica de València. ISBN: 978-84-8363-961-0.
- [35]. REGUERO MARTÍNEZ, A. (2004). <<Tipologías de viaductos en la línea de alta velocidad Madrid-Barcelona-Frontera francesa>>. Revista de obras públicas, junio 2004 nº 3445.
- [36]. RODRÍGUEZ SERQUÉN, A. (2012). <<Puentes con AASHTO-LRFD 2010>>.
- [37]. SIMÓN-TALERO MUÑOZ, J.M. (2008). <<Acciones de ferrocarril. Modelos de carga>>. TORROJA INGENIERÍA, S.L.
- [38]. SOBRINO, J.A. (2003). <<Aspectos significativos de cálculo en el proyecto de puentes de ferrocarril>>.
- [39]. WIKIPEDIA. (2017). <<Historia de los puentes>>. Recurso en línea, disponible en: https://es.wikipedia.org/wiki/Historia_de_los_puentes.

9. REFERENCIAS

REFERENCIAS DE ILUSTRACIONES

- [1]. Ilustración 1. << *Modelo de cargas propuesto en la UIC-71 y en la IAPF-07*>>. Imagen en línea, disponible en: https://www.researchgate.net/figure/Figura-239-Tren-de-cargas-verticales-UIC71_fig22_317846153
- [2]. Ilustración 2. << *Modelo de cargas SW/0 y SW/2*>>. Imagen en línea, disponible en: <https://es.scribd.com/document/311135265/UIC-776-1> . (página 13).
- [3]. Ilustración 3. << *Trenes tipo empleados para la calibración del modelo UIC-71*>>. Imagen en línea, disponible en: <https://es.scribd.com/document/311135265/UIC-776-1> . (página39).
- [4]. Ilustración 4. << *Modelo de cargas propuesto en la UIC-71 y en la IAPF-07*>>. Imagen en línea, disponible en: https://www.researchgate.net/figure/Figura-239-Tren-de-cargas-verticales-UIC71_fig22_317846153
- [5]. Ilustración 5. << *Representación del fenómeno de resonancia (rojo) debido a la suma de amplitudes de la onda natural de la estructura (negro) y de la onda originada por el paso del tren (azul)*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 1 del ANEJO A con el software MATLAB®.
- [6]. Ilustración 6. << *Deformación del puente bajo una carga estática puntual de 195 kN en el centro del vano*>>. Elaboración propia mediante la herramienta online: <https://platform.skyciv.com/beam>
- [7]. Ilustración 7. << *Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad en una viga isostática*>>. Elaboración propia a partir de la resolución hallada al resolver la ecuación diferencial ordinaria propuesta en la instrucción: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 105, ecuación B.19.
- [8]. Ilustración 8. << *Desplazamiento en el centro del vano para $v=330,94$ km/h*>>. Elaboración propia a partir de la resolución hallada al resolver la ecuación diferencial ordinaria propuesta en la instrucción: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 105, ecuación B.19.
- [9]. Ilustración 9. << *Desplazamiento en el centro del vano para $V=288$ km/h y $V=360$ km/h*>>. Elaboración propia a partir de la resolución hallada al resolver la ecuación diferencial ordinaria propuesta en la instrucción: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 107, ecuación B.2.4.5.

- [10]. Ilustración 10. << *Desplazamiento máximo en el centro del vano para tren 1 y tren 2, con distintos amortiguamientos (c)* >>. Elaboración propia a partir de la resolución hallada al resolver la ecuación diferencial ordinaria propuesta en la instrucción: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 105, ecuación B.19 y página 107, ecuación B.2.4.5.
- [11]. Ilustración 11. << *Rango de frecuencias naturales de puentes en función de su luz* >>. Elaboración propia a partir de los datos obtenidos en la instrucción: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 97, figura B.1.
- [12]. Ilustración 12^a y 12b. << *Región susceptible a la resonancia a partir de los límites establecidos en las ecuaciones 14 y 15*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 3 del ANEJO A, con el software MATLAB[®].
- [13]. Ilustración 13. << *Desplazamiento máximo en el centro del vano en función de la velocidad*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 5 del ANEJO A, con el software MATLAB[®].
- [14]. Ilustración 14. << *Desplazamiento en el centro del vano en función del tiempo para $V = 307$ km/h*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 3 del ANEJO A, con el software MATLAB[®].
- [15]. Ilustración 15. << *Tren de cargas sobre una viga isostática*>>. Elaboración propia.
- [16]. Ilustración 16. << *Desplazamiento máximo en el centro del vano para $V=160$ km/h en un tren ICE2*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 6 del ANEJO A, con el software MATLAB[®].
- [17]. Ilustración 17. << *Desplazamiento del centro del vano al paso del tren real ICE2 para distintas velocidades*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 6 del ANEJO A, con el software MATLAB[®].
- [18]. Ilustración 18. << *Aceleración en el centro del vano al paso del tren real ICE2 para distintas velocidades*>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 6 del ANEJO A, con el software MATLAB[®].
- [19]. Ilustración 19. << *Modelo completo de interacción vehículo-estructura*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 118, figura B.17.
- [20]. Ilustración 20. << *Modelos simplificados de interacción vehículo-estructura*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*”. Página 118, figura B.18.

- [21]. Ilustración 21. <<Impronta dinámica del tren real ICE2 según distintos valores del coeficiente de amortiguamiento>>. Elaboración propia, mediante el SCRIPT 7 del ANEJO A, con el software MATLAB®.
- [22]. Ilustración 22. <<Comparación de la aceleración en el centro del vano para el método de impronta dinámica y el método analítico en función de la velocidad>>. Elaboración propia, mediante los SCRIPTS 6 y 7 del ANEJO A, con el software MATLAB®.
- [23]. Ilustración 23. <<Definición de distancia mínimas y máximas para superficies múltiples paralelas a la vía>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril”. Página 31, figura 2.19.
- [24]. Ilustración 24. << Velocidad de referencia del viento en las distintas zonas de España>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 33, Figura 2.20.
- [25]. Ilustración 25. << Valores del coeficiente de arrastre C_d , para diferentes tipos de secciones>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 36, Figura 2.21.
- [26]. Ilustración 26. <<Mapa de España con división mediante zonas climáticas para hallar la sobrecarga de nieve>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 45, Figura 2.23.
- [27]. Ilustración 27. << Mapa de zonas climáticas para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 47, Figura 2.24.
- [28]. Ilustración 28. <<Factor de corrección K_1 en tableros de losa de hormigón>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 48, Figura 2.25.
- [29]. Ilustración 29. <<Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de losa de hormigón>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 49, Figura 2.26.
- [30]. Ilustración 30. <<Factores de corrección K_1 y K_2 en tableros de cajones de hormigón>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 50, Figura 2.27.
- [31]. Ilustración 31. <<Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de cajones de hormigón>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 51, Figura 2.28.

- [32]. Ilustración 32. <<Factor de corrección K_1 en tableros de vigas de hormigón>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 52, Figura 2.29.
- [33]. Ilustración 33. <<Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de vigas de hormigón>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 53, Figura 2.30.
- [34]. Ilustración 34. <<Factor de corrección K_1 en tableros de cajón metálico>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 54, Figura 2.31.
- [35]. Ilustración 35. <<Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de cajón metálico>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 55, Figura 2.32.
- [36]. Ilustración 36. <<Factor de corrección K_1 en tableros de vigas metálicas Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 56, Figura 2.33.
- [37]. Ilustración 37. <<Mapa de isolíneas para la obtención de $\Delta T_{SI,ref}$ en tableros de vigas metálicas>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 57, Figura 2.34.
- [38]. Ilustración 38. << Situación de descarrilamiento quedando apoyado en una única alineación de ruedas al borde de la plataforma>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 61, Figura 2.37.
- [39]. Ilustración 39. << Esquema del tren dinámico universal A>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 121, Figura C.1.
- [40]. Ilustración 40. << Esquema del tren dinámico universal B>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 122, Figura C.2.
- [41]. Ilustración 41. << Valores de la deformación en función de L y v para una estructura isostática con un número de vanos igual o superior a 3>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 80, Figura 4.3.
- [42]. Ilustración 42. << Tren de cargas para la comprobación del ELU de fatiga>>. Imagen obtenida de “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 29, Figura 4.1-d.

- [43]. Ilustración 43. << Mapa de isostáticas con el valor de la velocidad básica fundamental del viento>>. Imagen obtenida de “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 31, Figura 4.2-a.
- [44]. Ilustración 44. << Valores del coeficiente de fuerza según la forma de su sección>>. Imagen obtenida de “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 35, Figura 4.2-b.
- [45]. Ilustración 45. <<Temperatura máxima para un periodo de retorno de 50 años según la zona geográfica>>. Imagen obtenida de “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 46, Figura 4.3-a.
- [46]. Ilustración 46. <<Temperatura mínima para un periodo de retorno de 50 años según la zona geográfica>>. Imagen obtenida de “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 47, Figura 4.3-b.
- [47]. Ilustración 47. << Características y dimensiones del carril UIC60. Datos en mm>>. Imagen obtenida de: Imagen de carril UIC60: <http://rails.arcelormittal.com/tipos-rieles/uic60-60e1>.
- [48]. Ilustración 48. << Diagrama de Magnel>>. Elaboración propia según lo descrito por el Dr. De La Fuente Antequera en la asignatura “Estructuras de Hormigón, UPC, 2018”. Software utilizado EXCEL®.
- [49]. Ilustración 49. << Diagrama de Magnel con la limitación de excentricidad expuesta en la EHE-08>>. Elaboración propia según lo descrito por el Dr. De La Fuente Antequera en la asignatura “Estructuras de Hormigón, UPC, 2018”. Software utilizado EXCEL®.
- [50]. Ilustración 50. << Fuerzas y cargas involucradas en el dimensionamiento de los pilotes>>. Imagen obtenida de: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/04043/07.cfm>
- [51]. Ilustración 51. << Carga que puede resistir el pilote para una longitud de soterramiento dada para distintos valores del factor de seguridad>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [52]. Ilustración 52. << Asentamiento por unidad de carga para una longitud de soterramiento dada>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [53]. Ilustración 53. << Desplazamiento máximo del vano por el método de Zimmermann>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [54]. Ilustración 54. << Desplazamiento máximo del vano por el método propuesto por la UIC>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [55]. Ilustración 55. <<Impronta dinámica del TALGO AV>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.

- [56]. Ilustración 56. <<Aceleración máxima del centro del vano por el método de impronta dinámica para el TALGO AV>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [57]. Ilustración 57. <<Impronta dinámica del AVE>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [58]. Ilustración 58. <<Aceleración máxima del centro del vano por el método de impronta dinámica para el AVE>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [59]. Ilustración 59. <<Comparación de la impronta dinámica para el TALGO AV y el AVE>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [60]. Ilustración 60. <<Comparación de la aceleración máxima en el centro del vano por el método de impronta dinámica entre TALGO AV y AVE>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [61]. Ilustración 61. <<Desplazamiento máximo del vano por el método propuesto por la IAPF para velocidades inferiores a 220 km/h>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [62]. Ilustración 62. << Comparativa entre los desplazamientos máximos del tablero al paso de los trenes de alta velocidad TALGO AV y AVE>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [63]. Ilustración 63. << Comparativa entre las aceleraciones máximas del tablero al paso de los trenes de alta velocidad TALGO AV y AVE>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [64]. Ilustración 64. <<Desplazamientos del tablero al paso del tren de alta velocidad TALGO AV con velocidad crítica>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [65]. Ilustración 65. <<Desplazamientos del tablero al paso del tren de alta velocidad AVE con velocidad crítica>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [66]. Ilustración 66. << Acciones aerodinámicas en superficies verticales paralelas a la vía>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [67]. Ilustración 67. << Distribución de cargas verticales debidas al tráfico de vehículos>>. Imagen obtenida de “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 25, Figura 4.1-b.
- [68]. Ilustración 68. << Comparativa de cargas entre acciones de puentes de ferrocarril y puentes de carretera>>. Elaboración propia mediante el uso del software EXCEL®.

- [69]. Ilustración 69. << *Comparativa de momentos entre acciones de puentes de ferrocarril y puentes de carretera*>>. Elaboración propia mediante el uso del software EXCEL®.
- [70]. Ilustración 70. << *Comparativa de flechas entre acciones de puentes de ferrocarril y puentes de carretera*>>. Elaboración propia mediante el uso del software EXCEL®.
- [71]. Ilustración 71. << *Tren de cargas tipo 1. Tren de pasajeros con locomotora*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 23, Figura 2.4.
- [72]. Ilustración 72. << *Tren de cargas tipo 2. Tren de pasajeros con locomotora*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 23, Figura 2.5.
- [73]. Ilustración 73. << *Tren de cargas tipo 3. Tren de pasajeros de alta velocidad* >>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 23, Figura 2.6.
- [74]. Ilustración 74. << *Tren de cargas tipo 4. Tren de pasajeros de alta velocidad* >>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 23, Figura 2.7.
- [75]. Ilustración 75. << *Tren de cargas tipo 5. Tren de mercancías con locomotora*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 24, Figura 2.8.
- [76]. Ilustración 76. << *Tren de cargas tipo 6. Tren de mercancías con locomotora*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 24, Figura 2.9.
- [77]. Ilustración 77. << *Tren de cargas tipo 7. Tren de mercancías con locomotora*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 24, Figura 2.10.
- [78]. Ilustración 78. << *Tren de cargas tipo 8. Tren de mercancías con locomotora*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 24, Figura 2.11.
- [79]. Ilustración 79. << *Tren de cargas tipo 9. Tren suburbano de múltiples unidades*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 25, Figura 2.12.
- [80]. Ilustración 80. << *Tren de cargas tipo 10. Metro*>>. Imagen obtenida de “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 25, Figura 2.13.

- [81]. Ilustración 81. <<Tren de cargas tipo 11. Tren de mercancías con locomotora>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 25, Figura 2.14.
- [82]. Ilustración 82. <<Tren de cargas tipo 12. Tren de mercancías con locomotora>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 25, Figura 2.15.
- [83]. Ilustración 83. << Tren Real 1. Tren de vagones para $v \leq 120$ km/h>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 131, Figura C.5.
- [84]. Ilustración 84. << Tren Real 2. Locomotoras CC para $v \leq 120$ km/h>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 131, Figura C.6.
- [85]. Ilustración 85. << Tren Real 3. Tren de vagones para $v \leq 120$ km/h>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 131, Figura C.7.
- [86]. Ilustración 86. << Tren Real 4. Tren de pasajeros para $v \leq 250$ km/h, con $\alpha \leq 1$ si $v > 120$ km/h>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 131, Figura C.8.
- [87]. Ilustración 87. << Tren Real 5. Turbotren para $v \leq 300$ km/h, con $\alpha \leq 1$ si $v > 120$ km/h>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 132, Figura C.9.
- [88]. Ilustración 88. << Tren Real 6. Convoy excepcional para $v \leq 80$ km/h>>. Imagen obtenida de “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 132, Figura C.10.
- [89]. Ilustración 89. << Representación esquematizada de las cargas permanentes de valor constante sobre nuestro puente>>. Elaboración propia mediante el uso del software XVIGAS®.
- [90]. Ilustración 90. << Ley de cortantes para las acciones permanentes de valor constante >>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [91]. Ilustración 91. << Ley de momentos para las acciones permanentes de valor constante >>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [92]. Ilustración 92. << Ley de giros para las acciones permanentes de valor constante >>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.

- [93]. Ilustración 93. << Ley de flechas para las acciones permanentes de valor constante>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [94]. Ilustración 94. <<Esquema del tren de cargas UIC71 sobre nuestro puente>>. Elaboración propia mediante el uso del software WINEVA®.
- [95]. Ilustración 95. <<Ley de cortantes para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [96]. Ilustración 96. <<Ley de momentos para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [97]. Ilustración 97. <<Ley de giros para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [98]. Ilustración 98. <<Ley de flechas para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [99]. Ilustración 99. << Representación esquematizada de las cargas permanentes de valor constante sobre nuestro puente>>. Elaboración propia mediante el uso del software XVIGAS®.
- [100]. Ilustración 100. << Ley de cortantes para las acciones permanentes de valor constante >>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [101]. Ilustración 101. << Ley de momentos para las acciones permanentes de valor constante >>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [102]. Ilustración 102. << Ley de giros para las acciones permanentes de valor constante >>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [103]. Ilustración 103. << Ley de flechas para las acciones permanentes de valor constante>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [104]. Ilustración 104. << Esquema de fuerzas representativo de las cargas sobre nuestro carril virtual>>. Elaboración propia mediante el uso del software WINEVA®.
- [105]. Ilustración 105. <<Ley de cortantes para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [106]. Ilustración 106. <<Ley de momentos para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [107]. Ilustración 107. <<Ley de giros para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.
- [108]. Ilustración 108. <<Ley de flechas para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos>>. Elaboración propia mediante el uso del software MATLAB®.

REFERENCIAS DE PLANOS

- [1]. Plano 1. << *Características de la sección del puente [mm]*>>. Elaboración propia mediante el uso del software AUTOCAD[®], basada en la sección real disponible en: <https://construblogspain.wordpress.com/2014/02/13/impostas-prefabricadas-de-hormigon-armado/>.
- [2]. Plano 2. << *Características de los componentes de la vía [mm]*>>. Elaboración propia mediante el uso del software AUTOCAD[®], basada en la sección real disponible en: <https://construblogspain.wordpress.com/2014/02/13/impostas-prefabricadas-de-hormigon-armado/>.

REFERENCIAS DE TABLAS

- [1]. Tabla 1. <<Valores para los parámetros del modelo de cargas SW/0 y SW/2>>. Elaboración propia, basada en la información obtenida en la ficha 702[1] de la UIC-71, disponible en <https://es.scribd.com/document/311135265/UIC-776-1> . (página 13).
- [2]. Tabla 2. <<Pesos específicos de materiales de construcción>>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07”. Página 11.
- [3]. Tabla 3. << Límite inferior para el coeficiente de amortiguamiento en función de la luz del puente y sus materiales estructurales>>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07”. Página 94, cuadro B.1.
- [4]. Tabla 4. <<Criterios de elección entre coeficientes de impacto>>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07”. Página 98.
- [5]. Tabla 5. <<Características de los distintos tipos de trenes para tráfico normal>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 26, Cuadro 2.1.
- [6]. Tabla 6. <<Características de los distintos tipos de trenes para tráfico pesado>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 26, Cuadro 2.2.
- [7]. Tabla 7. <<Características de los distintos tipos de trenes para tráfico ligero>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 26, Cuadro 2.3.
- [8]. Tabla 8. << Valores de los coeficientes k_z , z_0 , z_{min} , α según el tipo de entorno >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 34, Cuadro 2.4.
- [9]. Tabla 9. <<Valor del coeficiente de ocultamiento η >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 36, Cuadro 2.5.
- [10]. Tabla 10. << Valor de empuje unitario para tableros y pilas para distintas alturas>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Páginas 41 y 42, Cuadros 2.6 y 2.7.

- [11]. Tabla 11. << Valor de la sobrecarga de nieve s_k (kN/m) en un terreno horizontal según la zona de España>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 44, Cuadro 2.8.
- [12]. Tabla 12. <<Valor del peso específico medio (kN/m³) de la nieve dependiendo de su altitud>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 46, Cuadro 2.9.
- [13]. Tabla 13. << Tabla de zonas climáticas para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 46, Cuadro 2.10.
- [14]. Tabla 14. <<Constantes para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 46, Cuadro 2.11.
- [15]. Tabla 15. << Valores del gradiente vertical inverso o negativo según el material del tablero>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 58, Cuadro 2.12.
- [16]. Tabla 16. << Valores del gradiente térmico transversal del tablero según su material>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 58, Cuadro 2.13.
- [17]. Tabla 17. << Valores de la diferencia entre las temperaturas de la cara interna y la cara externa de la sección cajón según su material>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 59, Cuadro 2.14.
- [18]. Tabla 18. << Constantes para la determinación de la variación uniforme anual de temperatura del tablero>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 59, Cuadro 2.15.
- [19]. Tabla 19. << Valores de las fuerzas F_{IK} y F_{TK} a aplicar debido al posible impacto recibido en el tablero por el descarrilamiento de un tren>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 63, Cuadro 2.17.
- [20]. Tabla 20. << Coeficientes parciales de seguridad del ELS>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 75, Cuadro 4.2.

- [21]. Tabla 21. << *Coefficientes parciales de seguridad del ELU*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 74, Cuadro 4.1.
- [22]. Tabla 22. << *Valores de los coeficientes Ψ_i* >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 72, Cuadro 3.1.
- [23]. Tabla 23. << *Características del tren dinámico universal A*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 122, Cuadro C.1.
- [24]. Tabla 24. << *Condiciones de ELS de la deformación horizontal del tablero*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*”. Página 178, Cuadro 4.3.
- [25]. Tabla 25. << *Pesos específicos de materiales de construcción*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 17, Tabla 3.1-a.
- [26]. Tabla 26. << *Valores de α para distintos valores de n* >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 21, Tabla 3.2-a.
- [27]. Tabla 27. << *Anchura del carril dependiendo de la anchura de la plataforma y del número de carriles*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 23, Tabla 4.1-a.
- [28]. Tabla 28. << *Valores de la sobrecarga de uso*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 25, Tabla 4.1-b.
- [29]. Tabla 29. << *Los valores correspondientes a los coeficientes k_r , z_0 y z_{min}* >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 32, Tabla 4.2-b.
- [30]. Tabla 30. << *Empujes unitarios según la altura de la pila y el lugar de aplicación*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 41, tabla 4.2-e y 4.2-f.
- [31]. Tabla 31. << *Temperatura mínima para un periodo de retorno de 50 años según la altitud y la zona geográfica*>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “*Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)*”. Página 46, tabla 4.3-a.

- [32]. Tabla 32. << Valor del coeficiente k_{sur} >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 50, tabla 4.3-e.
- [33]. Tabla 33. <<Sobrecarga de nieve en terreno horizontal según la altitud y la zona geográfica>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 53, tabla 4.4-a.
- [34]. Tabla 34. <<Sobrecarga de nieve en terreno horizontal para las capitales de provincia>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 54, tabla 4.4-b.
- [35]. Tabla 35. <<Coeficientes parciales de seguridad para el ELS>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 66, tabla 6.2-c.
- [36]. Tabla 36. <<Coeficientes parciales de seguridad para el ELU de equilibrio>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 63, tabla 6.2-a.
- [37]. Tabla 37. <<Coeficientes parciales de seguridad para el ELU de resistencia>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 64, tabla 6.2-b.
- [38]. Tabla 38. <<Valores de los factores de simultaneidad>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 62, tabla 6.1-a.
- [39]. Tabla 39. <<Valores de la aceleración para el confort>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)”. Página 73, tabla 7.2-a.
- [40]. Tabla 40. <<Características del puente objeto de comparación>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Design of Railway bridges for speed up to 350 km/h”. Ficha D214 (a) del comité ERRI (European Rail Research Institute).
- [41]. Tabla 41. <<Características de los parámetros del terreno de construcción>>. Elaboración propia a partir de datos estimados de la realidad.
- [42]. Tabla 42. <<Resumen de resultados del análisis del tren de cargas ferroviarias verticales UIC 71 en nuestro puente>>. Elaboración propia a partir de los resultados obtenidos en el ANEJO I.

