

Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería de las Tecnologías Industriales

Interacción vía-estructura en puentes de ferrocarril

Autor: Patricia Alaminos Maza

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

Dep. De Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2015



Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería de las Tecnologías Industriales

Interacción vía-estructura en puentes de ferrocarril

Autor:

Patricia Alaminos Maza

Tutor:

Antonio Martínez de la Concha

Profesor titular

Dep. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2015

Proyecto Fin de Grado: Interacción vía-estructura en puentes de ferrocarril

Autor: Patricia Alaminos Maza

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2015

El Secretario del Tribunal

A mi familia

A mis amigos

A mis profesores

AGRADECIMIENTOS

Llegado a este punto, resulta muy complicado plasmar aquí a todo aquel que me ayudó en algún momento de este largo camino. Para mi suerte, son muchas esas personas a las que agradecer. Unos más y otros menos, pero de todos aprendí algo.

En primer lugar, gracias a Antonio Martínez de la Concha por confiar en mi para realizar este proyecto y haberme guiado académicamente hacia lo mejor para mi futuro. En general, a todos los profesores que durante los cuatro años de carrera han contribuido a la superación de los objetivos.

Gracias a mi madre, cuidadora eterna e incansable, una fuente inagotable de ánimos. Sin ella no sería ni la mitad de lo que soy hoy. Gracias a mi padre, por innumerables lecciones de vida, y su apoyo incondicional, no solo durante este año, sino siempre. Gracias a los dos por recordarme que aunque los principios pueden ser oscuros, los finales pueden ser brillantes. Sin ellos, nada de todo esto habría sido posible. Gracias a mis hermanos, siempre a mi lado. Mis ejemplos a seguir por innumerables cualidades.

Gracias a todos mis amigos, por estar conmigo en los buenos y, sobretodo, en los malos momentos. Gracias en especial a Joaquín García Suárez, por enseñarme que todo se puede conseguir con constancia y dedicación. Y a Jesica Garrudo, por ser mi confidente académica y mi apoyo durante todo este camino.

Gracias a todos, de corazón.

Patricia Alaminos Maza

RESUMEN

El estudio de la interacción entre vía y tablero de puente es necesario en el caso de las líneas con carril continuo soldado, y, especialmente, en las nuevas líneas de alta velocidad. Limitar las tensiones en el carril debidas a la presencia de viaductos importantes es fundamental para evitar el riesgo de una rotura del carril en servicio. Los aparatos de dilatación de vía, utilizados para reducir dichas tensiones, deben evitarse siempre que sea posible, por razones de mantenimiento de la infraestructura y comodidad de marcha.

El análisis de la interacción vía-estructura permite calcular las tensiones en el carril debidas a este fenómeno, pudiéndose discriminar en qué casos es necesario disponer un aparato de dilatación. Por otro lado, el análisis posibilita la determinación de los desplazamientos del tablero, de la vía y relativos entre vía y soporte. La limitación de estos desplazamientos garantiza que no se producirán fenómenos de inestabilidad general de la vía por desconsolidación del balasto.

En el presente proyecto se presenta una visión general del fenómeno de interacción, de la metodología que se aplica para su análisis, así como los resultados obtenidos gracias a la aplicación de un modelo numérico desarrollado específicamente para dicho análisis a partir de un programa MEF. Los resultados del cálculo permiten establecer si se respetan las limitaciones de tensiones y desplazamientos y eventualmente la necesidad de disponer aparatos de dilatación.

ABSTRACT

The interaction between track and bridge deck or platform has to be examined when employing continuous welded rails and, particularly, in new high-speed lines. It is essential to reduce the stresses in the rail over large viaducts to prevent the risk of rail failure. The use of expansion joints to reduce these stresses should be avoided wherever possible for ease of maintenance of the infrastructure and passenger comfort.

The analysis of trackstructure interaction allows the calculation of rail stresses under these circumstances and enables one to pinpoint where expansion joints are required. Furthermore this analysis makes it possible to the movements in deck and track and the relative movement between the rail and supports. A reduction of these movements impedes general track instability caused by the decompaction of bollast.