- [43]. Tabla 43. << *Resumen de las acciones generadas por el paso de los trenes AVE y TALGO AV sobre nuestro puente* >>. Elaboración propia a partir de los datos obtenidos mediante el uso del software MATLAB®.
- [44]. Tabla 44. << *Resumen de los valores obtenidos del estudio de las cargas verticales debidas al tráfico* >>. Elaboración propia a partir de los datos obtenidos mediante el uso del software MATLAB®.
- [45]. Tabla 45. << *Tabla comparativa de acciones de puentes de ferrocarril y carretera* >>. Elaboración propia a partir de los datos obtenidos mediante el uso del software MATLAB®.
- [46]. Tabla 46. << *Tableros cerrados con chapa rigidizada y vía sobre balasto, características* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 95, cuadro B.2.
- [47]. Tabla 47. << *Tableros abiertos con largueros y viguetas, sin balasto, características* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 95, cuadro B.2.
- [48]. Tabla 48. << *Tableros cerrados con losa de hormigón y vía sobre balasto, características* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 96, cuadro B.3.
- [49]. Tabla 49. << *Vigas principales longitudinales, características* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Páginas 96 y 97, cuadro B.4.
- [50]. Tabla 50. << *Valores de n y k para vigas y losas continuas de longitud L_m y n vanos* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 96, cuadro B.4.
- [51]. Tabla 51. << *Soportes estructurales, características* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 97, cuadro B.5.
- [52]. Tabla 52. << *Distribución de cargas y ejes del tren ICE2* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 124.
- [53]. Tabla 53. << *Distribución de cargas y ejes del tren AVE* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 127.
- [54]. Tabla 54. << *Distribución de cargas y ejes del tren TALGO AV* >>. Elaboración propia, basada en la información obtenida de: “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07*”. Página 128.

- [55]. Tabla 55. <<Características del tren tipo 1. Tren de pasajeros con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 23, Figura 2.4.
- [56]. Tabla 56. <<Características del tren tipo 2. Tren de pasajeros con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 23, Figura 2.5.
- [57]. Tabla 57. <<Características del tren tipo 3. Tren de pasajeros de alta velocidad >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 23, Figura 2.6.
- [58]. Tabla 58. <<Características del tren tipo 4. Tren de pasajeros de alta velocidad >>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 23, Figura 2.7.
- [59]. Tabla 59. <<Características del tren tipo 5. Tren de mercancías con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 24, Figura 2.8.
- [60]. Tabla 60. <<Características del tren tipo 6. Tren de mercancías con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 24, Figura 2.9.
- [61]. Tabla 61. <<Características del tren tipo 7. Tren de mercancías con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 24, Figura 2.10.
- [62]. Tabla 62. <<Características del tren tipo 8. Tren de mercancías con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 24, Figura 2.11.
- [63]. Tabla 63. <<Características del tren tipo 9. Tren suburbano de múltiples unidades>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 25, Figura 2.12.
- [64]. Tabla 64. <<Características del tren tipo 10. Metro>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 25, Figura 2.13.
- [65]. Tabla 65. <<Características del tren tipo 11. Tren de mercancías con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 25, Figura 2.14.

[66]. Tabla 66. <<Características del tren tipo 12. Tren de mercancías con locomotora>>. Elaboración propia a partir de los datos disponibles en “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”. Página 25, Figura 2.15.

10. ANEJOS

ANEJO A. SCRIPTS

SCRIPT 1.

Script utilizado para la elaboración de la ilustración 5.

```
t=linspace(0,10,100);
x=linspace(0,5,100);
w=20*pi;
k=2*pi;
fase=0;
A1=0.3;
A2=0.5;

w1=A1.*sin(w.*t-k.*x+fase);
w2=A2.*sin(w.*t-k.*x+fase);
w3=(A1+A2).*sin(w.*t-k.*x+fase);

figure(1)
plot(t,w1,'k','linewidth',2); hold on
plot(t,w2,'b','linewidth',2); hold on
plot(t,w3,'r','linewidth',2);
title('Fenómeno de Resonancia')
xlabel('t'), ylabel('w')
lgd=legend({'onda natural de la estructura','onda por el paso del
tren','onda final con resonancia'},'FontSize',13)
```

SCRIPT 2.

Script usado para el cálculo del apartado “4.4.3.A.2 Efectos dinámicos debidos al tráfico: Coeficiente de Impacto” en el sub-apartado “¿Cuándo se produce la resonancia?” en el cálculo del coeficiente de impacto de la ficha UIC-776:

```
clear all
close all
clc

g=9.80665;
P=195*1000*10;
L=15;
EI=7694081000;
flecha_estatica=1000*P*(L^3)/(48*EI)
a=1;
f=5;
c1=56*exp(-(L^2)/100);
c2=50*((f*L/80)-1)*exp(-(L^2)/400);
fi_segunda=(a/100)*(c1+c2);
v=330/3.6;
k1=v/(2*L*f);
fi_primera=k1/(1-k1+(k1^4));
l=0.5;
fi=fi_primera+l*fi_segunda;
flecha_dinamica=flecha_estatica*(1+fi)

coeficiente_mayoracion=flecha_dinamica/flecha_estatica
```

SCRIPT 3

Script usado para el cálculo del apartado “4.4.3.A.2 Efectos dinámicos debidos al tráfico: Coeficiente de Impacto” en el sub-apartado “Cálculo de cargas dinámicas. IAPF-07” para trenes con velocidades superiores a 220 km/h con carga aislada sobre viga isostática y un solo modo.

```
length=10;
i=1; %% modo de vibración
g=9.80665;
L=15;
f=5;
EI=7694081000;
p=15000;
w=(pi^2)*(EI/(p*(L^4)))^0.5*(i^2);
cr=0.02; %% coeficiente de amortiguamiento
F=195000;
v=330.94/3.6;

beta1=pi*v*i/L;
beta2=pi*v*i/(L*w);
beta3=w*((1-(cr^2))^0.5);
beta4=(L/v).*beta3;
beta5=beta3.*(cos(beta4))-(cr.*w).*sin(beta4);
M=p*L/2;

den=((1-(beta2^2))^2)+((2*cr*beta2)^2);
a1=F*((2*(cr^2)*w*beta2)+(beta1*((beta2^2)-1)));
a2=M*(w^2)*beta3*den;
b1=(F/((w^2)*M))*2*cr*beta2;
c1=(F/((w^2)*M))*(1-((beta2^2)));
d1=-b1;

A=a1/a2;
B=b1/den;
C=c1/den;
D=d1/den;

f1=A+(B./(tan(beta4)));
f2((((-1).^i)).*D)./(sin(beta4)).*(exp(-cr*(L/v).*w));
f3=(f1+f2).*beta5;
f4((((-1).^i)).*(beta1.*C))./(exp(-cr*(L/v).*w));
f5=(sin(beta4)).*((cr.*w.*A)+(beta3.*B));
f6=(cos(beta4)).*((cr.*w.*B)-(beta3.*A));
f7=((beta3).*sin(beta4))+(cr.*w.*(cos(beta4)))+(beta5)./(tan(beta4));

FF=(f3-f4+f5+f6)./(f7);

e1=A+(B-FF)./(tan(beta4));
e2((((-1).^i)).*D)./(sin(beta4)).*(exp(-cr*(L/v).*w));

EE=e1+e2;

points=801;
t=linspace(0,8,points);
```

```

term1=zeros(1,points);
term2=zeros(1,points);
term3=zeros(1,points);
term4=zeros(1,points);
term5=zeros(1,points);
term6=zeros(1,points);
term7=zeros(1,points);
y=zeros(1,points);

for j=1:points
    term1(j)=exp(-cr*w*t(j));
    term2(j)=A*sin(beta3*(t(j)));
    term3(j)=B*cos(beta3*(t(j)));
    term4(j)=C*sin(beta1*(t(j)));
    term5(j)=D*cos(beta1*(t(j)));
    term6(j)=EE*sin(beta3*(t(j)));
    term7(j)=FF*cos(beta3*(t(j)));

    if t(j)<=(L/v)
        y(j)=-
1000*((term1(j))*(term2(j)+(term3(j)))+(term4(j)+(term5(j))); %
nos da la y en mm directamente
    end

    if t(j)>((L)/v)
        y(j)=-1000*((term1(j))*(term6(j)+(term7(j))));
    end
end

[dis,pos] = max(y);
[dis2,pos2]=min(y);
tiempo=t(pos);
tiempo2=t(pos2);
estatico=1000*F*(L^3)/(48*EI);

nice0=['El máximo desplazamiento debido a la carga estática es:
',num2str(estatico),' mm'];
nice1=['El máximo desplazamiento negativo debido a la carga dinámica
es: ',num2str(dis2),' mm'];
nice2=['El tiempo en el que se produce el máximo desplazamiento
negativo es: ', num2str(tiempo2),' s'];
nice3=['El máximo desplazamiento positivo debido a la carga dinámica
es: ',num2str(dis),' mm'];
nice4=['El tiempo en el que se produce el máximo desplazamiento
positivo es: ', num2str(tiempo),' s'];
disp(nice0);
disp(nice1);
disp(nice2);
disp(nice3);
disp(nice4);

plot(t,y); ylim([dis2-0.15,dis+0.15]);
title('DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DEL VANO EN FUNCIÓN DEL
TIEMPO')
xlabel('TIEMPO (s)'), ylabel('DESPLAZAMIENTO (mm)'); grid on

```

SCRIPT 4

Script usado para el cálculo del apartado “4.4.3.A.2 Efectos dinámicos debidos al tráfico: Coeficiente de Impacto” en el sub-apartado “Cálculo de cargas dinámicas. IAPF-07” para trenes con velocidades superiores a 220 km/h con carga aislada sobre viga isostática y varios modos.

```
points=80001;
t=linspace(0,8,points);
length=10;
i=1:1:length; %% modo de vibración
g=9.80665;
L=15;
f=5;
EI=7694081000;
p=15000;
w=((pi^2)*(EI/(p*(L^4)))^0.5).*i.^2;
cr=0.02; %% coeficiente de amortiguamiento
F=195000;
v=330.94/3.6;
xf=L/2;

beta1=(pi*v/L).*i;
beta2=(pi*v./(L.*w)).*i;
beta3=((1-(cr^2))^0.5).*w;
beta4=(L/v).*beta3;
beta5=beta3.*(cos(beta4))-(cr.*w.*sin(beta4));
M=p*L/2;

den=((1-(beta2.^2)).^2)+((2*cr.*beta2).^2);
a1=F*((2*(cr^2).*w.*beta2)+(beta1.*((beta2.^2)-1)));
a2=M*(w.^2).*beta3.*den;
b1=(F./((w.^2)*M))*2*cr.*beta2;
c1=(F./((w.^2)*M)).*(1-((beta2.^2)));
d1=-b1;

C=c1./den;
D=d1./den;
A=-(cr.*w.*D+beta1.*C)./beta3; %% condición para y'(0)=0
B=-D; %% condición para y(0)=0

f1=A+(B./(tan(beta4)));
f2((((-1).^i).*D)./(sin(beta4)).*(exp(-cr*(L/v).*w)));
f3=(f1+f2).*beta5;
f4((((-1).^i).*beta1.*C)./(exp(-cr*(L/v).*w)));
f5=(sin(beta4)).*(cr.*w.*A)+(beta3.*B);
f6=(cos(beta4)).*(cr.*w.*B)-(beta3.*A);
f7((beta3).*sin(beta4)).*(cr.*w.*cos(beta4)).*(beta5)./(tan(beta4)));

FF=(f3-f4+f5+f6)./(f7);

e1=A+(B-FF)./(tan(beta4));
e2((((-1).^i).*D)./(sin(beta4)).*(exp(-cr*(L/v).*w)));
```

```

EE=e1+e2;

term1=zeros(length,points);
term2=zeros(length,points);
term3=zeros(length,points);
term4=zeros(length,points);
term5=zeros(length,points);
term6=zeros(length,points);
term7=zeros(length,points);
y1=zeros(length,points);

for j=1:length %j representa las filas, es decir el valor modal "i"
    for k=1:points %k representa las columnas, es decir el tiempo
        transcurrido para un cierto valor modal
        term1(j,k)=exp(-cr*w(j)*t(k));
        term2(j,k)=A(j)*sin(beta3(j)*t(k));
        term3(j,k)=B(j)*cos(beta3(j)*t(k));
        term4(j,k)=C(j)*sin(beta1(j)*t(k));
        term5(j,k)=D(j)*cos(beta1(j)*t(k));
        term6(j,k)=EE(j)*sin(beta3(j)*t(k));
        term7(j,k)=FF(j)*cos(beta3(j)*t(k));

        if t(k)<=(L/v)
            y1(j,k)=-
1000*((term1(j,k))*((term2(j,k))+(term3(j,k)))+(term4(j,k))+(term5(j,k)
))); % nos da la y en mm directamente
        end

        if t(k)>(L/v)
            y1(j,k)=-1000*((term1(j,k))*((term6(j,k))+(term7(j,k))));
        end
    end
end

fi=zeros(length,points);

for o=1:length
    m=i(o)*pi*xf/L;
    fi(o,:)=sin(m);
end

desplazamientos=zeros(length,points);

for u=1:length
    for q=1:points
        desplazamientos(u,q)=y1(u,q)*fi(u,q);
    end
end

delta=zeros(1,points);

for gr=1:points
    delta(gr)=sum(desplazamientos(:,gr));
end

[dis,pos]=max(delta);
[dis2,pos2]=min(delta);
tiempo=t(pos);
tiempo2=t(pos2);

```

```
estatico=1000*F*(L^3)/(48*EI);
```

```
nice0=['El máximo desplazamiento debido a la carga estática es:  
,num2str(estatico),' mm'];  
nice1=['El máximo desplazamiento negativo debido a la carga dinámica  
es: ',num2str(dis2),' mm'];  
nice2=['El tiempo en el que se produce el máximo desplazamiento  
negativo es: ', num2str(tiempo2),' s'];  
nice3=['El máximo desplazamiento positivo debido a la carga dinámica  
es: ',num2str(dis),' mm'];  
nice4=['El tiempo en el que se produce el máximo desplazamiento  
positivo es: ', num2str(tiempo),' s'];  
disp(nice0);  
disp(nice1);  
disp(nice2);  
disp(nice3);  
disp(nice4);
```

```
plot(t,delta); ylim([dis2-0.15,dis+0.15]);  
title('DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DEL VANO EN FUNCIÓN DEL  
TIEMPO')  
xlabel('TIEMPO (s)'), ylabel('DESPLAZAMIENTO (mm)')  
grid on
```

SCRIPT 5

Script usado para el cálculo del apartado “4.4.3.A.2 Efectos dinámicos debidos al tráfico: Coeficiente de Impacto” en el sub-apartado “Cálculo de cargas dinámicas. IAPF-07” para trenes con velocidades superiores a 220 km/h con carga aislada sobre viga isostática y un modo. Barrido de velocidades.

```
points=8000;
t=linspace(0,8,points);
i=1;
g=9.80665;
L=15;
f=5;
EI=7694081000;
p=15000;
w=((pi^2)*(EI/(p*(L^4)))^0.5).*i.^2;
cr=0.02; %% coeficiente de amortiguamiento
F=100000;
v0=100/3.6;
vf=400/3.6;
v=linspace(v0,vf,points);
xf=L/2;
M=p*L/2;

beta1=(pi*i/L).*v;
beta2=(pi*i/(L*w)).*v;
beta3=(w*((1-(cr^2))^0.5))*ones(1,points);
beta4=(beta3*L)./v;
beta5=(beta3.*(cos(beta4)))-((cr*w).*sin(beta4));

den=((1-(beta2.^2)).^2)+((2*cr.*beta2).^2);
a1=F*((2*(cr^2).*w.*beta2)+(beta1.*(beta2.^2)-1));
a2=M*(w.^2).*beta3.*den;
b1=(F./((w.^2)*M))*2*cr.*beta2;
c1=(F./((w.^2)*M)).*(1-((beta2.^2)));
d1=-b1;

C=c1./den;
D=d1./den;
A=-(cr*w.*D+beta1.*C)./beta3; %% condición para y'(0)=0
B=-D; %% condición para y(0)=0

f1=A+(B./(tan(beta4)));
f2=(((-1).^i).*D)./((sin(beta4)).*(exp(-cr*(L./v).*w)));
f3=(f1+f2).*beta5;
f4=(((-1).^i)).*(beta1.*C)./(exp(-cr*(L./v).*w));
f5=(sin(beta4)).*(cr.*w.*A)+(beta3.*B);
f6=(cos(beta4)).*(cr.*w.*B)-(beta3.*A);
f7=((beta3).(sin(beta4)))+(cr.*w.*(cos(beta4)))+(beta5./(tan(beta4)));

FF=(f3-f4+f5+f6)./(f7);

e1=A+(B-FF)./(tan(beta4));
```

```

e2=(((-1).^i).*D)./((sin(beta4)).*(exp(-cr*(L./v).*w)));

EE=e1+e2;

y=zeros(points,points);

for j=1:points
    for g=1:points
        if t(g)<=(L/(v(j)))
            y(j,g)=-1000*((exp(-
cr*w*t(g)))*(A(j)*sin((beta3(j))*t(g))+B(j)*cos((beta3(j))*t(g)))+(C(
j)*sin((beta1(j))*t(g)))+(D(j)*cos((beta1(j))*t(g))));
        end
        if t(g)>(L/(v(j)))
            y(j,g)=-1000*((exp(-
cr*w*t(g)))*(EE(j)*sin((beta3(j))*t(g))+FF(j)*cos((beta3(j))*t(g))));
        end
    end
end

ymax=zeros(1,points);

for k=1:points
    ymax(k)=min((y(k,:)));
end

ymax=-1.*ymax;
[dis,pos] = max(ymax);
velocidad=3.6*v(pos);
estatico=1000*F*(L^3)/(48*EI);

figure(1)
plot(v*3.6,ymax); ylim([0,dis+0.5]); hold on;
% scatter(velocidad,dis,'filled','r');
title('DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DEL VANO EN FUNCIÓN DE LA
VELOCIDAD')
xlabel('VELOCIDAD (km/h)'), ylabel('DESPLAZAMIENTO (mm)')
grid on

nice0=['El máximo desplazamiento debido a la carga estática es:
',num2str(estatico),' mm'];
nice3=['El máximo desplazamiento positivo debido a la carga dinámica
es: ',num2str(dis),' mm'];
nice4=['La velocidad para la cual se produce el máximo desplazamiento
positivo es: ', num2str(velocidad),' km/h'];
disp(nice0);
disp(nice3);
disp(nice4);

```

SCRIPT 6

Script usado para el cálculo del apartado “4.4.3.A.2 Efectos dinámicos debidos al tráfico: Coeficiente de Impacto” en el sub-apartado “Cálculo de cargas dinámicas. IAPF-07” para trenes con velocidades superiores a 220 km/h con tren de cargas sobre viga isostática y un modo.

```
points=8000;
t=linspace(0.00001,14,points);
L=15;
f0=5;
EI=7694081000;
K=EI*(pi^4)/(2*(L^3));
p=15000;
w0=(pi^2)*((EI/(p*(L^4)))^0.5);
cr=0.02;
wd=w0*((1-(cr^2))^0.5);
v=160/3.6;
M=p*L/2;

n=1:1:10^3;

Fk=1000*[195 195 195 195 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112
112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112
112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112 112
112 112 112 195 195 195 195];
dk=[0 3 11.46 14.46 19.31 21.81 38.31 40.81 45.71 48.21 64.71 67.21
72.11 74.61 91.11 93.61 98.51 101.01 117.51 120.01 124.91 127.41
143.91 146.41 151.31 153.81 170.31 172.81 177.71 180.21 196.71 199.21
204.11 206.61 223.11 225.61 230.51 233.01 249.51 252.01 256.91 259.41
275.91 278.41 283.31 285.81 302.31 304.81 309.71 312.21 328.71 331.21
336.06 339.06 347.52 350.52];

tiempo_entrada=(dk+L/2)./v;
tiempo_salida=(dk+L)/v;
XN=dk(max(size(Fk)));
w=2*pi*v/(XN+L);
time=tiempo_salida(max(size(Fk)));

dim=max(size(Fk));
maxn=max(size(n));

a0=2*L*(sum(Fk))/(pi*(L+XN));

nwAn=zeros(maxn,1);
Bn=zeros(maxn,1);
sumsin=zeros(maxn,dim);
sumcos=zeros(maxn,dim);

for i=1:maxn
    for j=1:dim
        c=Fk(j)*sin(n(i)*w*tiempo_entrada(j));
        d=Fk(j)*cos(n(i)*w*tiempo_entrada(j));
        sumsin(i,j)=c;
        sumcos(i,j)=d;
    end
end
end
```

```

sumsin2=zeros(maxn,1);
sumcos2=sumsin2;

for i=1:maxn
    sumsinsin2(i,1)=sum(sumsin(i,:));
    sumcos2(i,1)=sum(sumcos(i,:));
end

for i=1:maxn

    a=4*L/(pi*(L+XN));
    b=(cos(L*w*n(i)/(2*v)))/(1-((L*w*n(i)/(pi*v))^2));
    e=2*cr*w*n(i)/w0;
    f=1-((w*n(i)/w0)^2);
    den=(e^2)+(f^2);

nwAn(i,1)=w*n(i)*((a*b*sumcos2(i,1)*e+a*b*sumsin2(i,1)*f)/(den));
Bn(i,1)=(a*b*sumcos2(i,1)*f-a*b*sumsin2(i,1)*e)/den;

end

sumBn=(sum(Bn));
sumnwAn=(sum(nwAn));

B=-(1/K)*(a0+sumBn);
A=(cr*w0/wd)*B-(1/(K*wd))*sumnwAn;

AnsinBncos=zeros(maxn,(points));
nwAnsinBncos=zeros(maxn,1);
ANBN=zeros(maxn,1);
m=(A/B)*(6110/73)*cr;
nnwAnsinBncos=zeros(maxn,points);

for i=1:maxn
    for j=1:points

        a=4*L/(pi*(L+XN));
        b=(cos(L*w*n(i)/(2*v)))/(1-((L*w*n(i)/(pi*v))^2));
        e=2*cr*w*n(i)/w0;
        f=1-((w*n(i)/w0)^2);
        den=(e^2)+(f^2);

AnsinBncos(i,j)=(((a*b*sumcos2(i,1)*e+a*b*sumsin2(i,1)*f)/den)*sin(n(i)
)*w*(t(j))))+(((a*b*sumcos2(i,1)*f-
a*b*sumsin2(i,1)*e)/den)*cos(n(i)*w*(t(j))));

nwAnsinBncos(i,1)=n(i)*(((a*b*sumcos2(i,1)*e+a*b*sumsin2(i,1)*f)/den)
*cos(n(i)*w*(time)))-(((a*b*sumcos2(i,1)*f-
a*b*sumsin2(i,1)*e)/den)*sin(n(i)*w*(time)));

nnwAnsinBncos(i,j)=(n(i)*n(i)*w*w)*(((a*b*sumcos2(i,1)*e+a*b*sumsin2
(i,1)*f)/den)*sin(n(i)*w*(t(j))))+(((a*b*sumcos2(i,1)*f-
a*b*sumsin2(i,1)*e)/den)*cos(n(i)*w*(t(j))));

ANBN(i,1)=(((a*b*sumcos2(i,1)*e+a*b*sumsin2(i,1)*f)/den)*sin(n(i)*w*(
time)))+(((a*b*sumcos2(i,1)*f-
a*b*sumsin2(i,1)*e)/den)*cos(n(i)*w*(time)));
    end
end