The project gives a general overview of this interaction, the methodology employed in the analysis of the same and the results obtained from a specifically developed numerical model based on a finite element programme for this analysis. These results make it possible to ascertain whether stress and movement limits are being observed and, subsequently, the need to place expansion joints.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	IX
RESUMEN	XI
ABSTRACT	XIII
ÍNDICE	XV
ÍNDICE DE TABLAS	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIX
1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO DEL PROYECTO.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVO.....	2
2 ANTECEDENTES.....	3
2.1 PUENTES DE FERROCARRIL	3
2.1.1 <i>Tipologías estructurales de estudio</i>	4
2.1.2 <i>Situación actual en los puentes ferroviarios españoles</i>	5
2.2 HIPÓTESIS Y LIMITACIONES	7
2.2.1 <i>Tensiones admisibles</i>	7
2.2.2 <i>Desplazamientos</i>	7
2.2.3 <i>Longitud de dilatación (L_T)</i>	8
2.3 METODOLOGÍAS EXISTENTES.....	10
2.3.1 <i>Ábacos de comprobación</i>	10
2.3.2 <i>Modelos numéricos</i>	11
2.4 BASES DE CÁLCULO	12
2.4.1 <i>Modelo de cálculo</i>	12
2.4.2 <i>Acciones</i>	15
2.4.3 <i>Combinación de acciones</i>	16
2.4.4 <i>Método de Cálculo</i>	20
3 DESARROLLO	23
3.1 DEFINICIÓN DEL MODELO.	23
3.1.1 <i>Características de los materiales</i>	24
3.1.2 <i>Tensiones admisibles en el carril</i>	25
3.1.3 <i>Deformaciones por retracción y fluencia</i>	25
3.1.4 <i>Pilas</i>	26

3.2	DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO	27
3.3	OBTENCIÓN DE LOS RESULTADOS.....	27
3.3.1	<i>Modelo 1</i>	27
3.3.2	<i>Modelo 2</i>	31
3.3.3	<i>Modelo 3</i>	35
3.3.4	<i>Influencia del número de vanos</i>	36
4	CONCLUSIONES	37
4.1	DESARROLLOS FUTUROS	37
5	BIBLIOGRAFÍA	39
6	ANEXOS.....	41
6.1	ÁBACOS DE INTERACCIÓN.....	41

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Hipótesis para el cálculo con aparato de dilatación	18
Tabla 2 Características del acero	24
Tabla 3 Características del hormigón	24
Tabla 4 Valores de las tensiones del modelo 1 sin aparato de dilatación	29
Tabla 5 Valores de los desplazamientos del modelo 1 sin aparato de dilatación	29
Tabla 6 Valores de las tensiones del modelo 1 con aparato de dilatación	31
Tabla 7 Valores de los desplazamientos del modelo 1 con aparato de dilatación	31
Tabla 8 Valores de las tensiones del modelo 2 sin aparato de dilatación	32
Tabla 9 Valores de los desplazamientos del modelo 2 sin aparato de dilatación	32
Tabla 10 Valores de los desplazamientos de la junta 1 del modelo 2	34
Tabla 11 Valores de los desplazamientos de la junta 2 del modelo 2	34
Tabla 12 Valores de las tensiones del modelo 3	35
Tabla 13 Valores de los desplazamientos del modelo 3	36

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Aparato de dilatación de vía en un puente de ferrocarril	2
Figura 2. Efecto de la temperatura sobre la vía	3
Figura 3 Modelo 1 sin junta de dilatación	4
Figura 4 Modelo 1 con junta de dilatación	4
Figura 5 Modelo de puente 2 sin junta de dilatación (carril continuo)	4
Figura 6 Modelo de puente 2 con junta de dilatación	4
Figura 7 Modelo de puente 3	5
Figura 8 Aparatos de dilatación de vía en puentes ferroviarios de tablero continuo	5
Figura 9 Aparatos de dilatación de vía en puentes ferroviarios de tablero isostático	6
Figura 10 Desplazamiento máximo longitudinal relativo (δ_2) entre los dos bordes de la junta	8
Figura 11 Longitud de dilatación puentes de múltiples vanos con un apoyo fijo	8
Figura 12 Longitud de dilatación en estructuras continuas con apoyo fijo intermedio	8
Figura 13 Longitud de dilatación puentes con vanos isostáticos	9
Figura 14 Ábaco de interacción de un carril continuo.	10
<i>Figura 15. Modelo de interacción carril-tablero</i>	12
Figura 16 Modelo general estructural de análisis del fenómeno interacción vía-estructura	13
Figura 17 Tipo barra de 3 gdl por nodo	13
<i>Figura 18 Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero</i>	14
<i>Figura 19 Diagrama de flujo del cálculo no lineal</i>	21
<i>Figura 20 Método Newton-Raphson</i>	21
Figura 21 Sección estructural del modelo	23