```

```

end

sumAnBn=zeros(1,points);
sumnnwwAnBn=zeros(1,points);
gamma6=sum(nwAnsinBncos);
gamma7=sum(ANBN);

for i=1:points
    sumAnBn(1,i)=sum(AnsinBncos(:,i));
    sumnnwwAnBn(1,i)=sum(nnwwAnsinBncos(:,i));
end

T=time;
gamma1=(sin(wd*T)*(-A*cr*w0-B*wd))+cos(wd*T)*(A*wd-B*cr*w0);
gamma2=w/(K*exp(-cr*w0*T));
gamma3=-cr*w0*sin(wd*T)+wd*cos(wd*T);
gamma4=wd*sin(wd*T)+cr*w0*cos(wd*T);
gamma5=A+(B/tan(wd*T))+(a0/(K*sin(wd*T)*exp(-cr*w0*T)));
gamma8=1/(K*sin(wd*T)*exp(-cr*w0*T));

F=((gamma5+gamma7*gamma8-
(gamma1+gamma2*gamma6)/(gamma3)))/((gamma4/gamma3)+(1/tan(wd*T)));
E=((gamma5)+(gamma7*gamma8)-(F/tan(wd*T)));

yt=zeros(1,points);
at=zeros(1,points);

for i=1:points
    if t(i)<=time
        yt(i)=-1000*m*((exp(-
cr*w0*t(i)))*(A*sin(wd*t(i)))+(B*cos(wd*(t(i)))))+(a0/K)+(1/K)*sumAnB
n(1,i));
        at(i)=(exp(-cr*w0*t(i))*((sin(wd*t(i)))*(A*(cr^2)*(w0^2)-
A*(wd^2)+2*B*cr*w0*wd)))+(cos(wd*t(i))*(B*(cr^2)*(w0^2)-B*(wd^2)-
2*A*cr*w0*wd)))-(1/K)*sumnnwwAnBn(1,i);
    end
    if t(i)>time
        yt(i)=-1000*exp(-cr*w0*t(i))*(E*sin(wd*t(i))+F*cos(wd*t(i)));
        at(i)=(exp(-cr*w0*t(i))*((sin(wd*t(i)))*(E*(cr^2)*(w0^2)-
E*(wd^2)+2*F*cr*w0*wd)))+(cos(wd*t(i))*(F*(cr^2)*(w0^2)-F*(wd^2)-
2*E*cr*w0*wd))));
    end
end

plot(t,yt); hold on
nicee=['DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL CENTRO DEL VANO PARA V =
',num2str(v*3.6), ' km/h'];
title(nicee)
xlabel('TIEMPO (s)'), ylabel('DESPLAZAMIENTO (mm)')
grid on

[dis,pos]=max(abs(yt));
tiempo=t(pos);
ymax=dis;
[dis2,pos2]=max(abs(at));
tiempo2=t(pos2);
amax=dis2;

```

```
nice0=['El máximo desplazamiento debido al tren de cargas es:  
,num2str(ymax),' mm'];  
nice1=['El tiempo para el cual se produce es: ',num2str(tiempo),' s'];  
nice2=['La máxima aceleración debida al tren de cargas es:  
,num2str(amax),' m/s'];  
nice3=['El tiempo para el cual se produce es: ',num2str(tiempo2),'  
s'];  
  
disp(nice0)  
disp(nice1)  
disp(nice2)  
disp(nice3)
```



```

for i=1:dim
    for j=1:dim
        if j<=i
            Gcos(i,j)=Fk(j)*cos(2*pi*deltai(i,j))*exp(-
2*cr*pi*deltai(i,j));
            Gsin(i,j)=Fk(j)*sin(2*pi*deltai(i,j))*exp(-
2*cr*pi*deltai(i,j));
        end
    end
end

GGcos=zeros(1,dim);
GGsin=GGcos;

for i=1:dim
    GGcos(1,i)=sum(Gcos(i,:));
    GGsin(1,i)=sum(Gsin(i,:));
end

GGGcos=GGcos.^2;
GGGsin=GGsin.^2;
GG=GGGcos+GGGsin;
GG=GG.^(0.5);

G(p)=max(GG);

end

AAA=Ct.*AK.*(G);

figure(1)
plot(K,AK); ylim([0,1.8]); xlim([0.18,0.75]); hold on;
nicee=['LÍNEA DE INFLUENCIA DINÁMICA, A(K), PARA UN AMORTIGUAMIENTO
DEL = ',num2str(cr*100), ' %'];title(nicee)
xlabel('K'), ylabel('A(K)')
grid on

figure(2)
plot(lambda,G/1000); ylim([0,3000]); xlim([5,30]); hold on;
nicee=['IMPRONTA DINÁMICA DEL TREN PARA UN AMORTIGUAMIENTO DEL =
',num2str(cr*100), ' %']; title(nicee)
xlabel('LONGITUD DE ONDA [m]'), ylabel('IMPRONTA DINÁMICA [KN]')
grid on

figure(3)
plot(v*3.6,AAA); ylim([0,10]); xlim([100,400]); hold on;
nicee=['ACELERACIÓN MÁXIMA DEL CENTRO DEL VANO POR EL MÉTODO DE
IMPRONTA DINÁMICA PARA UN AMORTIGUAMIENTO DEL = ',num2str(cr*100), '
%']; title(nicee)
xlabel('VELOCIDAD [km/h]'), ylabel('ACELERACIÓN [m/s^2]')
grid on

```


ANEJO B. ESTRUCTURAS DE PUENTES CONVENCIONALES

1. TABLEROS METÁLICOS CERRADOS CON CHAPA RIGIDIZADA Y VÍA SOBRE BALASTO

CASO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE
TABLERO CON RIGIDACIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL	Chapa del tablero	3 veces la separación entre viguetas
	Rigidación longitudinal (voladizos < 0,5m, incluidos)	3 veces la separación entre viguetas
	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
	Viguetas extremas	3,6 m (recomendable usar Φ_3)
TABLERO CON RIGIDACIÓN TRANSVERSAL ÚNICAMENTE	Chapa del tablero	2 veces la separación entre viguetas + 3m
	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
	Viguetas extremas	3,6 m (recomendable usar Φ_3)

Tabla 46. Tableros metálicos cerrados con chapa rigidizada y vía sobre balasto, características.

2. TABLEROS METÁLICOS ABIERTOS CON LARGUEROS Y VIGUETAS. SIN BALASTO

	ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE
Largueros	Con continuidad en las secciones de cruce con viguetas	3 veces la separación entre viguetas
	Simplemente apoyadas en las viguetas	Separación entre viguetas + 3,0 m
	Ménsulas de largueros	3,6 m (recomendable usar Φ_3)
	Viguetas intermedias	2 veces la longitud de las viguetas
	Viguetas extremas	3,6 m (recomendable usar Φ_3)

Tabla 47. Tableros metálicos abiertos con largueros y viguetas, sin balasto, características

3. TABLEROS CERRADOS CON LOSA DE HORMIGÓN Y VÍA SOBRE BALASTO

ELEMENTO ESTRUCTURAL		LONGITUD DETERMINANTE
Losa como parte de una viga cajón o ala superior de una viga principal	Sentido transversal a las vigas principales	3 veces la luz del vano de la losa
	Sentido longitudinal	3 veces la luz del vano de la losa
	Viguetas transversales	2 veces la longitud de las viguetas transversales
	Voladizos transversales soportando los carriles	Excentricidad (e) >0,5 m: Estudio especial e ≤ 0,5 m: 3 veces la distancia entre almas
Losa continua en dirección de las vigas principales apoyada en viguetas transversales		
Losa de puentes de tablero inferior	Dirección perpendicular a las vigas principales	2 veces la luz del vano de la losa + 3m
	Dirección longitudinal	2 veces la luz del vano de la losa
Losa entre vigas metálicas embebidas en hormigón		2 veces la longitud en dirección longitudinal
Voladizos longitudinales de la losa		e > 0,5 m: Estudio especial
		e ≤ 0,5 m: 3,6 m (recomendable usar Φ_3)
Viguetas transversales extremas		3,6 m (recomendable usar Φ_3)

Tabla 48. Tableros cerrados con losa de hormigón y vía sobre balasto, características.

4. VIGAS PRINCIPALES LONGITUDINALES

ELEMENTO ESTRUCTURAL		LONGITUD DETERMINANTE
Vigas y losas simplemente apoyadas		Luz del vano en la dirección de la viga
Vigas y losas continuas de longitud L_m y n vanos		$L=L_m \cdot k$
Estructuras porticadas	Vano único	Se considera como una viga continua de 3 vanos
	Múltiples vanos	Se considera como una viga continua de múltiples vanos
Arcos y vigas de rigidez de arcos atirantados		La mitad de la luz
Arcos o series de arcos con tímpanos cerrados y relleno		2 veces la luz libre
Péndolas unidas a una viga de rigidez		4 veces la separación entre péndolas

Tabla 49. Vigas principales longitudinales, características

n	2	3	4	≥ 5
k	1,2	1,3	1,4	1,5

Tabla 50. Valores de n y k para vigas y losas continuas de longitud L_m y n vanos

5. SOPORTES ESTRUCTURALES

ELEMENTO ESTRUCTURAL	LONGITUD DETERMINANTE
Columnas, caballetes, apoyos, articulaciones, anclajes en tracción y cálculo de presiones de contacto bajo los apoyos	Longitud de los elementos soportados

Tabla 51. Soportes estructurales, características

ANEJO C. RESOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN UN PUENTE ISOSTÁTICO DEBIDO A UNA CARGA MÓVIL AISLADA.

Primero debemos definir los parámetros a tener en cuenta:

- $\rho(x)$ es la masa lineal del tablero por unidad de longitud.
- $u(x,t)$ es la flecha vertical de un punto cualquiera.
- $EI(x)$ es la rigidez a flexión del tablero.
- L es la longitud del puente.
- $\Phi_i(x)$ es la i -ésima forma modal.
- ω_i es la i -ésima frecuencia angular propia.
- ζ_i es el i -ésimo coeficiente de amortiguación modal.
- i es el número de modos de vibración utilizados.
- F es la carga vertical aplicada por el tren y transmitida a la estructura a través del contacto con la rueda.
- V es la velocidad de paso del tren sobre el puente.

Vamos a resolver la EDO, explicitada en la ecuación 36:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \varphi_i(vt) \frac{F}{M_i} \quad (C.1)$$

La solución de esta ecuación diferencial viene dada por una descomposición entre la solución particular y la solución general.

$$y(t) = y_h(t) + y_p(t) \quad (C.2)$$

Al tratarse de una viga isostática podemos definir los siguientes parámetros:

$$\omega_i = i^2\pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad (C.3)$$

$$\varphi_i(vt) = \sin\left(\frac{i\pi vt}{L}\right) \quad (C.4)$$

$$M_i = \frac{\rho L}{2} \quad (C.5)$$

Primero solucionaremos la forma homogénea hallando las raíces de su polinomio característico.

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = 0 \quad (C.6)$$

$$y^2 + 2\zeta_i\omega_i \cdot y + \omega_i^2 = 0 \quad (C.7)$$

$$y = \frac{-2\zeta_i\omega_i \pm \sqrt{(2\zeta_i\omega_i)^2 - 4\omega_i^2}}{2} = \begin{cases} -\zeta_i\omega_i + (\omega_i \cdot \sqrt{1 - \zeta^2})i \\ -\zeta_i\omega_i - (\omega_i \cdot \sqrt{1 - \zeta^2})i \end{cases} = \begin{cases} -\zeta_i\omega_i + \beta_3i \\ -\zeta_i\omega_i - \beta_3i \end{cases} \quad (C.8)$$

Para poder trabajar con una mayor comodidad, definimos una serie de constantes:

$$\beta_1 := \frac{\pi v}{L} \cdot i \quad (C.9)$$

$$\beta_2 := \frac{\pi v}{L \cdot \omega_i} \cdot i \quad (C.10)$$

$$\beta_3 := \omega_i \cdot \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (C.11)$$

Las raíces del polinomio característico quedan:

$$y = \begin{cases} -\zeta_i\omega_i + \beta_3i \\ -\zeta_i\omega_i - \beta_3i \end{cases} \quad (C.12)$$

La solución homogénea de una EDO de segundo orden con todas sus raíces imaginarias, caracterizado para el primer modo de vibración viene dada por la siguiente expresión:

$$y_h(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \cdot \sin(\beta_3 t) + B \cdot \cos(\beta_3 t)] \quad (C.13)$$

En lo referente a nuestra solución particular, seguirá un patrón sinusoidal que podemos definir de la siguiente forma:

$$y_p(t) = C \cdot \sin(\beta_1 t) + D \cdot \cos(\beta_1 t) \quad (C.14)$$

$$\dot{y}_p(t) = \beta_1 C \cdot \cos(\beta_1 t) - \beta_1 D \cdot \sin(\beta_1 t) \quad (C.15)$$

$$\ddot{y}_p(t) = -\beta_1^2 C \cdot \sin(\beta_1 t) - \beta_1^2 D \cdot \cos(\beta_1 t) \quad (C.16)$$

Nuestra solución final, será la suma de la solución homogénea (C.13) y la particular (C.14):

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \cdot \sin(\beta_3 t) + B \cdot \cos(\beta_3 t)] + C \cdot \sin(\beta_1 t) + D \cdot \cos(\beta_1 t) \quad (C.17)$$

Ahora debemos hallar las expresiones de nuestras constantes A, B, C y D. Para encontrar C y D debemos sustituir la solución particular (C.14, C.15 y C.16) en nuestra ecuación general (C.1).

$$\begin{aligned} & [-\beta_1^2 C \cdot \sin(\beta_1 t) - \beta_1^2 D \cdot \cos(\beta_1 t)] + 2\zeta\omega_0 [\beta_1 C \cdot \cos(\beta_1 t) - \beta_1 D \cdot \sin(\beta_1 t)] \\ & + \omega_0^2 [C \cdot \sin(\beta_1 t) + D \cdot \cos(\beta_1 t)] = \sin\left(\frac{\pi v t}{L}\right) \cdot \frac{F}{M} \end{aligned} \quad (C.18)$$

Sacando factor común de los valores sinusoidales:

$$\sin\left(\frac{\pi vt}{L}\right) \cdot \left[C \cdot \left(\omega_0^2 - \frac{\pi^2 \cdot v^2}{L^2} \right) - \frac{2\zeta \omega_0 \pi v}{L} \cdot D - \frac{F}{M} \right] \\ + \cos\left(\frac{\pi vt}{L}\right) \cdot \left[\frac{2\zeta \omega_0 \pi v}{L} \cdot C + D \cdot \left(\omega_0^2 - \frac{\pi^2 \cdot v^2}{L^2} \right) \right] = 0 \quad (C.19)$$

Para hallar la solución de esta ecuación debemos igualar cada uno de los paréntesis que acompañan a las funciones de seno y coseno a 0. Realizando los cálculos algebraicos correspondientes, obtenemos:

$$C = \frac{\frac{F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot (1 - \beta_2^2)}{(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2} \quad (C.20)$$

$$D = \frac{\frac{-F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot 2\zeta \beta_2}{(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2} \quad (C.21)$$

Para acabar de especificar nuestra ecuación debemos imponer dos condiciones de contorno que nos permitan encontrar las expresiones de las constantes A y B.

Debido a que nuestro puente antes del paso del tren no tiene desplazamiento, podemos definir las condiciones de contorno de nuestro problema como:

$$y(0) = 0 \quad | \quad \dot{y}(0) = 0$$

Las funciones de desplazamiento y velocidad vienen dadas por:

$$y(t) = e^{-\zeta \omega_0 t} \cdot [A \cdot \sin(\beta_3 t) + B \cdot \cos(\beta_3 t)] + C \cdot \sin(\beta_1 t) + D \cdot \cos(\beta_1 t) \quad (C.22)$$

$$\dot{y}(t) = (e^{-\zeta \omega_0 t}) \cdot \{ [\sin(\beta_3 t) \cdot (-A\zeta \omega_0 - B\beta_3)] + [\cos(\beta_3 t) \cdot (A\beta_3 - B\zeta \omega_0)] \} \\ + C\beta_1 \cos(\beta_1 t) - D\beta_1 \sin(\beta_1 t) \quad (C.23)$$

De $y(0) = 0$, obtenemos:

$$B = -D = \frac{\frac{F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot 2\zeta \beta_2}{(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2} \quad (C.24)$$

Mientras que imponiendo que la velocidad sea nula en el instante 0 obtenemos:

$$A = -\frac{\zeta \omega_0 D + C\beta_1}{\beta_3} = \frac{\frac{F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot [2\zeta^2 \beta_2 \omega_0 + \beta_1(\beta_2^2 - 1)]}{\beta_3 \cdot [(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2]} \quad (C.25)$$

Por tanto, la solución de nuestra ecuación y el valor de cada uno de sus parámetros viene dado por:

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \cdot \sin(\beta_3 t) + B \cdot \cos(\beta_3 t)] + C \cdot \sin(\beta_1 t) + D \cdot \cos(\beta_1 t) \quad (C.26)$$

Con

$$A = \frac{\frac{F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot [2\zeta^2 \beta_2 \omega_0 + \beta_1 (\beta_2^2 - 1)]}{\beta_3 \cdot [(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2]} \quad C = \frac{\frac{F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot (1 - \beta_2^2)}{(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2}$$

$$B = \frac{\frac{F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot 2\zeta \beta_2}{(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2} \quad D = \frac{\frac{-F}{M \cdot \omega_0^2} \cdot 2\zeta \beta_2}{(1 - \beta_2^2)^2 + (2\zeta \beta_2)^2}$$

$$\beta_1 := \frac{\pi v}{L} \quad \beta_2 := \frac{\pi v}{L \cdot \omega_0} \quad \beta_3 := \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \zeta^2}$$

$$\omega_i = \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad \varphi_i(vt) = \sin\left(\frac{\pi vt}{L}\right) \quad M_i = \frac{\rho L}{2}$$

Con todos estos datos, podemos calcular el desplazamiento vertical debido a una carga dinámica aislada:

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \varphi(x) \quad (C.27)$$

$$\varphi(x) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (C.28)$$

Si particularizamos para el centro del vano ($x=L/2$), obtenemos:

$$u\left(\frac{L}{2}, t\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \varphi\left(\frac{L}{2}\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot \frac{L}{2}}{L}\right) = \sum_{i=1}^n y_i(t) \quad (C.29)$$

ANEJO D. RESOLUCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN UN PUENTE ISOSTÁTICO DEBIDO A UN TREN DE CARGAS

Primero debemos definir los parámetros a tener en cuenta:

- $\rho(x)$ es la masa lineal del tablero por unidad de longitud.
- $u(x,t)$ es la flecha vertical de un punto cualquiera.
- $EI(x)$ es la rigidez a flexión del tablero.
- L es la longitud del puente.
- $\Phi_i(x)$ es la i -ésima forma modal.
- ω_i es la i -ésima frecuencia angular propia.
- ζ_i es el i -ésimo coeficiente de amortiguación modal.
- i es el número de modos de vibración utilizados.
- F es la carga vertical aplicada por el tren y transmitida a la estructura a través del contacto con la rueda.
- V es la velocidad de paso del tren sobre el puente.

SOLUCIÓN ANALÍTICA

La EDO que describe los desplazamientos que va a sufrir nuestra estructura a causa del paso de un tren de cargas es la explicitada en la ecuación 50:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2y_i = \sum_{k=1}^{n_F} \varphi_i(vt - d_k) \cdot \frac{F_k}{M_i} \quad (D.1)$$

En esta ecuación podemos apreciar como el término independiente que se encuentra a la derecha del signo de igualdad, tan sólo actuará para aquellos instantes en los que la carga F_k se encuentre encima del vano del puente. Después irá disminuyendo según su envolvente. Por tanto, podemos decir que:

$$\begin{cases} \varphi_i(vt - d_k) \neq 0 & \text{si } t \in \left[\frac{d_k}{v}, \frac{d_k + L}{v} \right] \\ \varphi_i(vt - d_k) = 0 & \text{si } t \notin \left[\frac{d_k}{v}, \frac{d_k + L}{v} \right] \end{cases} \quad (D.2)$$

Al tratarse de una viga isostática y, consecuentemente, trabajar con un solo modo de vibración podemos definir los siguientes parámetros:

$$\omega_0 = \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho L^4}} \quad (D.3)$$

$$\varphi(vt) = \sin\left(\frac{\pi vt}{L}\right) \quad (D.4)$$

$$M = \frac{\rho L}{2} \quad (D.5)$$

Podemos definir nuestra fuerza generalizada del tren de cargas, tomando como origen nuestro punto de estudio (el centro del vano), como la integral definida de la carga aplicada (p_k) en cada uno de los casos multiplicado por la forma modal (Φ_i) en cada uno de ellos:

$$F_k(t) = \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \phi_k(x) \cdot p_k(x, t) dx \quad (D.6)$$

$$\phi_k(x) = \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (D.7)$$

Hemos cogido de forma conveniente nuestra forma modal, de tal manera que para $x=0$ (primer eje), la función adquiera valor 1, por considerar que esta está en el centro del vano en este instante.

Como nuestra carga no actúa en el puente de una forma permanente, la descompondremos con la ayuda de dos funciones que nos permitirán discriminar cuando actúa cada una de las fuerzas de forma precisa. Estas funciones serán:

- Delta de Dirac:

$$\delta(x - v(t - t_k)) = 0, \forall x \neq v(t - t_k) ; \int_{-\infty}^{\infty} \delta(x - v(t - t_k)) f(x) dx = f(v(t - t_k)) \quad (D.8)$$

- Una variante de la función escalón de Heaviside modificada convenientemente.

$$H(t - t_k) = \begin{cases} 1 & \text{si } |t| \leq \frac{L}{2v} + t_k \\ 0 & \text{si } |t| > \frac{L}{2v} + t_k \end{cases} \quad (D.9)$$

Aplicando sendas funciones, en el conjunto de los N ejes que integran nuestro tren de cargas, podemos definir nuestra carga como:

$$p_k(x, t) = \sum_{k=1}^N F_k \cdot \delta(x - v(t - t_k)) \cdot H(t - t_k) \quad (D.10)$$

Donde t_k es el tiempo necesario de cada eje para alcanzar el punto de estudio.

$$t_k = \frac{d_k}{v} \quad (D.11)$$

Si resolvemos ahora la integral expuesta en (D.6):

$$\begin{aligned} F(t) &= \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \cos\left(\frac{\pi x}{L}\right) \cdot \sum_{k=1}^N F_k \cdot \delta(x - v(t - t_k)) \cdot H(t - t_k) dx \\ &= \sum_{k=1}^N F_k \cdot H(t - t_k) \cdot \cos\left(\frac{\pi v(t - t_k)}{L}\right) \end{aligned} \quad (D.12)$$

Debido a la aparición transitoria de la carga de cada uno de los ejes "k" vamos a desarrollar la fuerza aplicada en la estructura mediante una descomposición en serie de Fourier. Podrá ser expresada, por tanto, como:

$$F(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos(n\omega t) + b_n \sin(n\omega t) \quad (D.13)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (D.14)$$

Donde ω es la frecuencia de cada una de las fuerzas aplicadas por los ejes del tren real y T es el tiempo que tarda cada uno de los ejes en salir del puente. Consecuentemente, debe recorrer la distancia necesaria hasta llegar a la entrada del puente (d_k) y luego atravesarlo (L) a la velocidad (v) del tren real. Por tanto:

$$T = \frac{d_k + L}{v} \quad (D.15)$$

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{\tau}^{\tau+T} F(t) dt \quad (D.16)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{\tau}^{\tau+T} F(t) \cos(n\omega t) dt \quad (D.17)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{\tau}^{\tau+T} F(t) \sin(n\omega t) dt \quad (D.18)$$

Sustituyendo $F(t)$ por la solución obtenida en (D.12):

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{\tau}^{\tau+T} \sum_{k=1}^N F_k \cdot H(t - t_k) \cdot \cos\left(\frac{\pi v(t - t_k)}{L}\right) dt \quad (D.19)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{\tau}^{\tau+T} \cos(n\omega t) \cdot \sum_{k=1}^N \left[F_k \cdot H(t - t_k) \cdot \cos\left(\frac{\pi v(t - t_k)}{L}\right) \right] dt \quad (D.20)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{\tau}^{\tau+T} \sin(n\omega t) \cdot \sum_{k=1}^N \left[F_k \cdot H(t - t_k) \cdot \cos\left(\frac{\pi v(t - t_k)}{L}\right) \right] dt \quad (D.21)$$

Resolviendo las integrales respecto del tiempo obtenemos los siguientes resultados:

$$a_0 = \frac{2L}{\pi(L + x_N)} \cdot \sum_{k=1}^N F_k \quad (D.22)$$

$$a_n = \frac{4L}{\pi(L + x_N)} \cdot \frac{\cos\left(\frac{Ln\omega}{2v}\right)}{1 - \left(\frac{Ln\omega}{\pi v}\right)^2} \cdot \sum_{k=1}^N F_k \cdot \cos(n\omega t_k) \quad (D.23)$$

$$b_n = \frac{4L}{\pi(L + x_N)} \cdot \frac{\cos\left(\frac{Ln\omega}{2v}\right)}{1 - \left(\frac{Ln\omega}{\pi v}\right)^2} \cdot \sum_{k=1}^N F_k \cdot \sin(n\omega t_k) \quad (D.24)$$

Nuestra fuerza genérica viene dada por la expresión (D.13) con los valores de los parámetros especificados en (D.22), (D.23) y (D.24).