Figura 22 Ley de comportamiento para una vía sobre balasto	24
Figura 23 Disposición de los tendones en la sección del tablero	26
Figura 24 Sección de las pilas	26
Figura 25 Modelo numérico 1	28
Figura 26 Gráfica de tensiones de los resultados del modelo 1 sin aparato de dilatación	28
Figura 27 Gráfica de desplazamientos del modelo 2 con aparato de dilatación	30
Figura 28 Modelo numérico 2	31
Figura 29 Gráfica de tensiones de los resultados del modelo 2 sin aparato de dilatación	32
Figura 30 Gráfica de desplazamientos del modelo 2 con aparato de dilatación	33
Figura 31 Gráfica de tensiones de los resultados del modelo 3 sin aparato de dilatación	35
Figura 32 Resumen de las longitudes obtenidas con cada modelo	37

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO DEL PROYECTO

Interacción vía-estructura: acciones longitudinales debido a la diferencia de deformación entre carril y tablero, que producen transferencias de carga que afectan a las solicitaciones del carril y del tablero, y a las reacciones de los apoyos.

IAPF, 2010

1.1 Introducción

Cuando se habla de vías de ferrocarril es frecuente ante el espectador profano el imaginarse tramos de piezas metálicas que se sitúan sobre las traviesas., estando apoyadas éstas sobre el balasto. La continuidad de dichos tramos se establece mediante el uso de piezas auxiliares, formando juntas de carril.

Sin embargo, varias décadas después, la distancia entre juntas alcanza distancias ilimitadas en la teoría, pero no en la práctica, aunque se consiguen longitudes realmente grandes, mediante el uso de la vía larga soldada.

Debido a estas grandes longitudes, los efectos que producen las acciones habituales sobre los carriles se ven incrementadas. Y no es raro que se presenten tramos de vía que trascurren sobre viaductos ferroviarios donde estos efectos aumentan considerablemente. Cuando coinciden carriles largos y puentes de ferrocarril, estamos ante un problema de interacción vía-estructura.

Éste fenómeno provoca tensiones en las vías que pueden producir el pandeo o rotura durante el servicio de las mismas; además se producen movimientos relativos entre las vías y el dintel, lo que puede acarrear la desconsolidación del balasto.

El uso de aparatos de dilatación de vía, como su nombre deja intuir, permite introducir una discontinuidad en la vía, permitiendo la libertad de deformación y una reducción importante de tensiones. Pero esto se consigue a costa de reducir el confort en el tráfico ferroviario y aumentar los costes de mantenimiento, por lo cual, es un elemento a utilizar en los casos en los que sea imprescindible. Como toda discontinuidad, es un punto débil a evitar en la medida de lo posible.



Figura 1 Aparato de dilatación de vía en un puente de ferrocarril

Por tanto, es importante poder analizar de forma precisa y con garantías, el estado tensional al que se ve sometido el carril, a fin de disponer de datos que permitan decidir y ayudar en el diseño de la estructura.

Dentro de la normativa existente en la IAPF07, y en el Eurocódigo, se recogen las metodologías a seguir para plantear el análisis de la interacción de la vía con la estructura. Dentro de las metodologías, se establecen límites tensionales y deformacionales de la vía que se consideran admisibles para garantizar el comportamiento adecuado en servicio.

1.2 Objetivo

En el presente documento se plantea el estudio del fenómeno de interacción entre vía y tablero del puente, proponiendo los siguientes objetivos a desarrollar:

- Planteamiento de una metodología de cálculo exhaustiva, presentando un modelo de cálculo y su calibración mediante la aplicación de casos sobre los que se conoce el comportamiento.
- Obtención de la distribución de esfuerzos y movimientos para las distintas acciones que afectan al problema, manteniendo presente los valores máximos que fija la normativa correspondiente.
- Parametrización de los datos obtenidos para obtener unos resultados fiables de las acciones importantes a considerar
- Comprobación mediante la aplicación del método de análisis presentado, de las limitaciones existentes en la normativa acerca de la máxima longitud sin juntas de dilatación.

2 ANTECEDENTES

El fenómeno de interacción vía-estructura, representa la relación entre tensiones y deformaciones que existen en las vías de ferrocarril cuando transcurren sobre una estructura, en este caso, en puentes ferroviarios.

De forma general, cuando las vías no se apoyan sobre una estructura, sufren las acciones debidas a la diferencia de temperatura con respecto al terreno, y cargas axiales importantes como consecuencia de las acciones de frenado y arranque. Pero las tensiones tangenciales que existen entre el carril y el balasto llegan a producir un estado tensional axial en el carril suficiente para anular la deformación diferencial (esto se produce en las zonas alejadas de las juntas de dilatación).

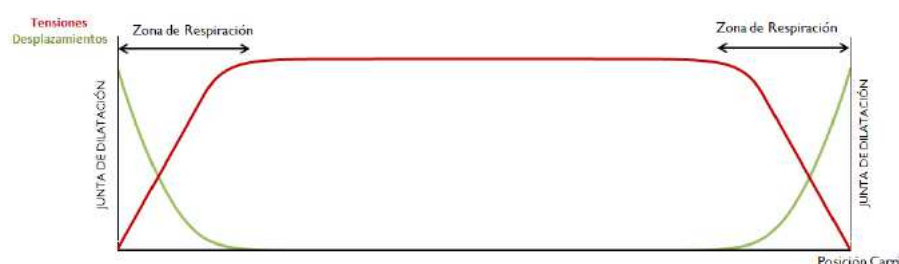


Figura 2. Efecto de la temperatura sobre la vía

Cuando el carril se coloca sobre un puente con capacidad de movimiento longitudinal, el problema tenso-deformación se complica mucho más. En esta situación entra en juego la propia dilatación térmica de la estructura además de la rigidez axial y a flexión, junto con la deformabilidad de los apoyos; todo ello tendrá influencia en los esfuerzos rasantes convertidos en axiales a nivel de las vías aumentando las tensiones existentes, pudiendo llegar a la inestabilidad o incluso a la rotura de las mismas.

2.1 Puentes de ferrocarril

Los puentes de ferrocarril en general presentan particularidades como consecuencia de la importancia de las cargas horizontales que han de ser transmitidas desde la superestructura hasta la cimentación. La magnitud de las cargas horizontales de frenado y arranque y, de las diferencias de temperatura entre carril y tablero, condicionan el dimensionamiento, entre otros elementos, de las conexiones a los elementos de la subestructura.

Debido a esta particularidad, es importante estudiar detenidamente las acciones que intervienen

para poder dimensionar, de la forma más óptima posible, los elementos que lo constituyen.

Este proyecto se centra en el dimensionamiento de la longitud del tablero en función de la presencia o no de aparatos de dilatación de carril, debido a cargas de aceleración y frenado, y de variaciones de temperatura.

2.1.1 Tipologías estructurales de estudio

Se van a analizar tres tipos de puente distinto, con las características similares de material, sección y tipo de carril, pero con diferencias en los tipos de apoyo y en la presencia o no de juntas de dilatación del el carril.

La primera tipología será de un puente continuo con un apoyo fijo en un extremo y móvil en el otro. Se va a estudiar la longitud máxima que alcanza primero sin junta en el carril, y posteriormente con una junta en el estribo móvil.

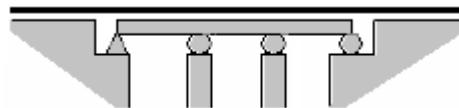


Figura 3 Modelo 1 sin junta de dilatación

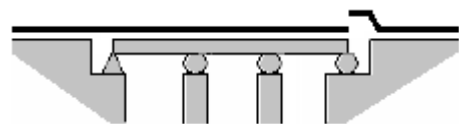


Figura 4 Modelo 1 con junta de dilatación

El segundo modelo se corresponde con un puente de carril continuo, pero el apoyo fijo se encuentra en el centro del tablero, y ambos estribos serán móviles. Igual que en el caso anterior, se estudiará primero sin aparato de dilatación para determinar la máxima longitud permitida. Posteriormente se va a incluir aparatos de dilatación en ambos estribos móviles.