Una vez hallada la expresión de la fuerza generalizada, debemos resolver analíticamente la EDO (D.1).

Definimos la rigidez del sistema (K) y la frecuencia propia de la estructura (ω_0) como:

$$K = \frac{\pi^4 \cdot EI}{2L^3} \quad (D.25)$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (D.26)$$

Al igual que sucedía en el cálculo de desplazamientos para una carga aislada (ANEJO C), la solución estará formada por la suma de la solución homogénea (correspondiente a las

vibraciones libres amortiguadas en el tiempo por su envolvente) y la particular (causada por la acción de la carga en el vano).

Procediendo paralelamente, obtenemos:

$$y_h(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \cdot \sin(\beta_3 t) + B \cdot \cos(\beta_3 t)] \quad (D.27)$$

$$\beta_3 := \omega_i \cdot \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (D.28)$$

Para la obtención de la solución particular debemos tener en cuenta diversos factores:

- Relación entre la frecuencia de excitación provocada por n fuerzas sinusoidales ($n\omega$) y la frecuencia propia del puente (ω_0):

$$r_n = \frac{n\omega}{\omega_0} \quad (D.29)$$

- Desfase de las cargas (θ_n):

$$\tan(\theta) = \frac{2\zeta r_n}{1 - r_n^2} \quad (D.30)$$

- La fuerza que nos provoca la excitación puede actuar en efectos de seno y de coseno.
- Debemos tener en cuenta la suma de las n fuerzas sinusoidales que actuaran en nuestro sistema ($n \in N^*$) y la descomposición de las fuerzas en serie de Fourier que hemos desarrollado en las ecuaciones (D.13), (D.22), (D.23) y (D.24).

Con todo esto, y actuando de igual forma como hemos hecho en el ANEJO C, podemos definir nuestra solución particular:

$$y_p(t) = \frac{1}{K} \cdot \left\{ a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{a_n \cos(n\omega t - \theta_n)}{\sqrt{(1 - r_n^2)^2 + (2\zeta r_n)^2}} + \frac{b_n \sen(n\omega t - \theta_n)}{\sqrt{(1 - r_n^2)^2 + (2\zeta r_n)^2}} \right] \right\} \quad (D.31)$$

Nuestra solución será, por tanto:

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \cdot \sin(\beta_3 t) + B \cdot \cos(\beta_3 t)] + \frac{1}{K} \cdot \left\{ a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{a_n \cos(n\omega t - \theta_n)}{\sqrt{(1 - r_n^2)^2 + (2\zeta r_n)^2}} + \frac{b_n \sen(n\omega t - \theta_n)}{\sqrt{(1 - r_n^2)^2 + (2\zeta r_n)^2}} \right] \right\} \quad (D.32)$$

Arreglando algebraicamente esta ecuación y teniendo en cuenta todos los parámetros definidos hasta este punto, podemos simplificar nuestra expresión como:

$$y(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot [A \sin(\beta_3 t) + B \cos(\beta_3 t)] + \frac{a_0}{K} + \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t) \quad (D.33)$$

$$A_n = \frac{a_n 2r_n \zeta + b_n (1 - r_n^2)}{(1 - r_n^2)^2 + (2\zeta r_n)^2} \quad (D.34)$$

$$B_n = \frac{a_n (1 - r_n^2) - b_n 2r_n \zeta}{(1 - r_n^2)^2 + (2\zeta r_n)^2} \quad (D.35)$$

Ahora debemos imponer las condiciones de contorno pertinentes para hallar los valores de A y B. En nuestro caso particular, debemos imponer que tanto el desplazamiento como la velocidad del tablero en el instante cero, cuando aún no ha sido cargado, son nulos.

$$y(0) = 0 \quad (D.36)$$

$$\dot{y}(0) = 0 \quad (D.37)$$

Para poder aplicar correctamente las condiciones, debemos primero hallar la expresión de $\dot{y}(t)$. Al derivar nuestro desplazamiento con respecto del tiempo obtenemos:

$$\begin{aligned} \dot{y}(t) = & (e^{-\zeta\omega_0 t}) \cdot \{[\sin(\beta_3 t) \cdot (-A\zeta\omega_0 - B\beta_3)] + [\cos(\beta_3 t) \cdot (A\beta_3 - B\zeta\omega_0)]\} \\ & + \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} (n\omega) \cdot [A_n \cos(n\omega t) - B_n \sin(n\omega t)] \quad (D.38) \end{aligned}$$

Ahora sí, imponemos nuestras condiciones de contorno (D.36) y (D.37) y obtenemos:

$$A = -\frac{1}{K} \cdot \left[\frac{\zeta\omega_0}{\beta_3} a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{\zeta\omega_0}{\beta_3} B_n + n\omega A_n \right) \right] \quad (D.39)$$

$$B = -\frac{1}{K} \cdot \left(a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} B_n \right) \quad (D.40)$$

Finalmente podemos concluir que los desplazamientos producidos en el centro del vano debidos al paso sobre él de un tren de cargas, pueden ser expresados como hemos visto en la ecuación (D.33) donde sus parámetros están definidos en las ecuaciones (D.11), (D.14), (D.22), (D.23), (D.24), (D.25), (D.26), (D.28), (D.29), (D.34), (D.35), (D.39) y (D.40).

Otro de los valores que nos interesa para el estudio de diseño de un puente es la aceleración que recibe debido a las cargas dinámicas. Para encontrar la expresión debemos derivar dos veces la expresión del desplazamiento con respecto del tiempo, obteniendo así:

$$\ddot{y}(t) = \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

$$\begin{aligned} \ddot{y}(t) = & e^{-\zeta\omega_0 t} \cdot \{ \sin(\beta_3 t) \cdot [A \cdot (\zeta^2\omega_0^2 - \beta_3^2) + B \cdot (2\zeta\omega_0\beta_3)] \\ & + \cos(\beta_3 t) [-A \cdot (2\zeta\omega_0\beta_3) + B \cdot (\zeta^2\omega_0^2 - \beta_3^2)] \} \\ & - \frac{1}{K} \sum_{n=1}^{\infty} (n\omega)^2 [A_n \sin(n\omega t) + B_n \cos(n\omega t)] \quad (D.41) \end{aligned}$$

Con estas expresiones, podremos definir con precisión, el desplazamiento y la aceleración de nuestro vano al paso de un tren de cargas.

IMPRONTA DINÁMICA

La IAPF nos propone un método simplificado para hallar la aceleración que sufre el vano al paso de un tren de cargas. Esta solución, no tiene la misma precisión que la analítica, pero sus expresiones son más esbeltas y más sencillas de aplicar.

Para ello, debemos definir:

- d_k es la distancia desde el eje k hasta el primer eje del tren de cargas.
- d_i es la distancia desde el eje i hasta el primer eje del tren de cargas.
- f_0 es la frecuencia propia del puente.
- λ es la longitud de onda de la excitación y viene determinada por la expresión: $\lambda = \frac{v}{f_0}$
- K' es un parámetro adimensional que viene dado por: $K' = \frac{\lambda}{2L}$

Una vez definidos estos, parámetros, podemos aproximar el valor máximo de la aceleración (Γ):

$$\Gamma = C_t \cdot A(K) \cdot G(\lambda) \quad (D.42)$$

Donde

$$C_t = \frac{1}{M} \quad (D.43)$$

$$A(K) = \frac{K}{1 - K^2} \cdot \sqrt{e^{-\frac{2\zeta\pi}{K}} + 1 + 2\cos\left(\frac{\pi}{K}\right) e^{-\frac{\zeta\pi}{K}}} \quad (D.44)$$

$$\delta_i = \frac{d_k - d_i}{\lambda} \quad (D.45)$$

$$G(\lambda) = \max_{k=1}^n \left\{ \sqrt{\left[\sum_{i=1}^k F_i \cos(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\zeta\delta_i} \right]^2 + \left[\sum_{i=1}^k F_i \sin(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\zeta\delta_i} \right]^2} \right\} \quad (D.46)$$

ANEJO E. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS Y EJES DE LOS TRENES REALES

ICE2

d_k (m)	F_k (N)	d_k (m)	F_k (N)
0,00	195000	177,71	112000
3,00	195000	180,21	112000
11,46	195000	196,71	112000
14,46	195000	199,21	112000
19,31	112000	204,11	112000
21,81	112000	206,61	112000
38,31	112000	223,11	112000
40,81	112000	225,61	112000
45,71	112000	230,51	112000
48,21	112000	233,01	112000
64,71	112000	249,51	112000
67,21	112000	252,01	112000
72,11	112000	256,91	112000
74,61	112000	259,41	112000
91,11	112000	275,91	112000
93,61	112000	278,41	112000
98,51	112000	283,31	112000
101,01	112000	285,81	112000
117,51	112000	302,31	112000
120,01	112000	304,81	112000
124,91	112000	309,71	112000
127,41	112000	312,21	112000
143,91	112000	328,71	112000
146,41	112000	331,21	112000
151,31	112000	336,06	195000
153,81	112000	339,06	195000
170,31	112000	347,52	195000
172,81	112000	350,52	195000

Tabla 52. Distribución de cargas y ejes del tren ICE2

AVE

d_k (m)	F_k (N)	d_k (m)	F_k (N)
0,00	172100	200,15	172100
3,00	172100	203,15	172100
14,00	170700	214,15	170700
17,00	170700	217,15	170700
20,28	131600	220,43	131600
23,28	131600	223,43	131600
38,98	161900	239,13	161900
41,98	161900	242,13	161900
57,68	169200	257,83	169200
60,68	169200	260,83	169200
76,38	167900	276,53	167900
79,38	167900	279,53	167900
95,08	160500	295,23	160500
98,08	160500	298,23	160500
113,78	167900	313,93	167900
116,78	167900	316,93	167900
132,48	169200	332,63	169200
135,48	169200	335,63	169200
151,18	161900	351,33	161900
154,18	161900	354,33	161900
169,88	131600	370,03	131600
172,88	131600	373,03	131600
176,16	170700	376,31	170700
179,16	170700	379,31	170700
190,16	172100	390,31	172100
193,16	172100	393,31	172100

Tabla 53. Distribución de cargas y ejes del tren AVE

TALGO AV

d_k (m)	F_k (N)	d_k (m)	F_k (N)
0,00	170000	183,49	170000
2,65	170000	186,14	170000
11,00	170000	194,49	170000
13,65	170000	197,14	170000
19,13	170000	202,62	170000
28,10	170000	211,59	170000
41,24	170000	224,73	170000
54,38	170000	237,87	170000
67,52	170000	251,01	170000
80,66	170000	264,15	170000
93,80	170000	277,29	170000
106,94	170000	290,43	170000
120,08	170000	303,57	170000
133,22	170000	316,71	170000
146,36	170000	329,85	170000
155,33	170000	338,82	170000
160,80	170000	344,29	170000
163,45	170000	346,94	170000
171,80	170000	355,29	170000
174,45	170000	357,94	170000

Tabla 54. Distribución de cargas y ejes del tren TALGO AV

ANEJO F. TRENES TIPO ESPECIFICADOS EN LA IAPF-07

Tren TIPO 1

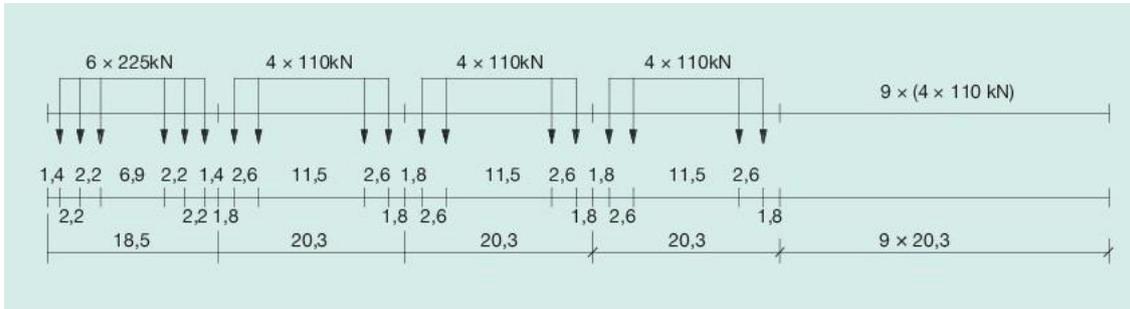


Ilustración 71. Tren de cargas tipo 1. Tren de pasajeros con locomotora

TREN TIPO 1. TREN DE PASAJEROS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	6630
Longitud (L) [m]	262,10
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	25,3
Velocidad (v) [m/s]	200

Tabla 55. Características del tren tipo 1. Tren de pasajeros con locomotora.

Tren TIPO 2

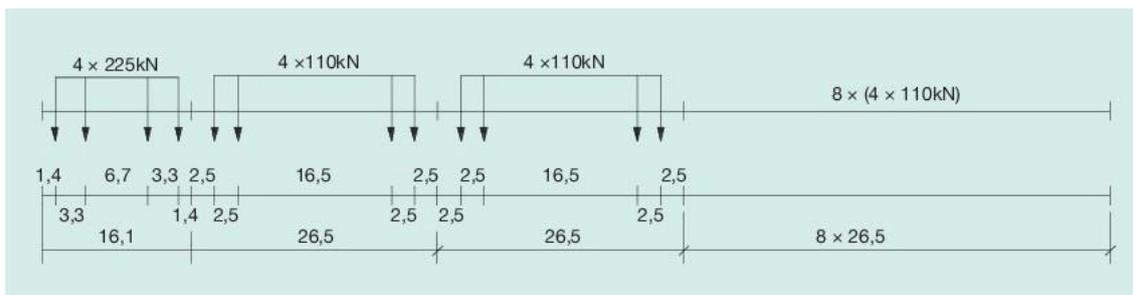


Ilustración 72. Tren de cargas tipo 2. Tren de pasajeros con locomotora

TREN TIPO 2. TREN DE PASAJEROS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	5300
Longitud (L) [m]	281,10
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	18,9
Velocidad (v) [m/s]	160

Tabla 56. Características del tren tipo 2. Tren de pasajeros con locomotora.

Tren TIPO 3

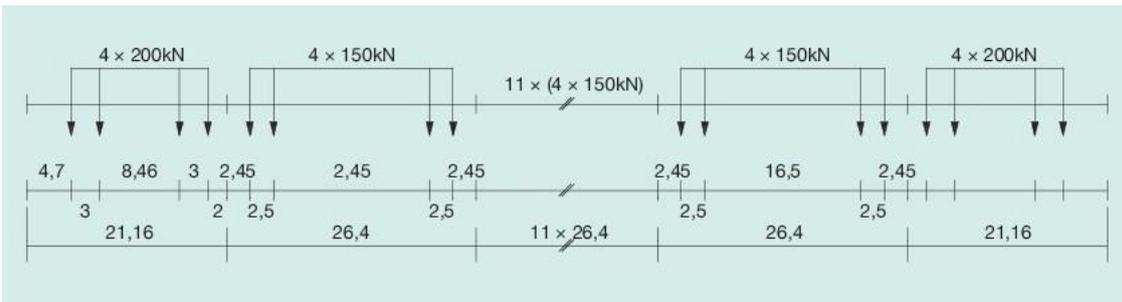


Ilustración 73. Tren de cargas tipo 3. Tren de pasajeros de alta velocidad

TREN TIPO 3. TREN DE PASAJEROS DE ALTA VELOCIDAD

Carga total (Q) [kN]	9400
Longitud (L) [m]	385,52
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	24,4
Velocidad (v) [m/s]	250

Tabla 57. Características del tren tipo 3. Tren de pasajeros de alta velocidad.

Tren TIPO 4

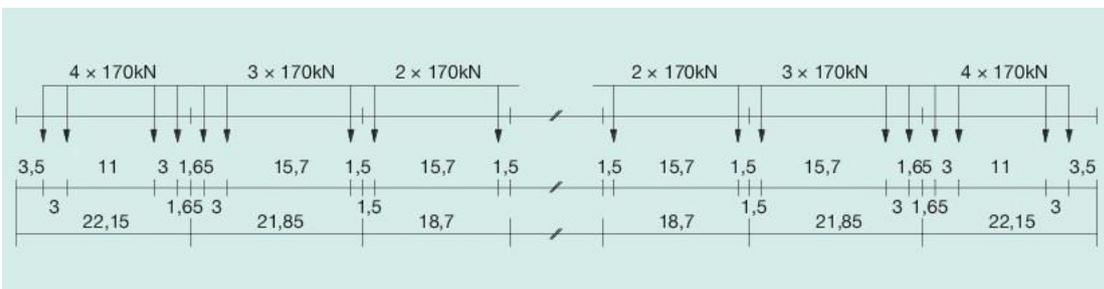


Ilustración 74. Tren de cargas tipo 4. Tren de pasajeros de alta velocidad.

TREN TIPO 4. TREN DE PASAJEROS DE ALTA VELOCIDAD

Carga total (Q) [kN]	5100
Longitud (L) [m]	237,60
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	21,5
Velocidad (v) [m/s]	250

Tabla 58. Características del tren tipo 4. Tren de pasajeros de alta velocidad.

Tren TIPO 5

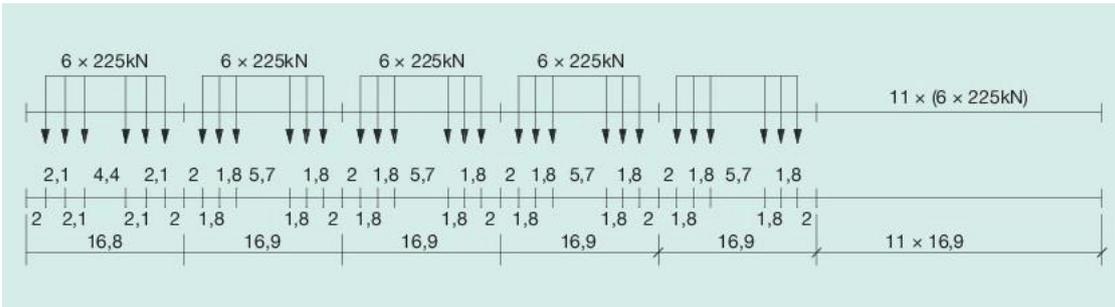


Ilustración 75. Tren de cargas tipo 5. Tren de mercancías con locomotora.

TREN TIPO 5. TREN DE MERCANCÍAS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	21600
Longitud (L) [m]	270,30
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	80,0
Velocidad (v) [m/s]	80

Tabla 59. Características del tren tipo 5. Tren de mercancías con locomotora.

Tren TIPO 6

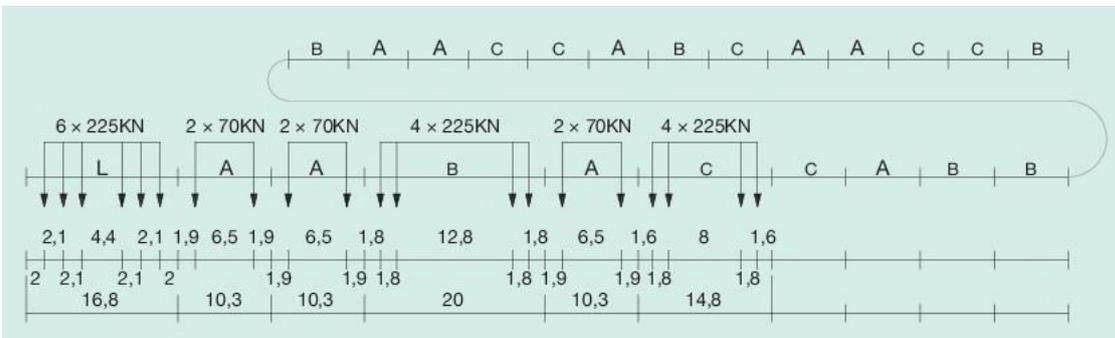


Ilustración 76. Tren de cargas tipo 6. Tren de mercancías con locomotora.

TREN TIPO 6. TREN DE MERCANCÍAS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	14310
Longitud (L) [m]	333,10
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	43,0
Velocidad (v) [m/s]	100

Tabla 60. Características del tren tipo 6. Tren de mercancías con locomotora.

Tren TIPO 7

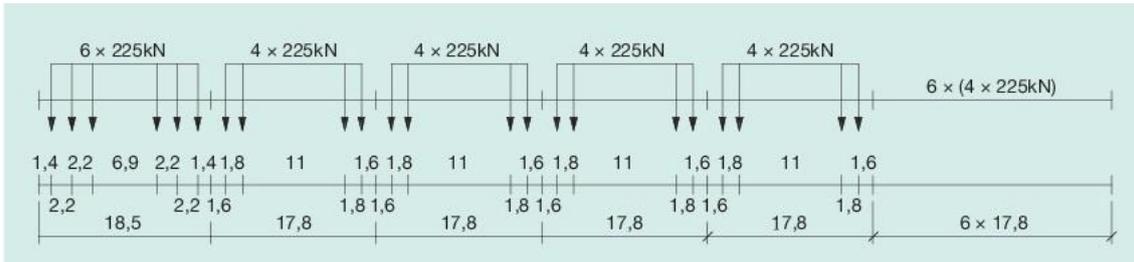


Ilustración 77. Tren de cargas tipo 7. Tren de mercancías con locomotora.

TREN TIPO 7. TREN DE MERCANCÍAS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	10350
Longitud (L) [m]	196,50
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	52,7
Velocidad (v) [m/s]	120

Tabla 61. Características del tren tipo 7. Tren de mercancías con locomotora.

Tren TIPO 8

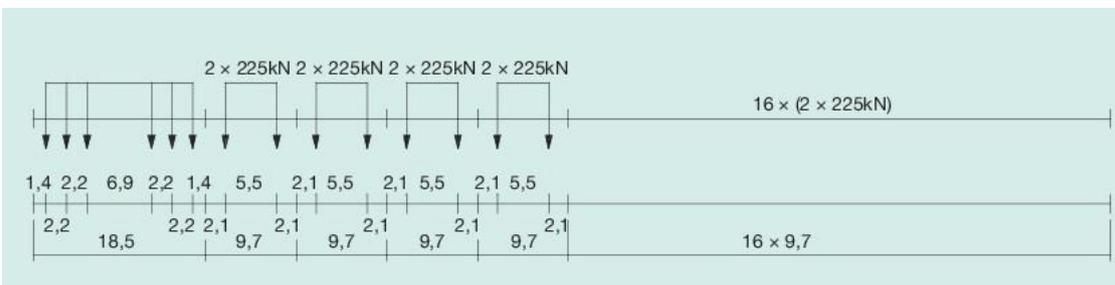


Ilustración 78. Tren de cargas tipo 8. Tren de mercancías con locomotora.

TREN TIPO 8. TREN DE MERCANCÍAS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	10350
Longitud (L) [m]	212,50
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	48,7
Velocidad (v) [m/s]	100

Tabla 62. Características del tren tipo 8. Tren de mercancías con locomotora.

Tren TIPO 9

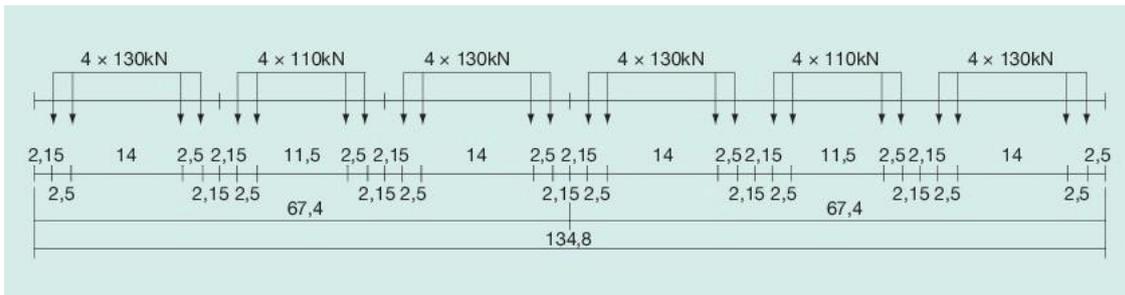


Ilustración 79. Tren de cargas tipo 9. Tren suburbano de múltiples unidades.