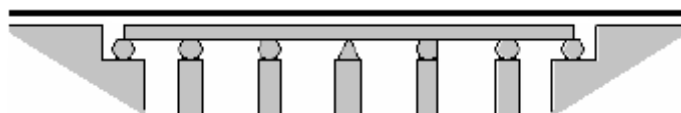


Figura 5 Modelo de puente 2 sin junta de dilatación (carril continuo)

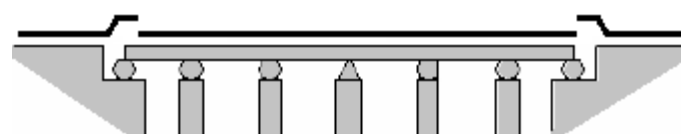


Figura 6 Modelo de puente 2 con junta de dilatación

Por último, el tercer modelo de estudio, será un puente de múltiples vanos isostáticos con carril continuo, sin necesidad de aparatos de dilatación.

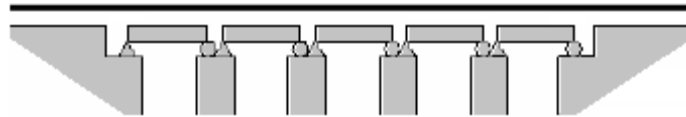


Figura 7 Modelo de puente 3

2.1.2 Situación actual en los puentes ferroviarios españoles

Se ha realizado una labor de búsqueda de datos de proyectos llevados a cabo (y algunos no ejecutados, pero que presentaban interés especial), a fin de poder extraer conclusiones iniciales, que puedan contrastarse posteriormente con el marco teórico.

Se recopila toda la información posible sobre cada proyecto, intentando abarcar las máximas tipologías posibles (longitudinales, transversales, de material, ...). Esta información se ha obtenido a través de una Tesis de Óscar González Rodríguez “*Interacción vía-estructura en puentes de ferrocarril*”

2.1.2.1 Tableros continuos

La siguiente imagen muestra la tendencia de colocación de aparatos de dilatación en función del tamaño de la vía:

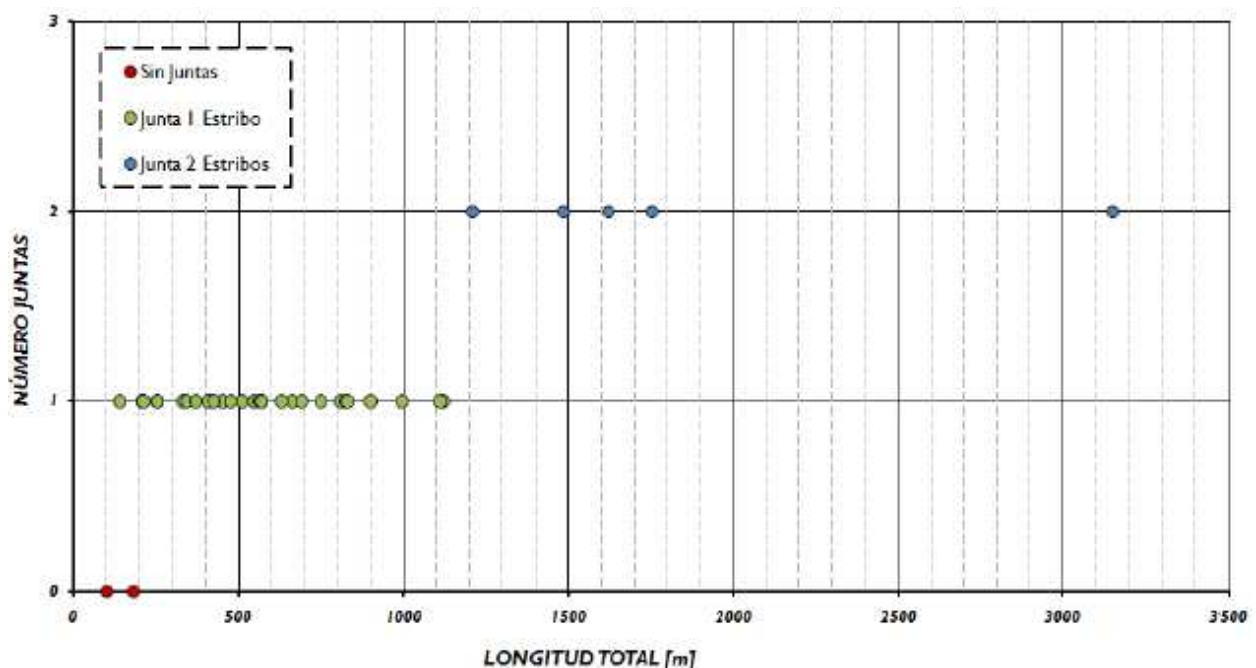


Figura 8 Aparatos de dilatación de vía en puentes ferroviarios de tablero continuo

ANTECEDENTES

Resulta claro ver como la longitud de aproximadamente 1.150 metros es una marca definitoria entre el disponer de un único aparato de dilatación y el tener que usar 2. Sin embargo, en el entorno de los 100 y 200 metros, no está definido esta variación de forma clara para el criterio entre ausencia de aparato de dilatación o la necesidad de disponer de uno, lo que es indicador de que son varios los parámetros que pueden estar actuando para una futura toma de decisiones.