TREN TIPO 9. TREN SUBURBANO DE MÚLTIPLES UNIDADES

Carga total (Q) [kN]	2960
Longitud (L) [m]	134,8
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	22,0
Velocidad (v) [m/s]	120

Tabla 63. Características del tren tipo 9. Tren suburbano de múltiples unidades.

Tren TIPO 10

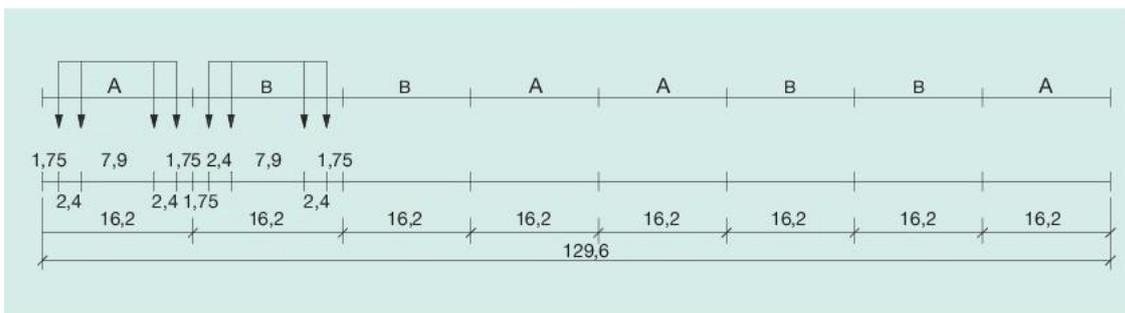


Ilustración 80. Tren de cargas tipo 10. Metro.

TREN TIPO 10. METRO

Carga total (Q) [kN]	3600
Longitud (L) [m]	129,60
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	27,8
Velocidad (v) [m/s]	120

Tabla 64. Características del tren tipo 10. Metro.

Tren TIPO 11

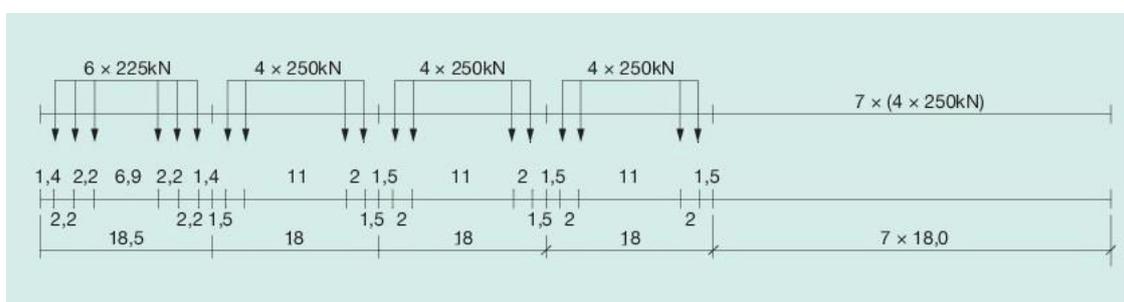


Ilustración 81. Tren de cargas tipo 11. Tren de mercancías con locomotora.

TREN TIPO 11. TREN DE MERCANCÍAS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	11350
Longitud (L) [m]	198,50
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	57,2
Velocidad (v) [m/s]	120

Tabla 65. Características del tren tipo 11. Tren de mercancías con locomotora.

Tren TIPO 12

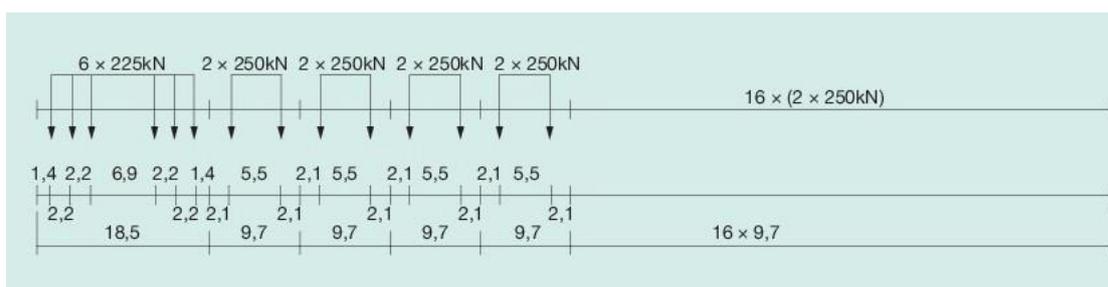


Ilustración 82. Tren de cargas tipo 12. Tren de mercancías con locomotora.

TREN TIPO 12. TREN DE MERCANCÍAS CON LOCOMOTORA

Carga total (Q) [kN]	11350
Longitud (L) [m]	212,50
Carga repartida equivalente (q) [kN/m]	53,4
Velocidad (v) [m/s]	100

Tabla 66. Características del tren tipo 12. Tren de mercancías con locomotora.

ANEJO G. TRENES REALES DE CARGAS SEGÚN LA UIC 71

Usaremos estos modelos de trenes reales de carga para el cálculo dinámico en aquellos trenes con velocidad de circulación igual o inferior a 220 km/h.

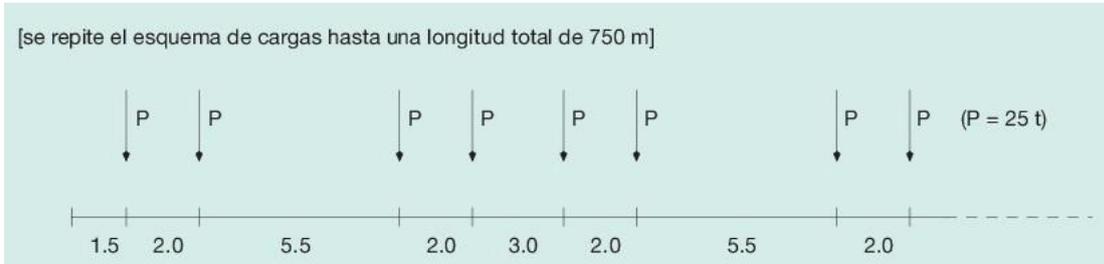


Ilustración 83. Tren Real 1. Tren de vagones para $v \leq 120 \text{ km/h}$.

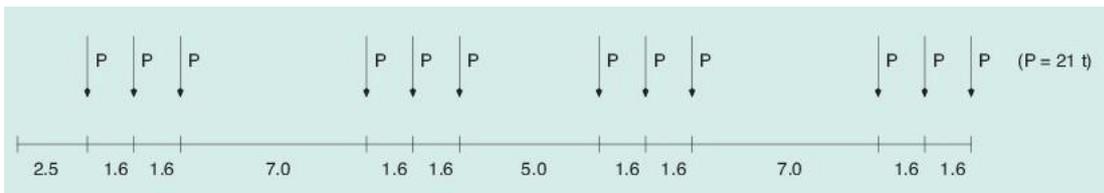


Ilustración 84. Tren Real 2. Locomotoras CC para $v \leq 120 \text{ km/h}$.



Ilustración 85. Tren Real 3. Tren de vagones para $v \leq 120 \text{ km/h}$.

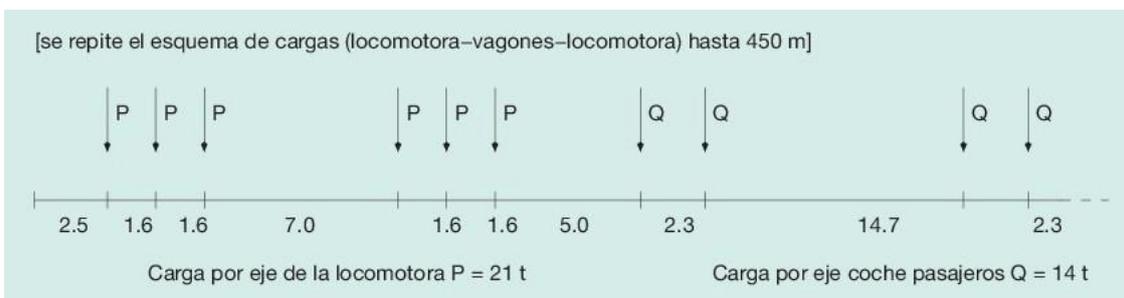


Ilustración 86. Tren Real 4. Tren de pasajeros para $v \leq 250 \text{ km/h}$, con $\alpha \leq 1$ si $v > 120 \text{ km/h}$.

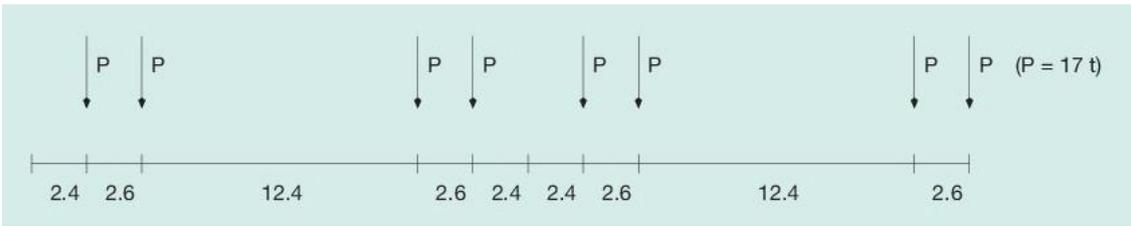


Ilustración 87. Tren Real 5. Turbotren para $v \leq 300$ km/h, con $\alpha \leq 1$ si $v > 120$ km/h.

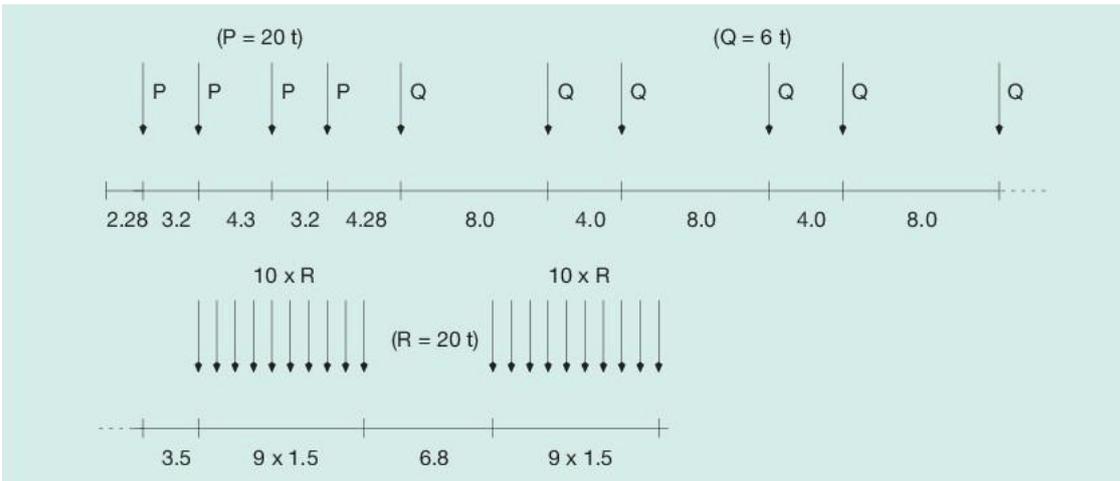


Ilustración 88. Tren Real 6. Convoy excepcional para $v \leq 80$ km/h.

ANEJO H. LEYES DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_k) PARA PUENTES DE FERROCARRIL

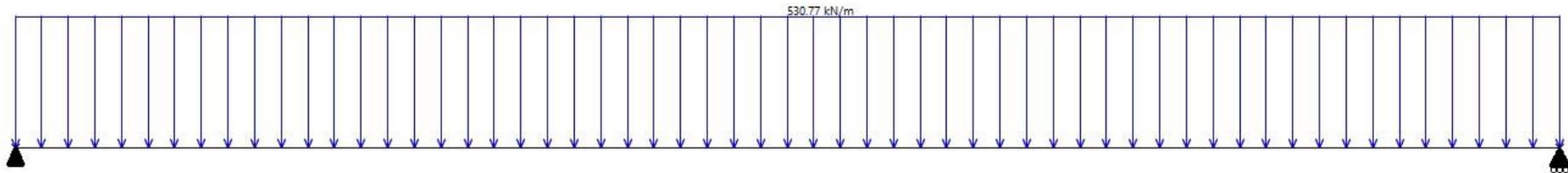


Ilustración 89. Representación esquematizada de las cargas permanentes de valor constante sobre nuestro puente.

La ley de cortantes de una viga isostática con carga uniformemente repartida sobre toda ella (de valor q) se obtiene como:

$$V(x) = q \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (H.1)$$

Con unas reacciones sobre los apoyos:

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} \quad (H.2)$$

Aplicando sendas ecuaciones para nuestro caso específico ($q = 530,77 \text{ kN}$; $L = 25\text{m}$) obtenemos:

$$V(x) = 6634,625 - 530,77x \quad (H.3)$$

$$R_A = R_B = 6634,625 \text{ kN} \quad (H.4)$$

A partir de esta ecuación y sabiendo las relaciones siguientes podemos hallar las expresiones de momento (M), giro (θ) y flecha (y):

$$M(x) = \frac{dV(x)}{dx} \quad (H.5)$$

$$M(x) = EI \cdot \frac{d^2y(x)}{dx^2} \quad (H.6)$$

$$\text{Condiciones de contorno: } \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(L) = 0 \\ \theta(0) = -\theta(L) \\ y(0) = 0 \\ y(L) = 0 \end{cases} \quad (H.7)$$

Aplicando todo lo anterior obtenemos:

$$M(x) = \frac{qx}{2}(L - x) \quad (H.8)$$

$$M(x) = 6634,625x - 265,385x^2 \quad (H.9)$$

$$\theta(x) = \frac{q}{24EI} \cdot (4x^3 - 6Lx^2 + L^3) \quad (H.10)$$

$$\theta(x) = 4,365408258 \cdot 10^{-7} \cdot (4x^3 - 150x^2 + 15625) \quad (H.11)$$

$$y(x) = \frac{q}{24EI} \cdot (x^4 - 2Lx^3 + L^3x) \quad (H.12)$$

$$y(x) = 4,365408258 \cdot 10^{-7} \cdot (x^4 - 50x^3 + 15625x) \quad (H.13)$$

Podemos representar las leyes de esfuerzos de la siguiente forma:

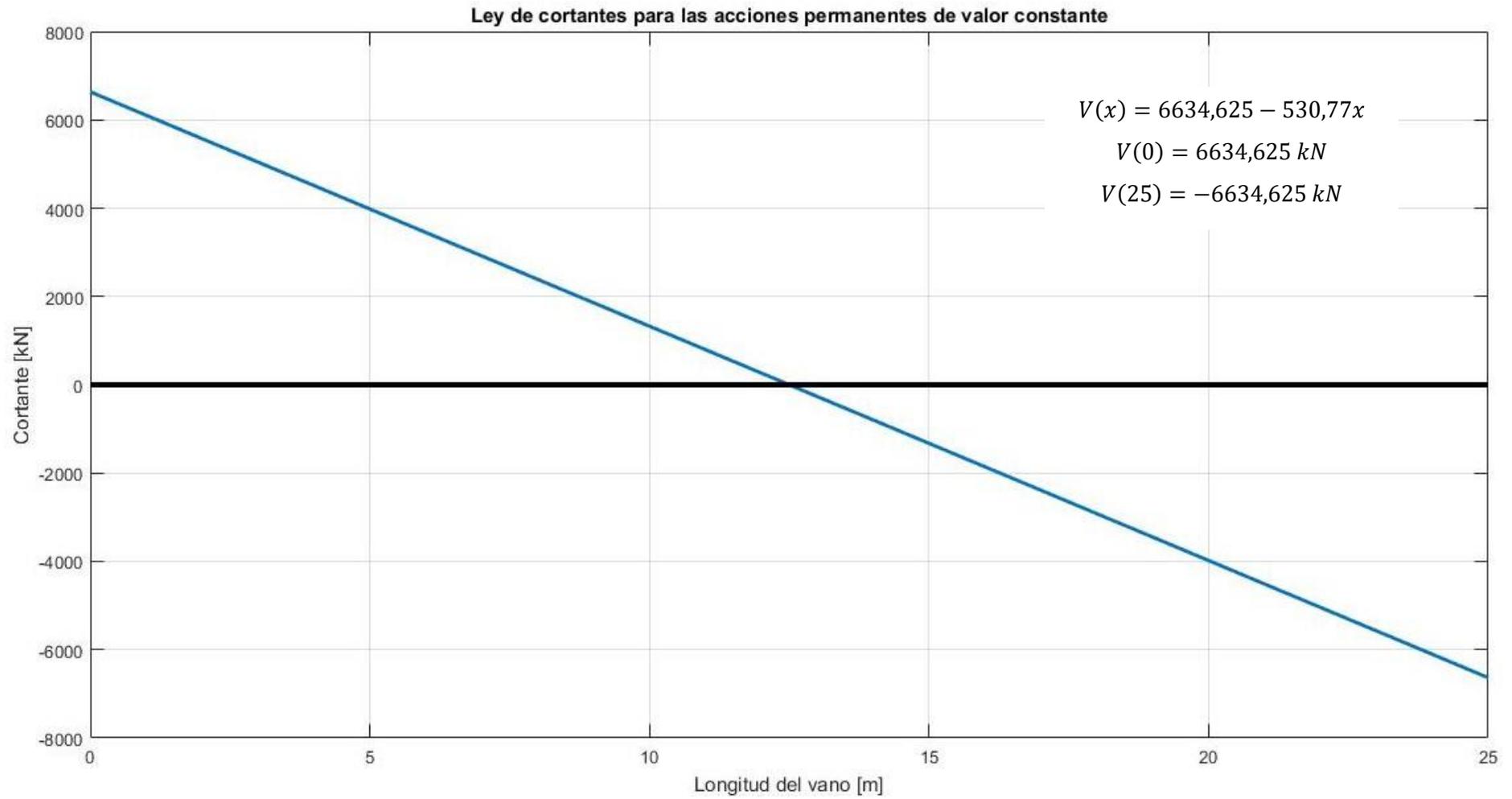


Ilustración 90. Ley de cortantes para las acciones permanentes de valor constante.

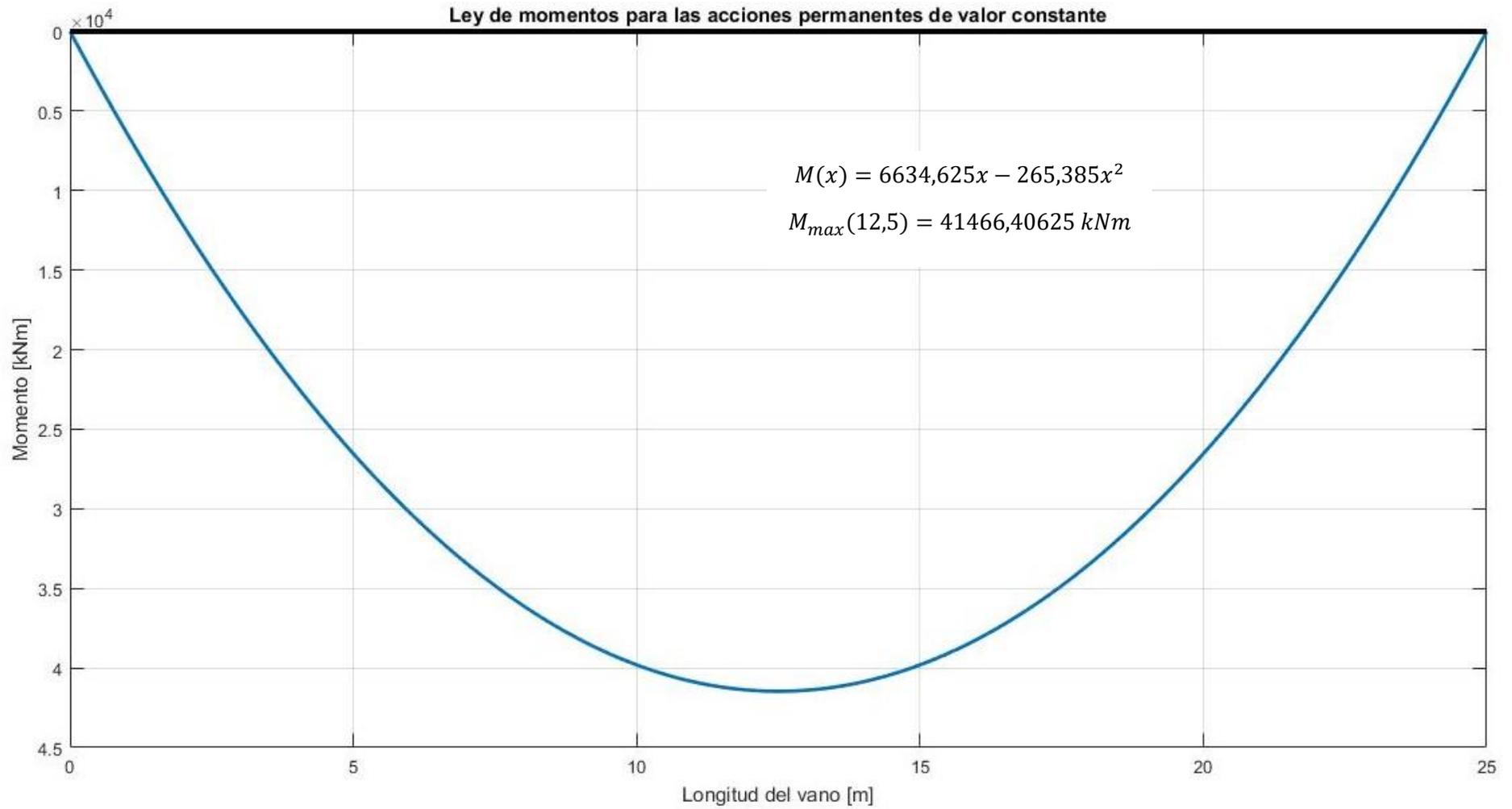


Ilustración 91. Ley de momentos para las acciones permanentes de valor constante

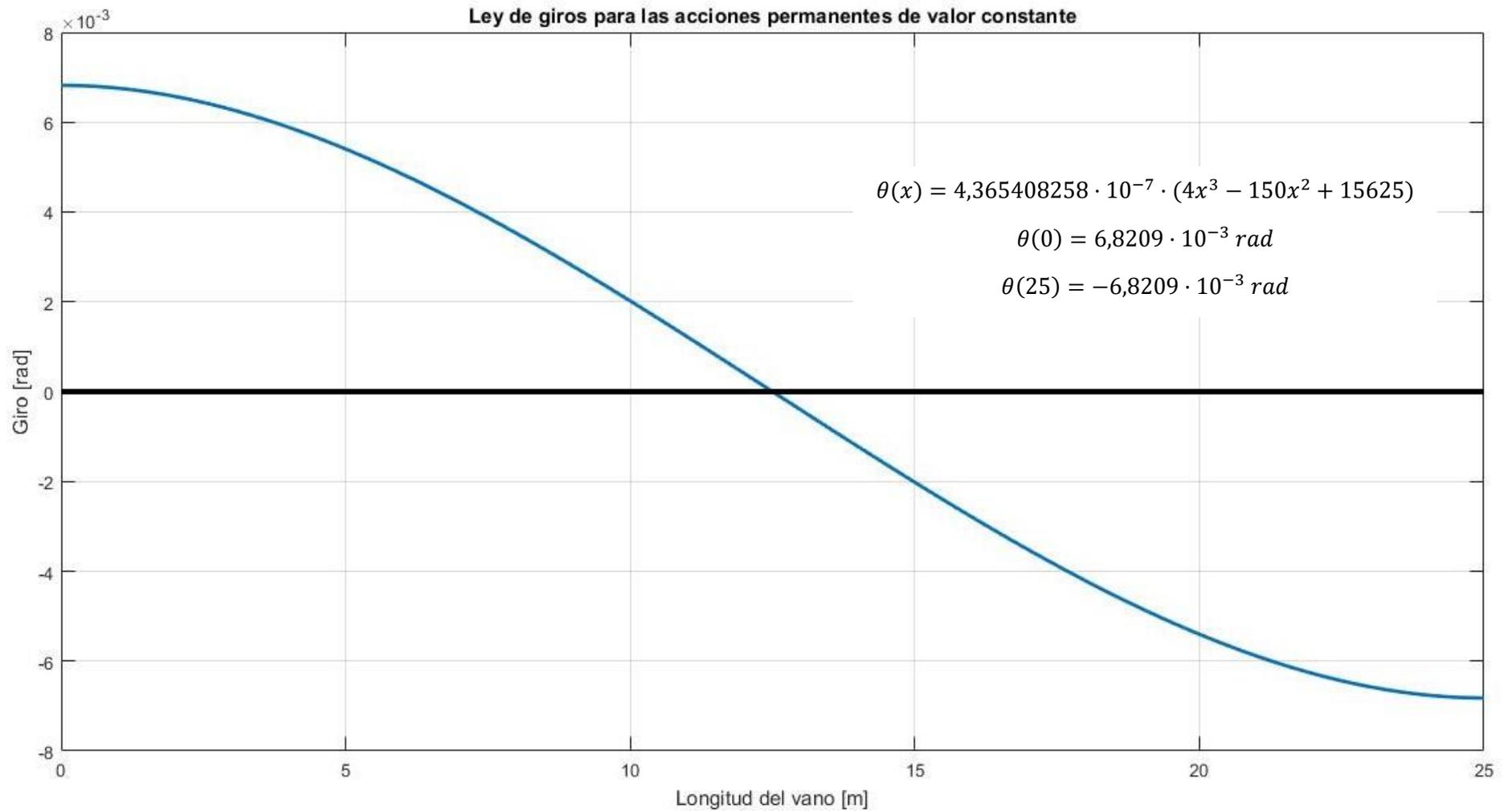


Ilustración 92. Ley de giros para las acciones permanentes de valor constante.