2.1.2.2 Puentes isostáticos

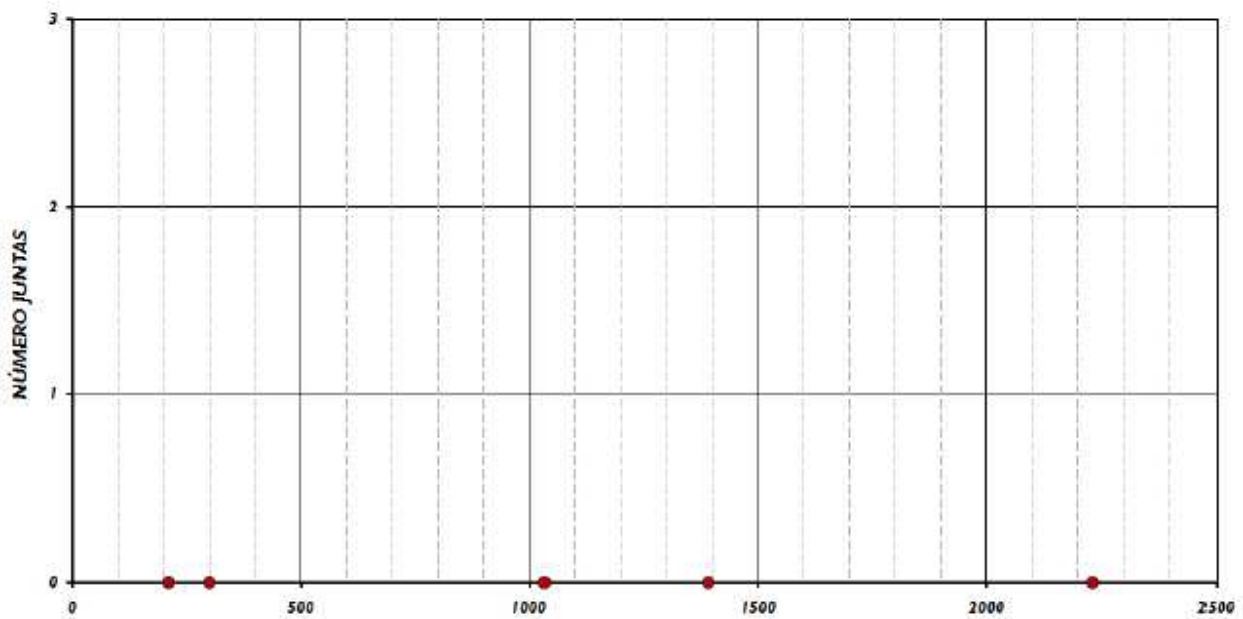


Figura 9 Aparatos de dilatación de vía en puentes ferroviarios de tablero isostático

En lo que respecta a los aparatos de dilatación de vía en tablero de morfología longitudinal isostática, saltan a la vista dos aspectos. Por un lado, la nula presencia de aparatos de dilatación de vía a pesar del amplio rango de luces que se abarca llegando hasta poco más de los 2.200 metros. Por otro, las escasas referencias encontradas a esta tipología longitudinal, lo cual es indicador de que a pesar de su aparente idoneidad desde el punto de vista de la seguridad de la vía, existen otros condicionantes de proyecto (como la deformabilidad, sismo, ...) que exigen otra configuración longitudinal diferente.

2.2 Hipótesis y limitaciones

Para la evaluación de los efectos que produce este fenómeno sobre las vías, se han de tener en cuenta algunas hipótesis y limitaciones según la norma aplicable, en este caso, las de la “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)”.

En caso de no cumplirse alguna de las limitaciones siguientes, se cambiará el esquema o la situación de los apoyos fijos, las juntas de dilatación del tablero o los aparatos de dilatación de las vías.

2.2.1 Tensiones admisibles:

La norma establece unas tensiones adicionales máximas en los carriles por las acciones de temperatura y sobrecargas de uso.

- Los esfuerzos máximos de compresión no podrán superar los 72 N/mm^2 .
- Los esfuerzos máximos de tracción no podrán superar los 92 N/mm^2 .

En el caso de carril continuo sin aparatos de dilatación, este incremento se calculará respecto a la tensión del carril a una distancia suficientemente alejada del puente para no verse afectada por las perturbaciones de la estructura.

En el caso de carril con aparato de dilatación se deberá evaluar la tensión admisible máxima específica en cada sección.

2.2.2 Desplazamientos

Estos desplazamientos se refieren al desplazamiento relativo del tablero en las juntas.

El desplazamiento máximo relativo (δ_1) entre el carril y el tablero o la plataforma del estribo, debido a las acciones de frenado y/o arranque, será de 4 mm.

En las juntas entre tableros o entre tablero y estribo, el desplazamiento máximo longitudinal relativo (δ_2) entre los dos bordes de la junta, debido a las acciones de frenado y/o arranque, será:

- 5 mm, si el carril es continuo en las proximidades de la junta.
- 30 mm, si existe aparato de dilatación en la vía o ésta tiene carril con juntas.

No se tienen en cuenta en esta limitación los efectos de flexión originados por la excentricidad vertical de las acciones de frenado y /o arranque, respecto del centro de gravedad de la sección del tablero.

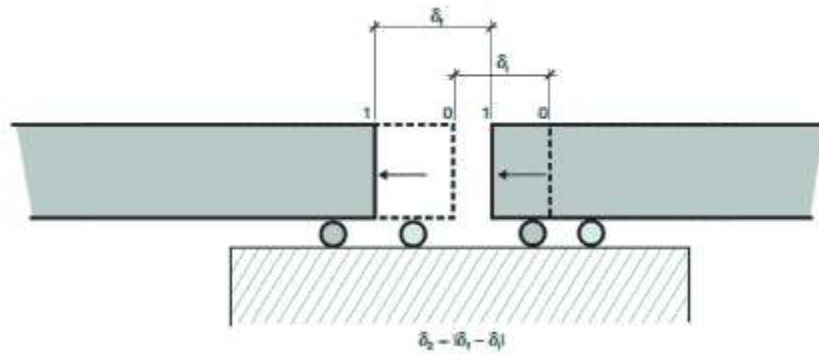


Figura 10 Desplazamiento máximo longitudinal relativo (δ_2) entre los dos bordes de la junta

2.2.3 Longitud de dilatación (L_T)

Dicha longitud es la distancia entre el centro térmico del puente (punto que no sufre desplazamiento ante un aumento de la temperatura) y el extremo más alejado. Para los cálculos que se van a realizar, se va a ir variando esta longitud hasta obtener la mayor longitud para cada tipo de puente, antes de incluir un aparato de dilatación.

Esta longitud va a variar en función de la tipología de la estructura. Según la norma [1], estas serán:

- La longitud del puente en estructuras de un solo vano o continuas de múltiples vanos con un *apoyo fijo en un extremo*.

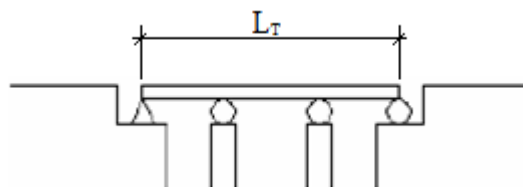


Figura 11 Longitud de dilatación puentes de múltiples vanos con un apoyo fijo

- La distancia entre el apoyo fijo y el extremo más alejado en estructuras continuas de múltiples vanos con *apoyo fijo en un punto intermedio del puente*.

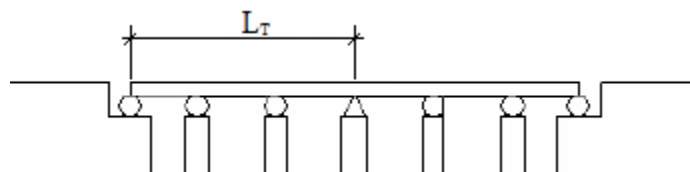


Figura 12 Longitud de dilatación en estructuras continuas con apoyo fijo intermedio

- La longitud de cada vano, en estructuras de múltiples vanos isostáticos con *apoyo fijo en el extremo de cada uno*.