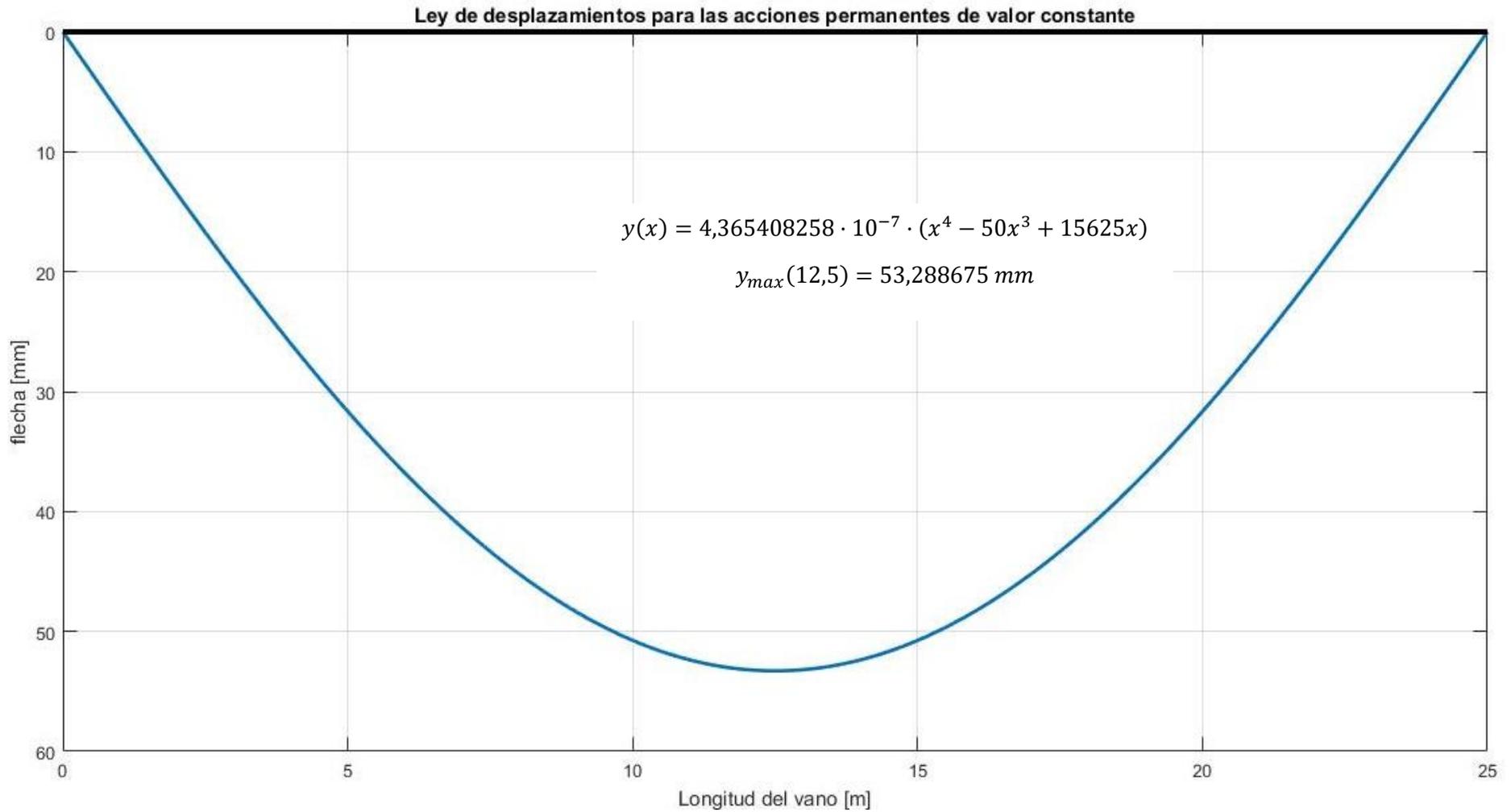


Ilustración 93. Ley de flechas para las acciones permanentes de valor constante.

ANEJO I. LEYES DE ESFUERZOS DEL TREN DE CARGAS FERROVIARIAS PARA PUENTES DE FERROCARRIL

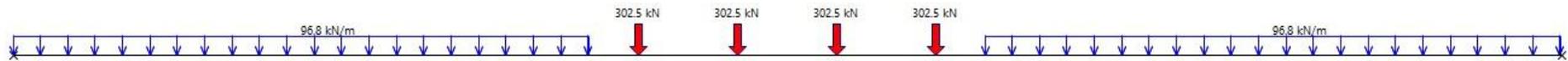


Ilustración 94. Esquema del tren de cargas UIC71 sobre nuestro puente.

Nuestro modelo de cargas es el que se puede ver esquematizado en la ilustración 94. Las cargas repartidas tienen una longitud de 9,3m desde los apoyos y están distanciadas 0,8m de las cargas puntuales más cercanas. Las cargas puntuales están distanciadas 1,6m entre sí. Las cargas son las definidas por el modelo UIC71 (Ilustración 4) multiplicados por el coeficiente $\alpha=1.21$.

Podemos hallar las reacciones verticales en los soportes aplicando:

$$\sum M_{apoyo, simple} = 0 \quad (I.1)$$

$$\sum F_{verticales} = 0 \quad (I.2)$$

Con ambas condiciones obtenemos unas reacciones en los apoyos iguales i de valor 1505,24 kN, lo que nos permite escribir nuestra ley de cortantes de la siguiente manera:

$$V(x) = \begin{cases} -96,8x + 1505,24 & x \in [0 ; 9,3) \\ 605 & x \in [9,3 ; 10,1) \\ 302,5 & x \in [10,1; 11,7) \\ 0 & x \in [11,7 ; 13,3) \\ -302,5 & x \in [13,3 ; 14,9) \\ -605 & x \in [14,9 ; 15,7) \\ -96,8x + 914,76 & x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I.3)$$

A partir de la ley de cortantes y sabiendo las siguientes relaciones podemos encontrar las expresiones generales de las leyes de momentos, giros y flechas.

$$\frac{dM(x)}{dx} = V(x) \quad (I.4)$$

$$M(x) = EI \cdot \frac{d^2y(x)}{dx^2} \quad (I.5)$$

$$\frac{dy(x)}{dx} = \theta(x) \quad (I.6)$$

Aplicando las relaciones, obtenemos:

$$M(x) = \begin{cases} -48,4x^2 + 1505,24x + A & \text{para } x \in [0 ; 9,3) \\ 605x + B & \text{para } x \in [9,3 ; 10,1) \\ 302,5x + C & \text{para } x \in [10,1; 11,7) \\ D & \text{para } x \in [11,7 ; 13,3) \\ -302,5x + E & \text{para } x \in [13,3 ; 14,9) \\ -605x + F & \text{para } x \in [14,9 ; 15,7) \\ -48,4x^2 + 914,76x + G & \text{para } x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I.7)$$

$$\theta(x) = \frac{1}{EI} \begin{cases} -\frac{242}{15}x^3 + 752,62x^2 + Ax + H & \text{para } x \in [0 ; 9,3) \\ 302,5x^2 + Bx + J & \text{para } x \in [9,3 ; 10,1) \\ 151,25x^2 + Cx + L & \text{para } x \in [10,1; 11,7) \\ Dx + N & \text{para } x \in [11,7 ; 13,3) \\ -151,25x^2 + Ex + Q & \text{para } x \in [13,3 ; 14,9) \\ -302,5x^2 + Fx + S & \text{para } x \in [14,9 ; 15,7) \\ -\frac{242}{15}x^3 + 457,38x^2 + Gx + U & \text{para } x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I.8)$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \begin{cases} -\frac{121}{30}x^4 + \frac{75262}{300}x^3 + \frac{A}{2}x^2 + Hx + I & \text{para } x \in [0; 9,3) \\ \frac{605}{6}x^3 + \frac{B}{2}x^2 + Jx + K & \text{para } x \in [9,3; 10,1) \\ \frac{605}{12}x^3 + \frac{C}{2}x^2 + Lx + M & \text{para } x \in [10,1; 11,7) \\ \frac{D}{2}x^2 + Nx + P & \text{para } x \in [11,7; 13,3) \\ -\frac{605}{12}x^3 + \frac{E}{2}x^2 + Qx + R & \text{para } x \in [13,3; 14,9) \\ -\frac{605}{6}x^3 + \frac{F}{2}x^2 + Sx + T & \text{para } x \in [14,9; 15,7) \\ -\frac{121}{30}x^4 + \frac{7623}{50}x^3 + \frac{G}{2}x^2 + Ux + W & \text{para } x \in [15,7; 25] \end{cases} \quad (I.9)$$

Debemos aplicar las condiciones de contorno necesarias para poder ajustar las expresiones a nuestro caso. Las condiciones de contorno que se deben usar son:

$$\begin{aligned} M(0) &= 0 \quad (1 \text{ ecuación}) \\ M(25) &= 0 \quad (1 \text{ ecuación}) \\ y(0) &= 0 \quad (1 \text{ ecuación}) \\ y(25) &= 0 \quad (1 \text{ ecuación}) \\ M^-(a) &= M^+(a) \quad , \text{ condición de continuidad} \\ \theta^-(a) &= \theta^+(a) \quad , \text{ condición de continuidad} \\ y^-(a) &= y^+(a) \quad , \text{ condición de continuidad} \\ \theta(0) &= -\theta(25) \quad , \text{ simetría} \end{aligned}$$

Aplicando de forma correcta las condiciones mencionadas obtenemos:

$$M(x) = \begin{cases} -48,4x^2 + 1505,24x & x \in [0 ; 9,3) \\ 605x + 4186,116 & x \in [9,3 ; 10,1) \\ 302,5x + 7241,366 & x \in [10,1; 11,7) \\ 10780,616 & x \in [11,7 ; 13,3) \\ -302,5x + 14803,866 & x \in [13,3 ; 14,9) \\ -605x + 19311,116 & x \in [14,9 ; 15,7) \\ -48,4x^2 + 914,76x + 7381 & x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I. 10)$$

$$\theta(x) = \frac{1}{EI} \begin{cases} -\frac{242}{15}x^3 + 752,62x^2 - 85628,78392 & \text{para } x \in [0 ; 9,3) \\ 302,5x^2 + 4186,116x - 98605,74352 & \text{para } x \in [9,3 ; 10,1) \\ 151,25x^2 + 7241,366x - 114034,756 & \text{para } x \in [10,1; 11,7) \\ 10780,616x - 134739,3685 & \text{para } x \in [11,7 ; 13,3) \\ -151,25x^2 + 14803,866x - 161493,981 & \text{para } x \in [13,3 ; 14,9) \\ -302,5x^2 + 19311,116x - 195072,9935 & \text{para } x \in [14,9 ; 15,7) \\ -\frac{242}{15}x^3 + 457,38x^2 + 7381x - 132675,3828 & \text{para } x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I. 11)$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \begin{cases} -\frac{121}{30}x^4 + \frac{75262}{300}x^3 - 85628,78392x & x \in [0; 9,3) \\ \frac{605}{6}x^3 + 2093,058x^2 - 98605,74352x + 30171,43107 & x \in [9,3; 10,1) \\ \frac{605}{12}x^3 + 3620,683x^2 - 114034,756x + 82475,07031 & x \in [10,1; 11,7) \\ 5390,308x^2 - 134739,3685x + 163223,0588 & x \in [11,7; 13,3) \\ -\frac{605}{12}x^3 + 7401,933x^2 - 161493,981x + 281835,1742 & x \in [13,3; 14,9) \\ -\frac{605}{6}x^3 + 9655,558x^2 - 195072,9935x + 448660,4316 & x \in [14,9; 15,7) \\ -\frac{121}{30}x^4 + 152,46x^3 + 3690,5x^2 - 132675,3828x + 203655,4033 & x \in [15,7; 25] \end{cases} \quad (I.12)$$

Para ver la influencia de la aplicación del coeficiente de mayoración α , obtenemos también las expresiones para las acciones sin mayorar:

$$V'(x) = \begin{cases} -80x + 1244 & x \in [0; 9,3) \\ 500 & x \in [9,3; 10,1) \\ 250 & x \in [10,1; 11,7) \\ 0 & x \in [11,7; 13,3) \\ -250 & x \in [13,3; 14,9) \\ -500 & x \in [14,9; 15,7) \\ -80x + 756 & x \in [15,7; 25] \end{cases} \quad (I.13)$$

$$M'(x) = \begin{cases} -40x^2 + 1244x & x \in [0; 9,3) \\ 500x + 3459,6 & x \in [9,3; 10,1) \\ 250x + 5984,6 & x \in [10,1; 11,7) \\ 8909,6 & x \in [11,7; 13,3) \\ -250x + 12234,6 & x \in [13,3; 14,9) \\ -500x + 15959,6 & x \in [14,9; 15,7) \\ -40x^2 + 756x + 6100 & x \in [15,7; 25] \end{cases} \quad (I.14)$$

$$\theta(x) = \frac{1}{EI} \begin{cases} -\frac{40}{3}x^3 + 622x^2 - 70767,59002 & \text{para } x \in [0 ; 9,3) \\ 250x^2 + 3459,6x - 81492,35002 & \text{para } x \in [9,3 ; 10,1) \\ 125x^2 + 5984,6x - 94273,90002 & \text{para } x \in [10,1; 11,7) \\ 8909,6x - 1111385,15 & \text{para } x \in [11,7 ; 13,3) \\ -125x^2 + 12234,6x - 133496,4 & \text{para } x \in [13,3 ; 14,9) \\ -250x^2 + 15959,6x - 161247,65 & \text{para } x \in [14,9 ; 15,7) \\ -\frac{40}{3}x^3 + 378x^2 + 6100x - 109649,0767 & \text{para } x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I. 15)$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \begin{cases} -\frac{10}{3}x^4 + \frac{622}{3}x^3 - 70767,59002x & x \in [0 ; 9,3) \\ \frac{250}{3}x^3 + 1729,8x^2 - 81492,35002x + 24935,067 & x \in [9,3 ; 10,1) \\ \frac{125}{3}x^3 + 2992,3x^2 - 94273,90002x + 68161,21513 & x \in [10,1; 11,7) \\ 4454,8x^2 - 111385,15x + 134895,0899 & x \in [11,7 ; 13,3) \\ -\frac{125}{3}x^3 + 6117,3x^2 - 133496,4x + 232921,6316 & x \in [13,3 ; 14,9) \\ -\frac{250}{3}x^3 + 7979,8x^2 - 161247,65x + 370793,7451 & x \in [14,9 ; 15,7) \\ -\frac{10}{3}x^4 + 126x^3 + 3050x^2 - 109649,0767x + 168310,2505 & x \in [15,7 ; 25] \end{cases} \quad (I. 16)$$

Vamos a ilustrar de forma comparativa ambos resultados en las siguientes ilustraciones:

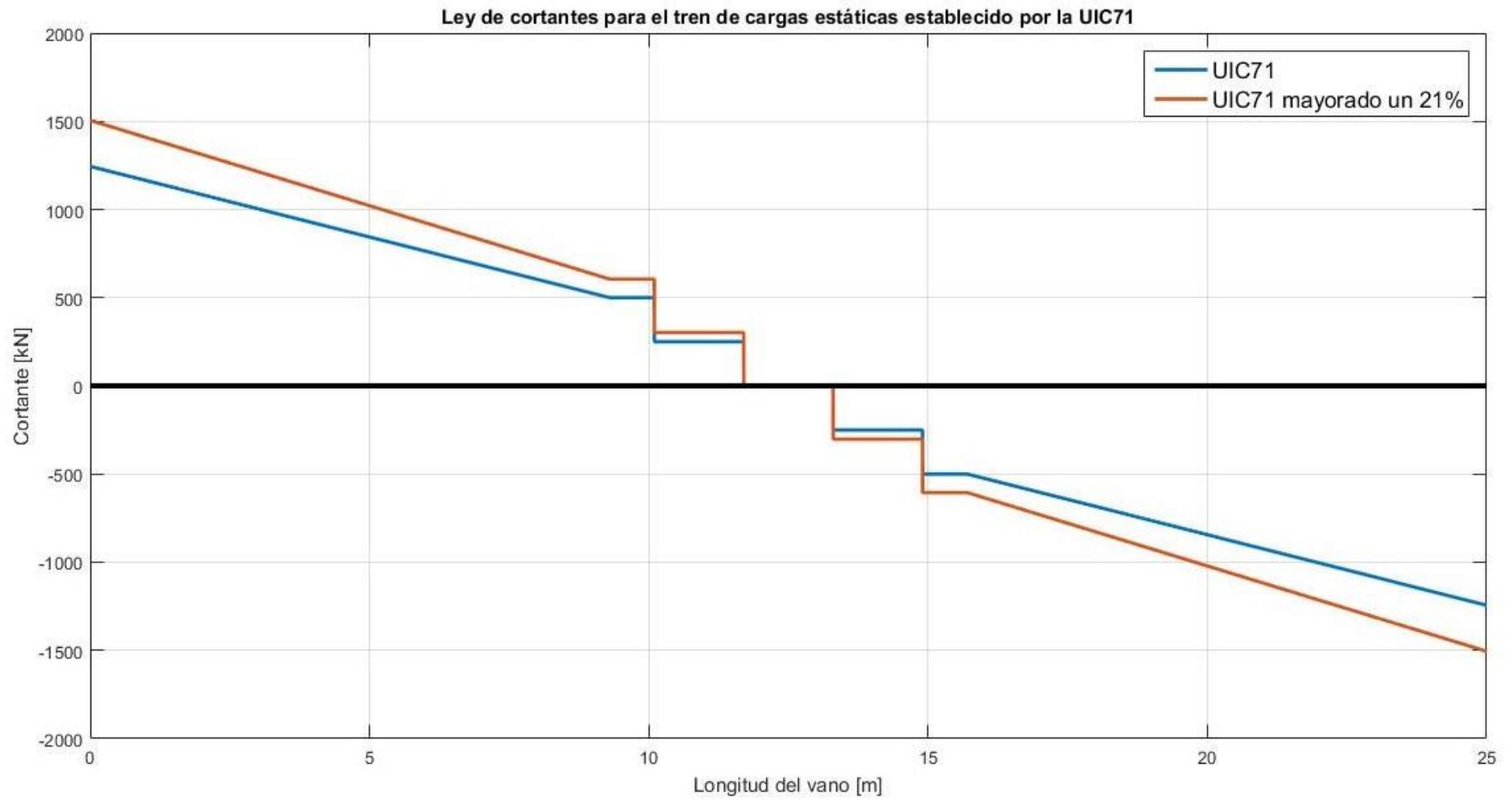


Ilustración 95. Ley de cortantes para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71.

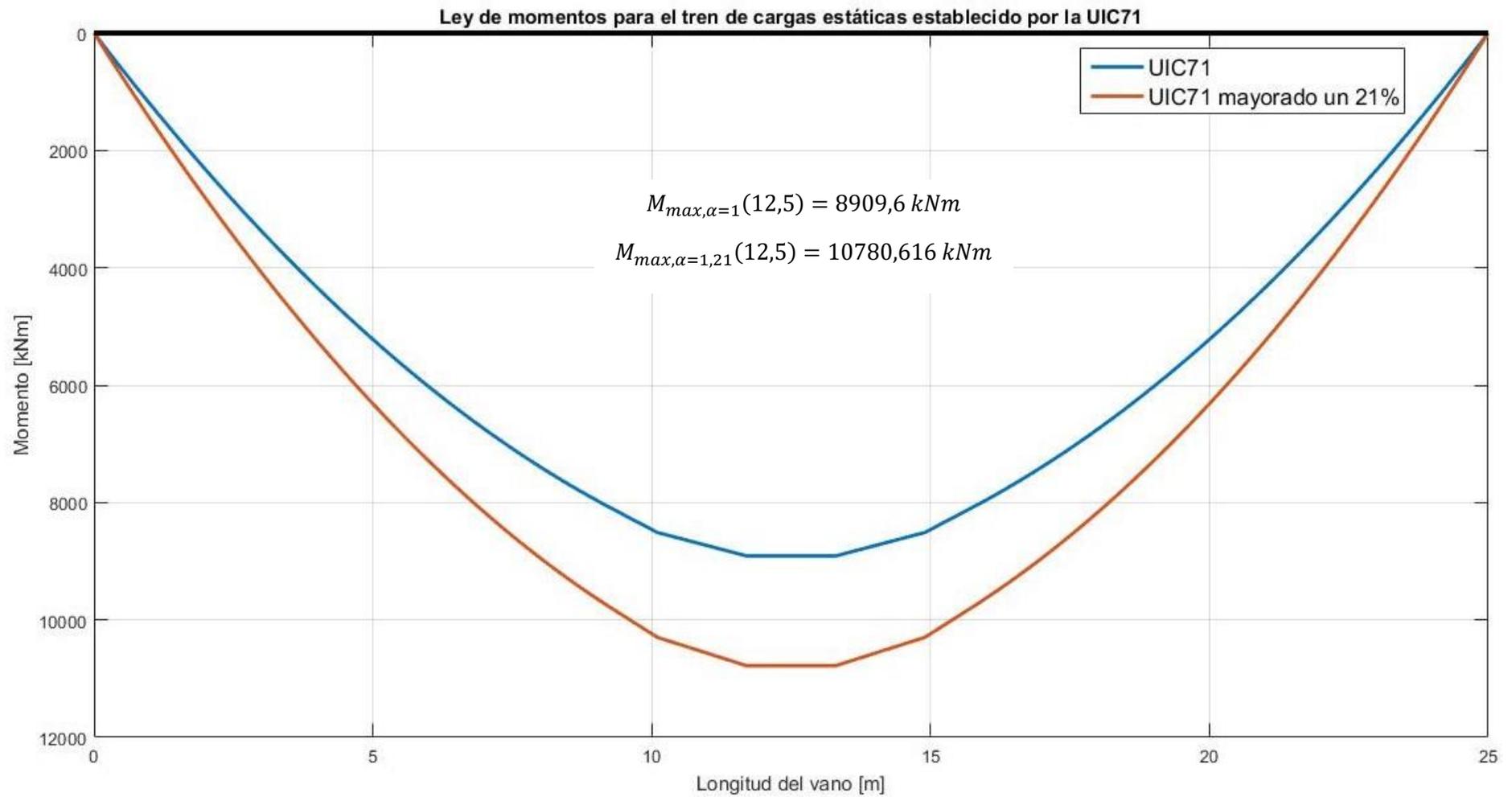


Ilustración 96. Ley de momentos para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71.

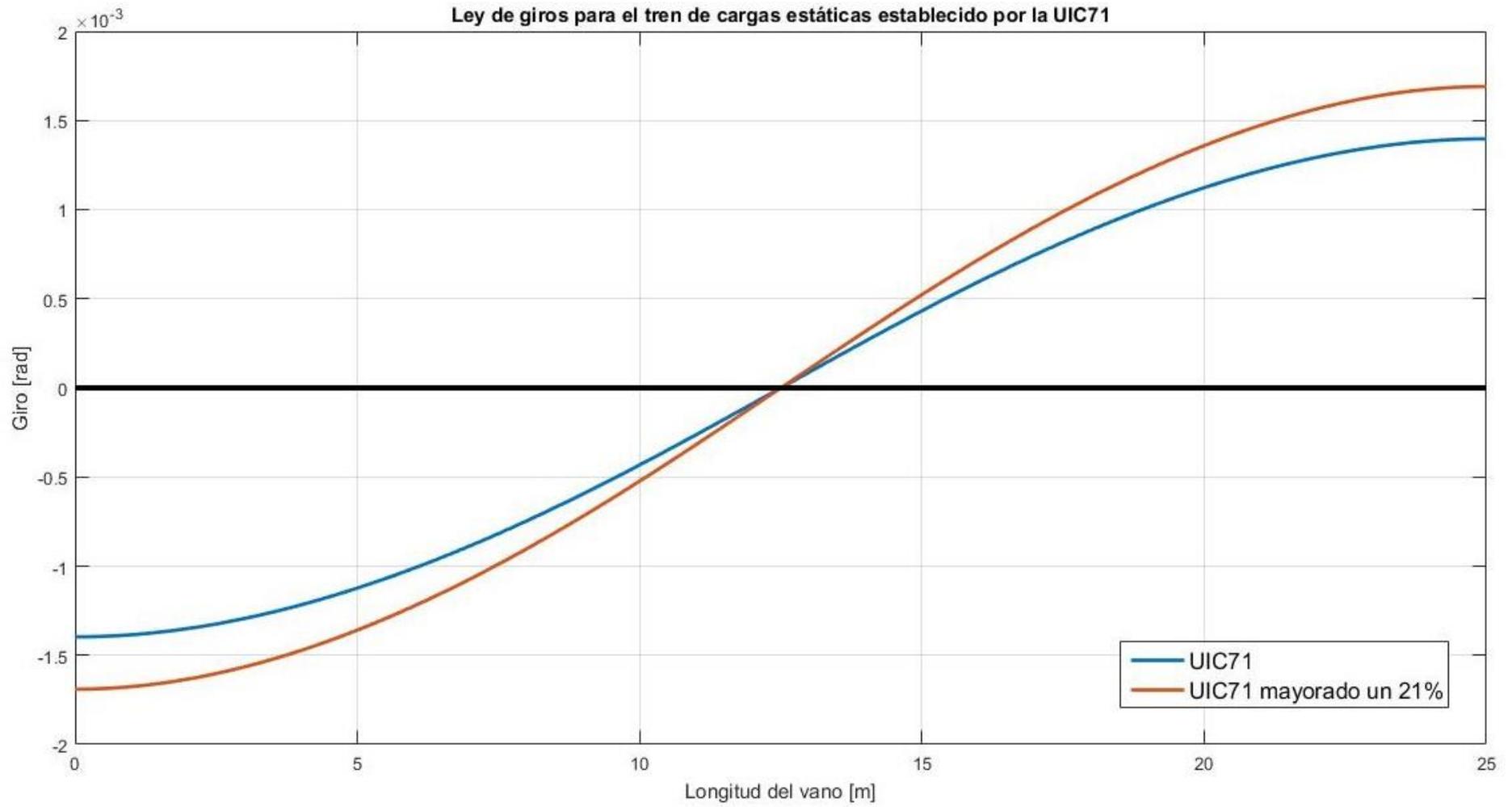


Ilustración 97. Ley de giros para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71.

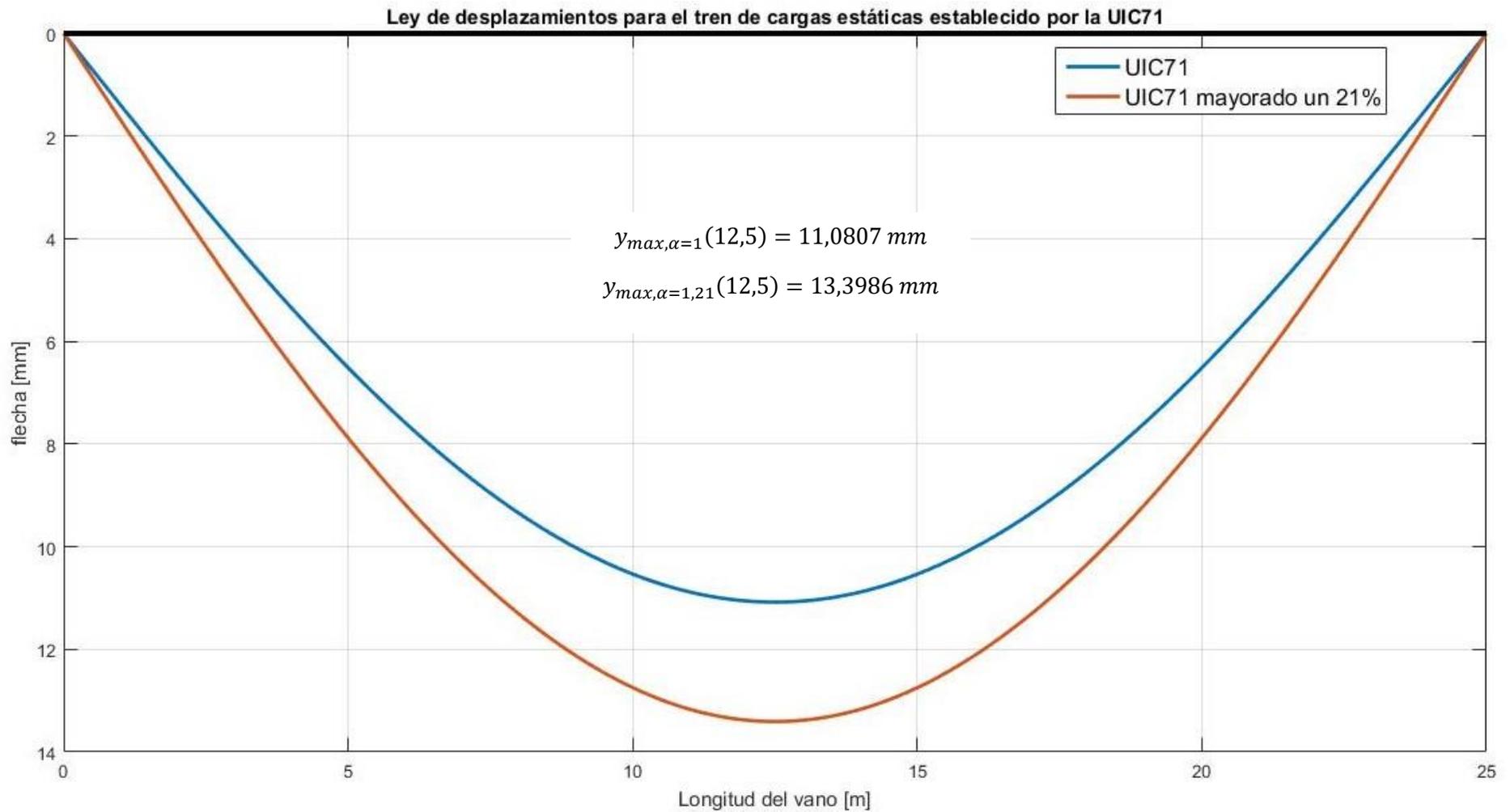


Ilustración 98. Ley de flechas para el tren de cargas ferroviarias verticales UIC71.

ANEJO J. LEYES DE ESFUERZOS DE LAS ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G_k) PARA PUENTES DE CARRETERA

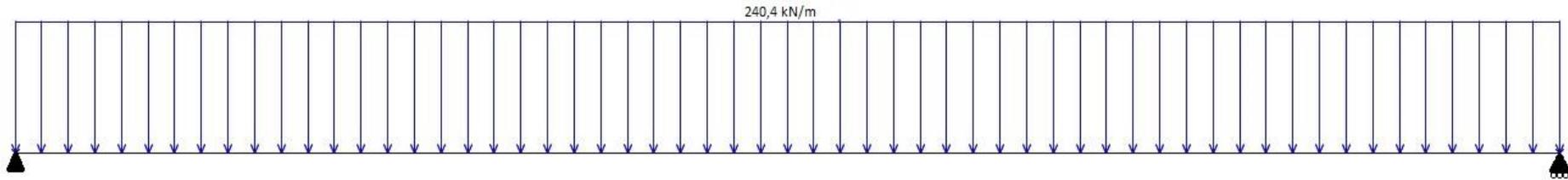


Ilustración 99. Representación esquematizada de las cargas permanentes de valor constante sobre nuestro puente.

La ley de cortantes de una viga isostática con carga uniformemente repartida sobre toda ella (de valor q) se obtiene como:

$$V(x) = q \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (J.1)$$

Con unas reacciones sobre los apoyos:

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} \quad (J.2)$$

Aplicando sendas ecuaciones para nuestro caso específico ($q = 240,4 \text{ kN}$; $L = 25\text{m}$) obtenemos:

$$V(x) = 3005 - 240,4x \quad (J.3)$$

$$R_A = R_B = 3005 \text{ kN} \quad (J.4)$$

A partir de esta ecuación y sabiendo las relaciones siguientes podemos hallar las expresiones de momento (M), giro (θ) y flecha (y):

$$M(x) = \frac{dV(x)}{dx} \quad (J.5)$$

$$M(x) = EI \cdot \frac{d^2y(x)}{dx^2} \quad (J.6)$$

$$\text{Condiciones de contorno: } \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(L) = 0 \\ \theta(0) = -\theta(L) \\ y(0) = 0 \\ y(L) = 0 \end{cases} \quad (J.7)$$

Aplicando todo lo anterior obtenemos:

$$M(x) = \frac{qx}{2}(L - x) \quad (J.8)$$

$$M(x) = 3005x - 120,2x^2 \quad (J.9)$$

$$\theta(x) = \frac{q}{24EI} \cdot (4x^3 - 6Lx^2 + L^3) \quad (J.10)$$

$$\theta(x) = 1,97721074 \cdot 10^{-7} \cdot (4x^3 - 150x^2 + 15625) \quad (J.11)$$

$$y(x) = \frac{q}{24EI} \cdot (x^4 - 2Lx^3 + L^3x) \quad (J.12)$$

$$y(x) = 1,97721074 \cdot 10^{-7} \cdot (x^4 - 50x^3 + 15625x) \quad (J.13)$$

Podemos representar las leyes de esfuerzos de la siguiente forma:

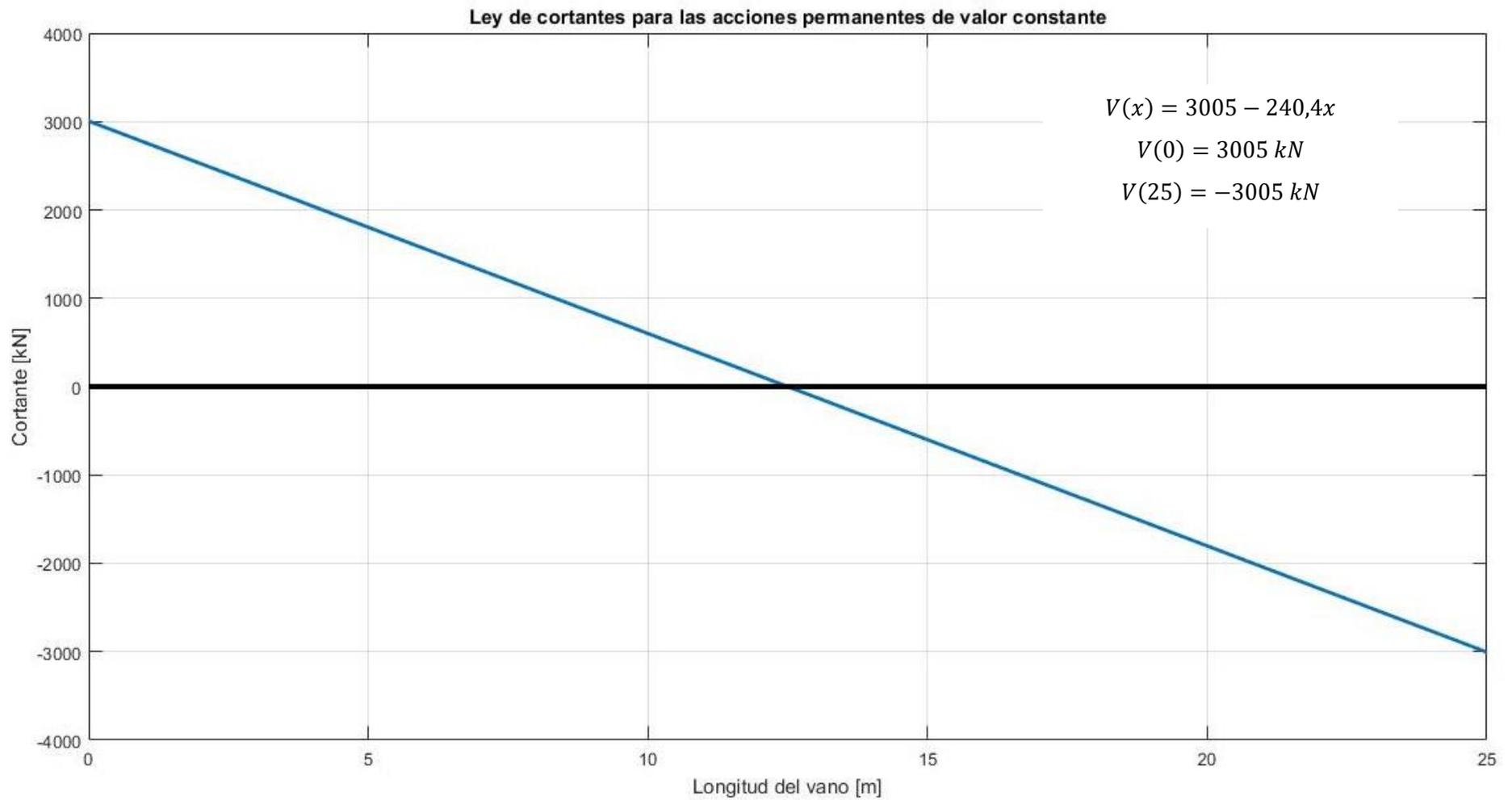


Ilustración 100. Ley de cortantes para las acciones permanentes de valor constante.

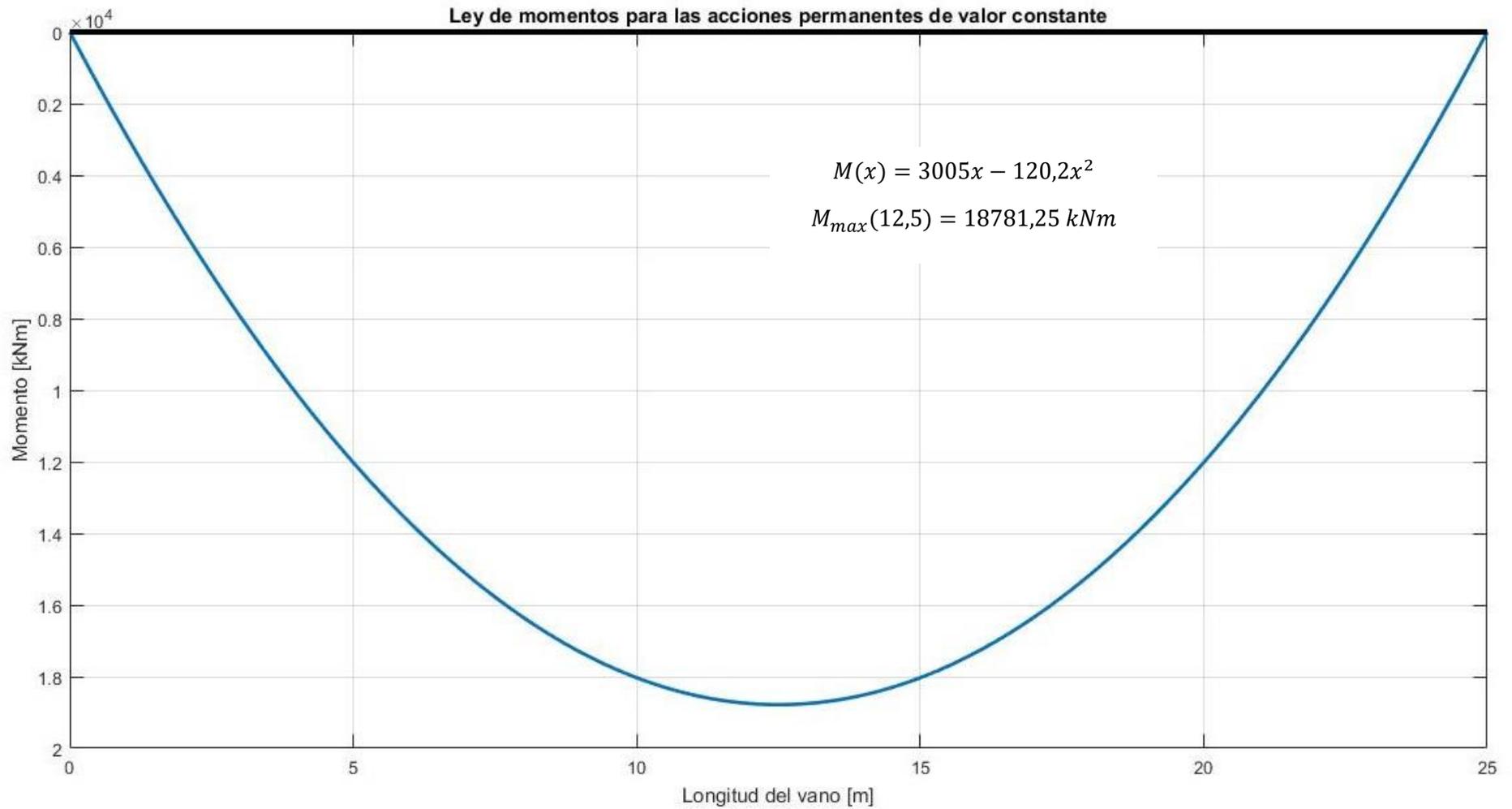


Ilustración 101. Ley de momentos para las acciones permanentes de valor constante

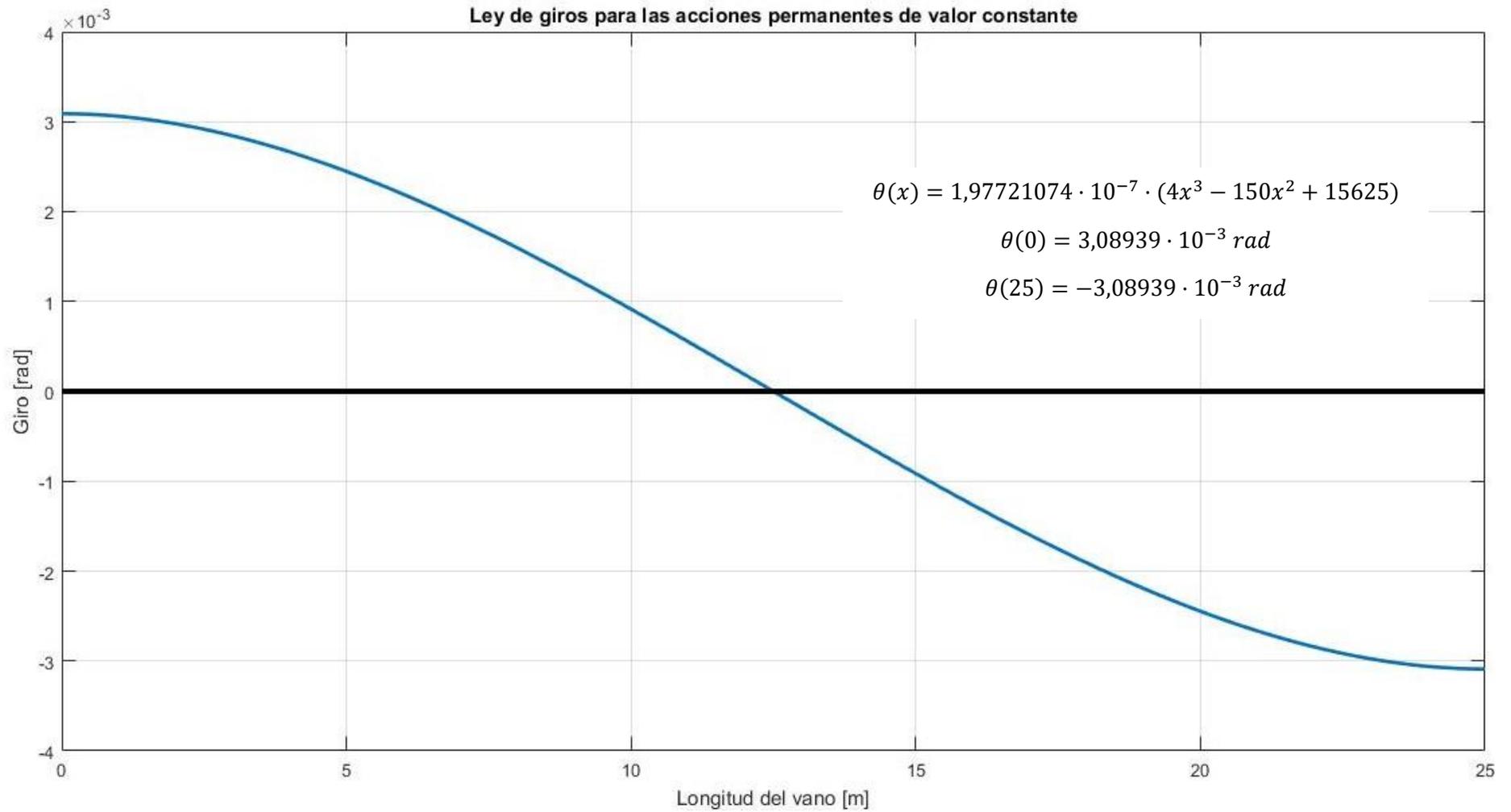


Ilustración 102. Ley de giros para las acciones permanentes de valor constante.

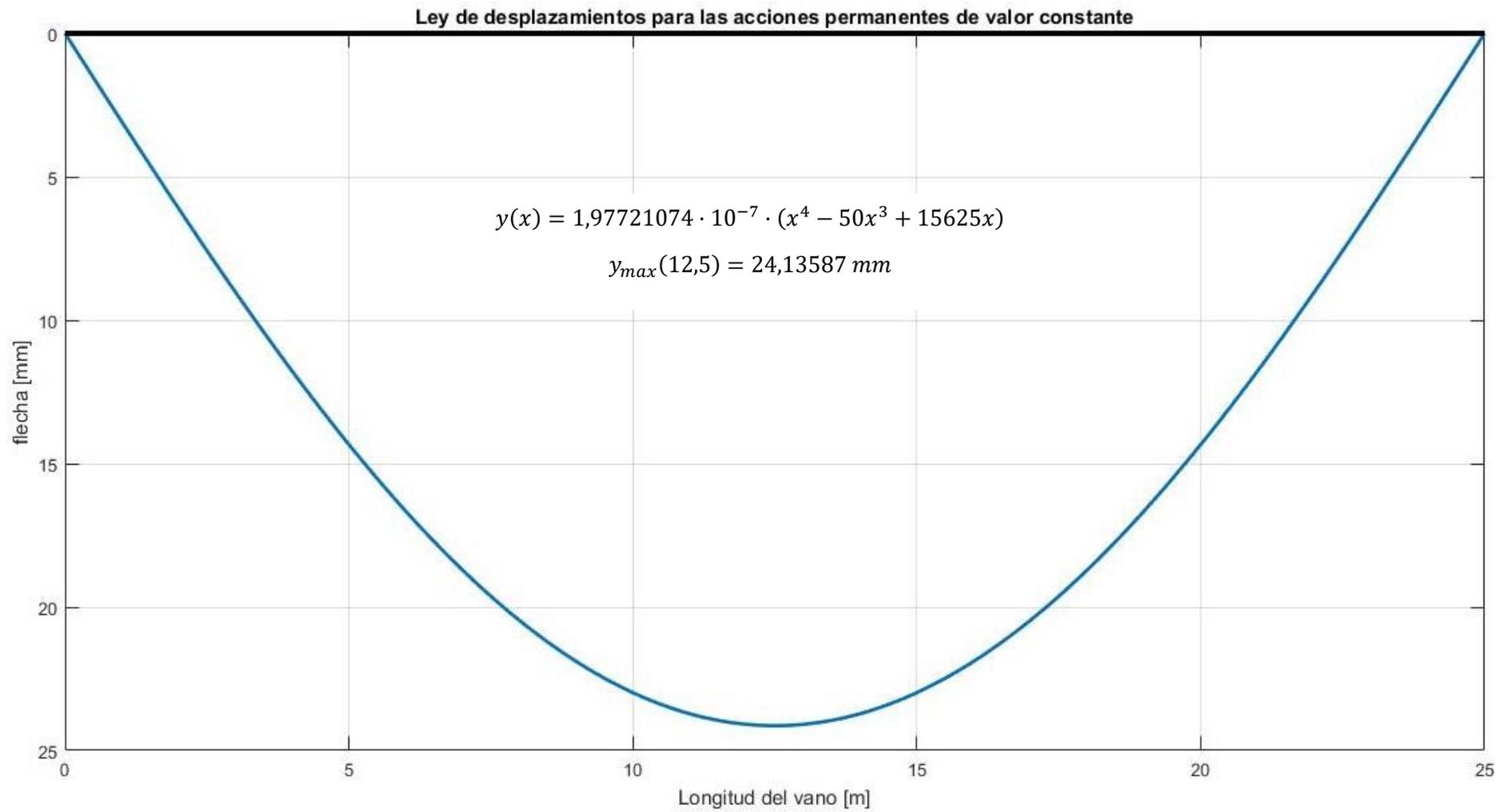


Ilustración 103. Ley de flechas para las acciones permanentes de valor constante.

ANEJO K. LEYES DE ESFUERZOS DE LAS CARGAS VERTICALES DEBIDAS AL TRÁFICO DE VEHÍCULOS EN PUENTES DE CARRETERA

Estudiaremos las leyes de esfuerzos de los 4 carriles virtuales de nuestra sección, así como del área remanente de forma individualizada simplificando nuestro modelo mediante la hipótesis que las dos ruedas de un mismo eje actuarán como una sola carga de valor la suma de ambos ejes en el centro del carril virtual.

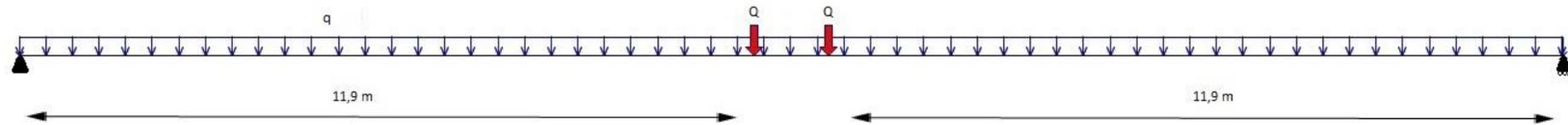


Ilustración 104. Esquema de fuerzas representativo de las cargas sobre nuestro carril virtual.

Para una carga como la que podemos ver en la siguiente ilustración podemos hallar las reacciones verticales en los soportes aplicando:

$$\sum M_{\text{apoyo,simple}} = 0 \quad (K.1)$$

$$\sum F_{\text{verticales}} = 0 \quad (K.2)$$

Con ambas condiciones obtenemos unas reacciones en los apoyos iguales i de valor $(Q + 12,5q)$ kN, lo que nos permite escribir nuestra ley de cortantes de la siguiente manera:

$$V(x) = \begin{cases} Q + 12,5q - qx & x \in [0 ; 11,9)m \\ 12,5q - qx & x \in [11,9 ; 13,1)m \\ -Q + 12,5q - qx & x \in [13,1 ; 25]m \end{cases} \quad (K.3)$$

A partir de la ley de cortantes y sabiendo las siguientes relaciones podemos encontrar las expresiones generales de las leyes de momentos, giros y flechas.

$$\frac{dM(x)}{dx} = V(x) \quad (K.4)$$

$$M(x) = EI \cdot \frac{d^2y(x)}{dx^2} \quad (K.5)$$

$$\frac{dy(x)}{dx} = \theta(x) \quad (K.6)$$

Aplicando las relaciones, obtenemos:

$$M(x) = \begin{cases} Qx + 12,5qx - \frac{qx^2}{2} + A & x \in [0 ; 11,9)m \\ 12,5qx - \frac{qx^2}{2} + B & x \in [11,9 ; 13,1)m \\ -Qx + 12,5qx - \frac{qx^2}{2} + C & x \in [13,1 ; 25]m \end{cases} \quad (K.7)$$

$$\theta(x) = \frac{1}{EI} \cdot \begin{cases} \frac{Qx^2}{2} + 12,5 \frac{qx^2}{2} - \frac{qx^3}{6} + Ax + D & x \in [0 ; 11,9)m \\ 12,5 \frac{qx^2}{2} - \frac{qx^3}{6} + Bx + E & x \in [11,9 ; 13,1)m \\ -\frac{Qx^2}{2} + 12,5 \frac{qx^2}{2} - \frac{qx^3}{6} + Cx + F & x \in [13,1 ; 25]m \end{cases} \quad (K.8)$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \cdot \begin{cases} \frac{Qx^3}{6} + 12,5 \frac{qx^3}{6} - \frac{qx^4}{24} + \frac{Ax^2}{2} + Dx + G & x \in [0 ; 11,9)m \\ 12,5 \frac{qx^3}{6} - \frac{qx^4}{24} + \frac{Bx^2}{2} + Ex + H & x \in [11,9 ; 13,1)m \\ -\frac{Qx^3}{6} + 12,5 \frac{qx^3}{6} - \frac{qx^4}{24} + \frac{Cx^2}{2} + Fx + I & x \in [13,1 ; 25]m \end{cases} \quad (K.9)$$

Debemos aplicar las condiciones de contorno necesarias para poder ajustar las expresiones a nuestro caso. Las condiciones de contorno que se deben usar son:

$$\begin{aligned}
 M(0) &= 0 \text{ (1 ecuación)} \\
 M(25) &= 0 \text{ (1 ecuación)} \\
 y(0) &= 0 \text{ (1 ecuación)} \\
 y(25) &= 0 \text{ (1 ecuación)} \\
 M^-(a) &= M^+(a) , \text{ condición de continuidad} \\
 \theta^-(a) &= \theta^+(a) , \text{ condición de continuidad} \\
 y^-(a) &= y^+(a) , \text{ condición de continuidad} \\
 \theta(0) &= -\theta(25) , \text{ simetría}
 \end{aligned}$$

Aplicando de forma correcta las condiciones mencionadas obtenemos:

$$\begin{aligned}
 A &= 0 \\
 B &= 11,9Q \\
 C &= 25Q \\
 D &= -77,95Q - \frac{15625}{24}q \\
 E &= -148,745Q - \frac{15625}{24}q \\
 F &= -234,55Q - \frac{15625}{24}q \\
 G &= 0 \\
 H &= 280,7408333Q \\
 I &= \frac{7865}{12}Q
 \end{aligned}$$

Considerando los valores de Q y q de cada uno de los carriles y del área remanente (Tabla 28), obtenemos:

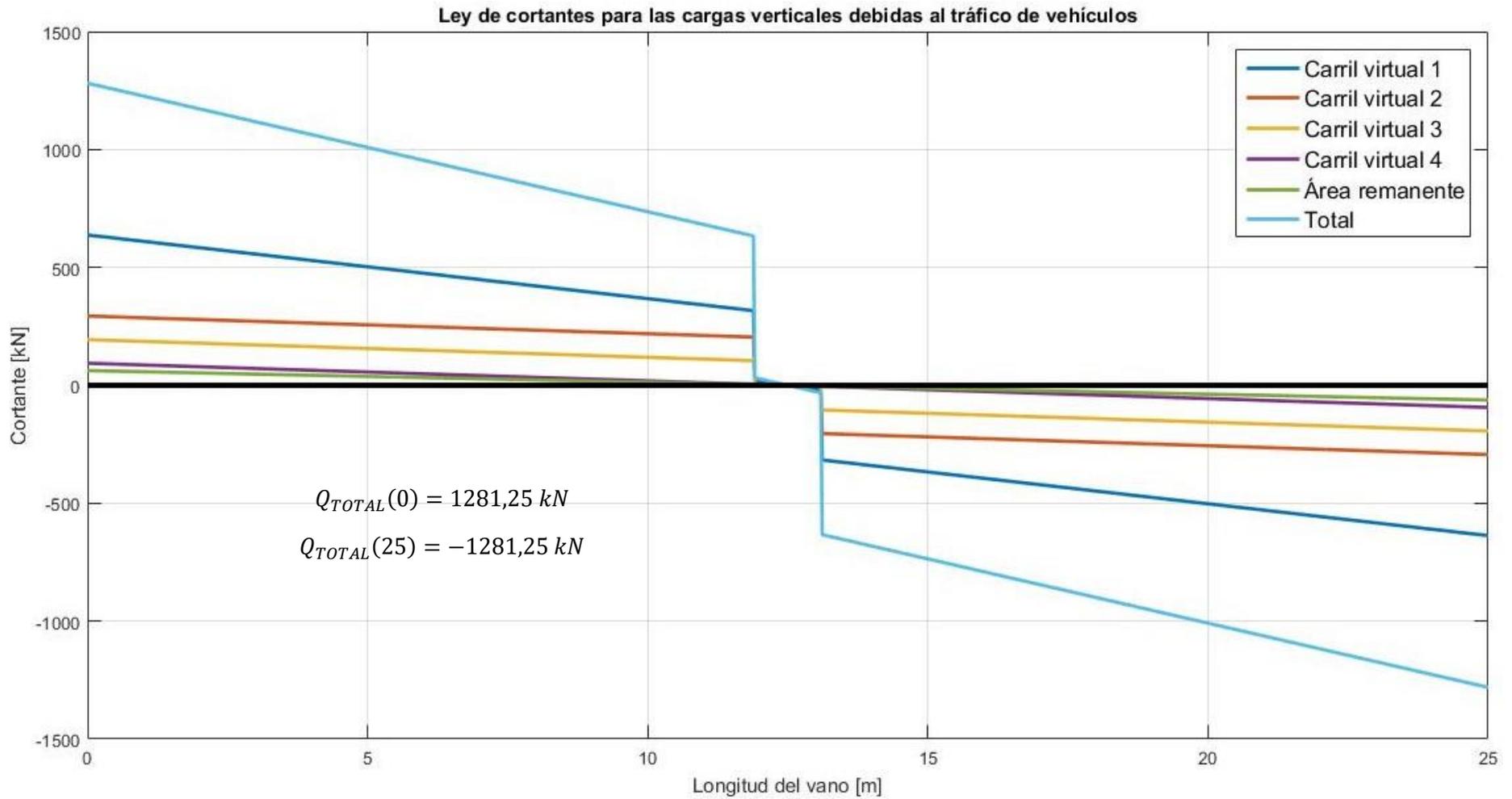


Ilustración 105. Ley de cortantes para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

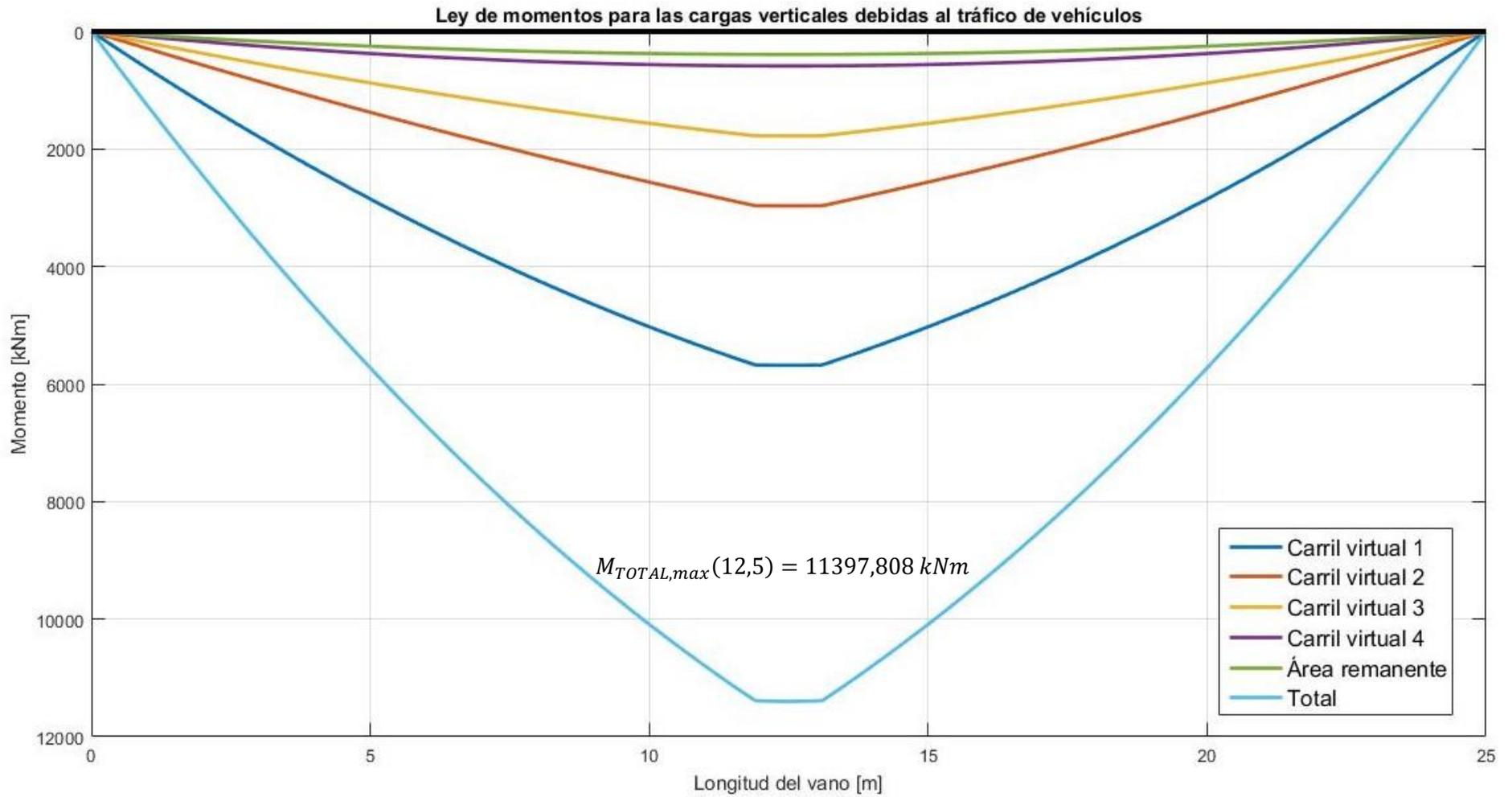


Ilustración 106. Ley de momentos para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

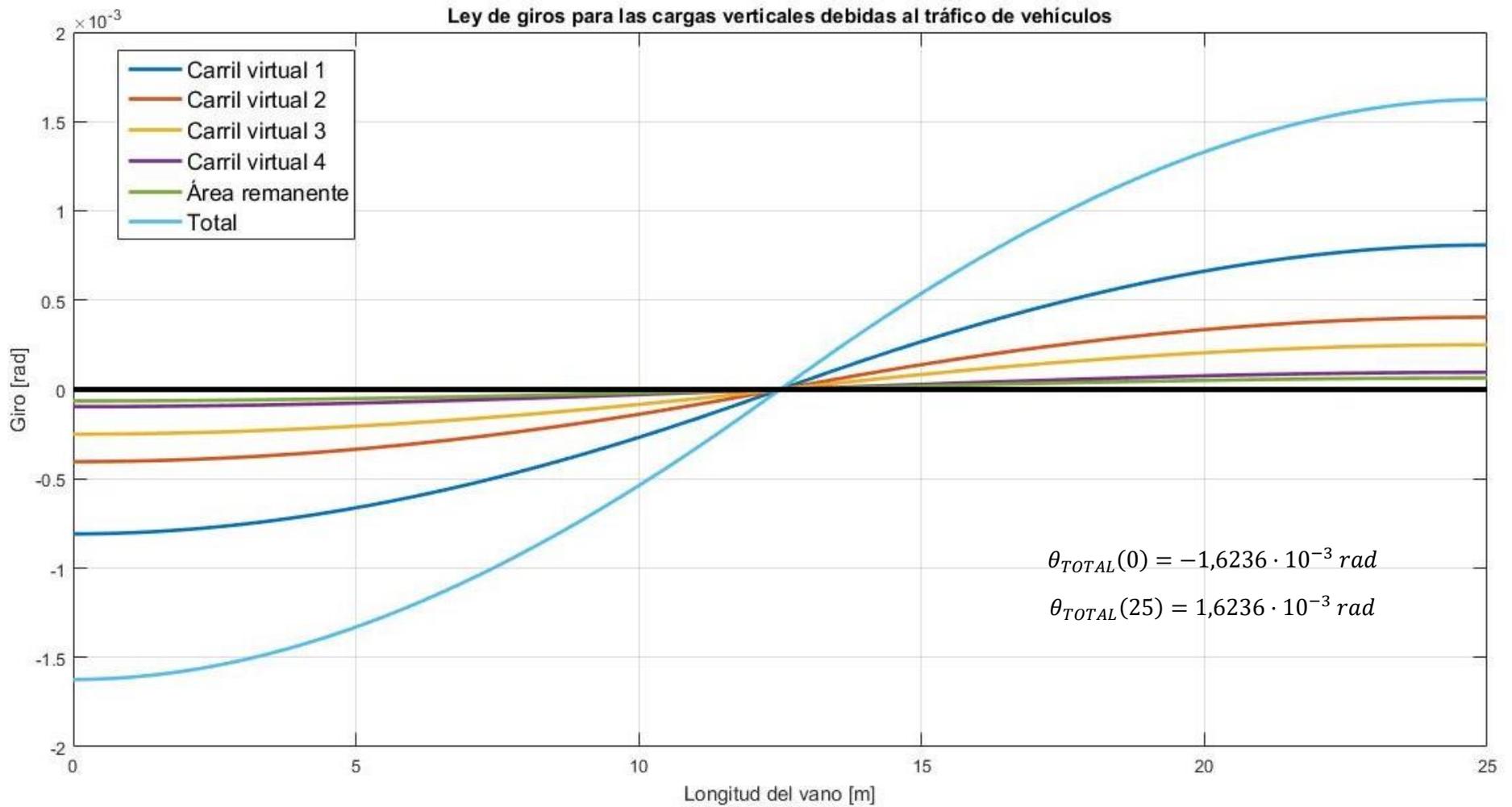


Ilustración 107. Ley de giros para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

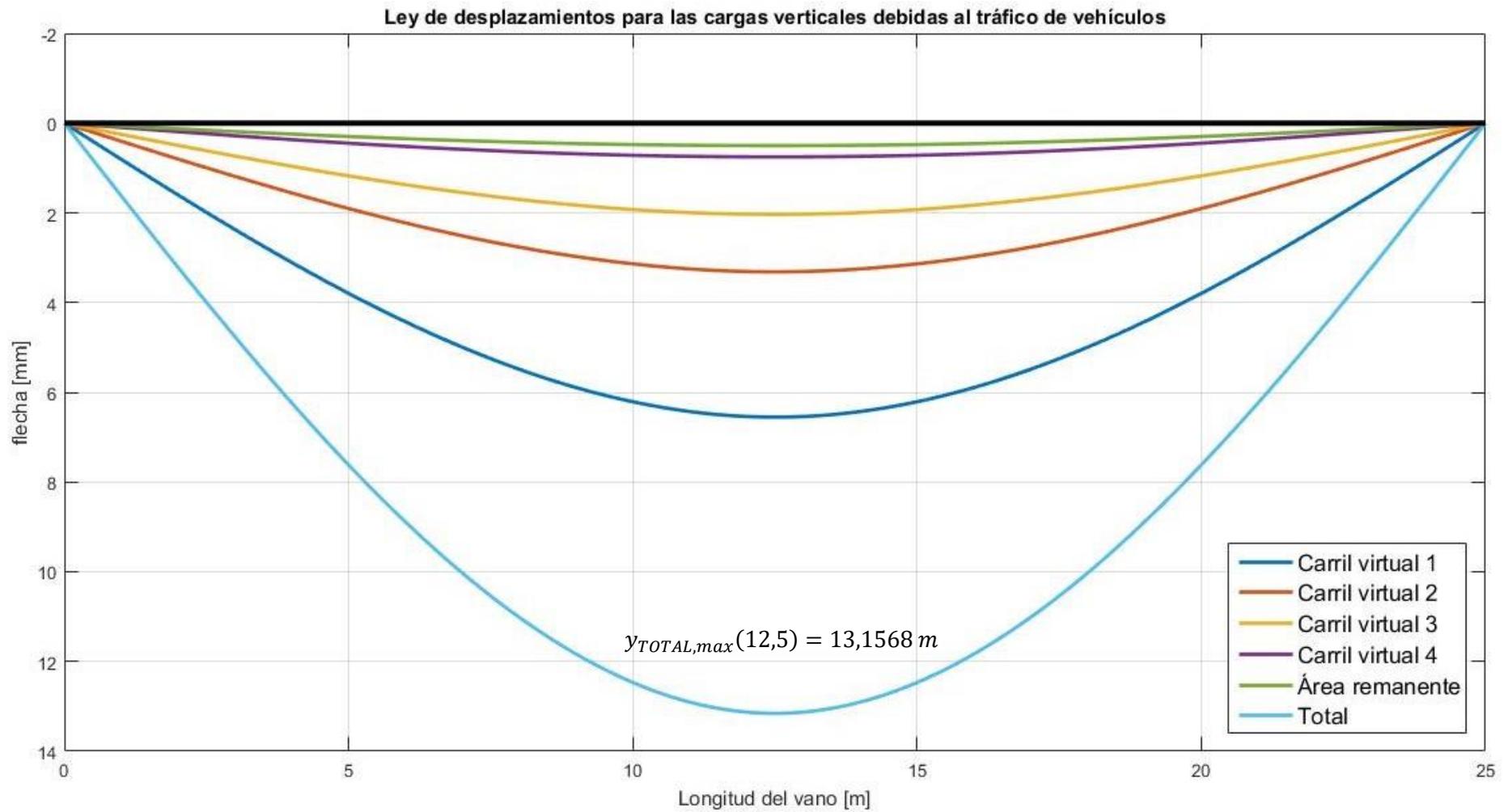


Ilustración 108. Ley de flechas para las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.