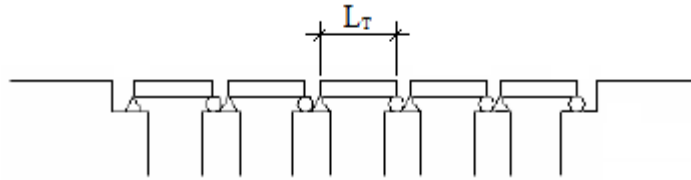


Figura 13 Longitud de dilatación puentes con vanos isostáticos

Como norma general, para un carril soldado sin aparato de dilatación, esta será:

- $L_T \leq 60$ m en puentes metálicos.
- $L_T \leq 90$ m en puentes de hormigón o mixto.

Estos límites podrán excederse siempre que se cumplan todos los requisitos específicos en el apartado “Bases de cálculo”.

2.3 Metodologías existentes

Las metodologías actuales más comunes para abordar el análisis del comportamiento vía-estructura son: el uso de ábacos de comprobación directa, o mediante métodos de cálculo no lineales mediante programas de elementos finitos.

2.3.1 Ábacos de comprobación

En este caso, dichos ábacos se encuentran recogidos en la UIC 774-3 R. Con este método, conocidos ciertos datos de la estructura como la longitud del tablero, la rigidez del apoyo fijo, y la acción a analizar (temperatura, acción horizontal o acción vertical), mediante la aplicación de unos coeficientes adecuados, se pueden obtener datos aproximados sobre las tensiones y las reacciones en los apoyos.

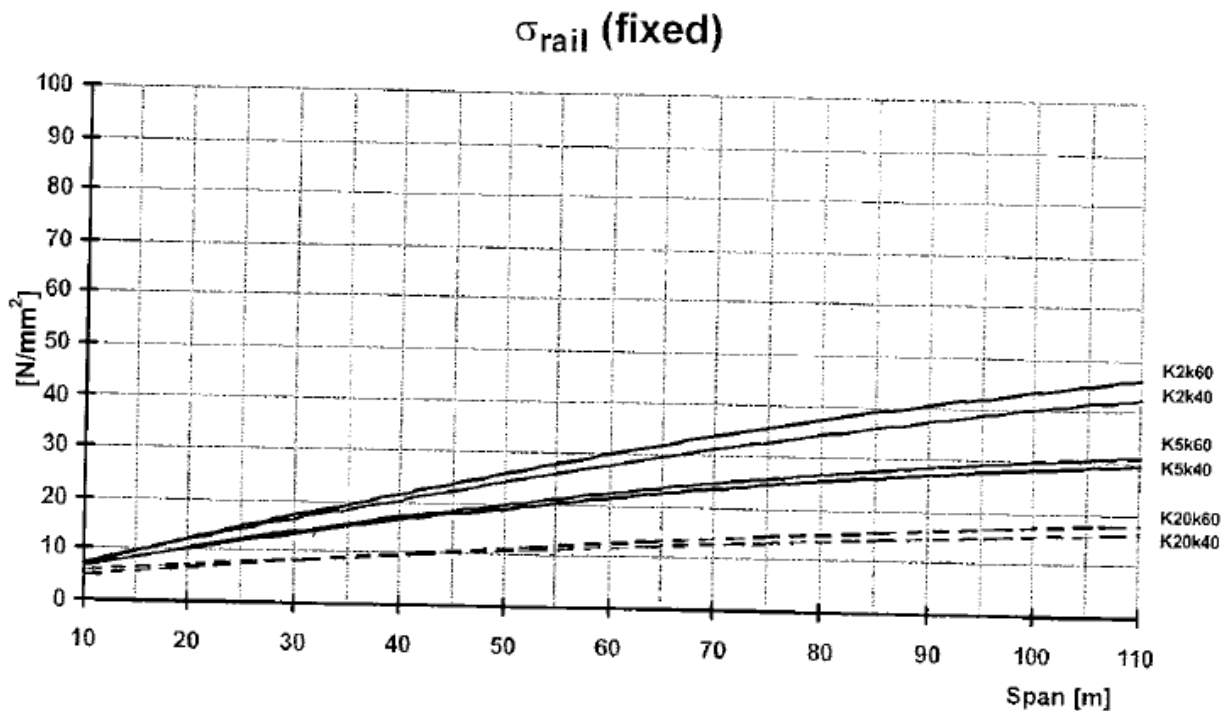


Fig. 1 - Braking load-case (fixed support) (20kN/m')

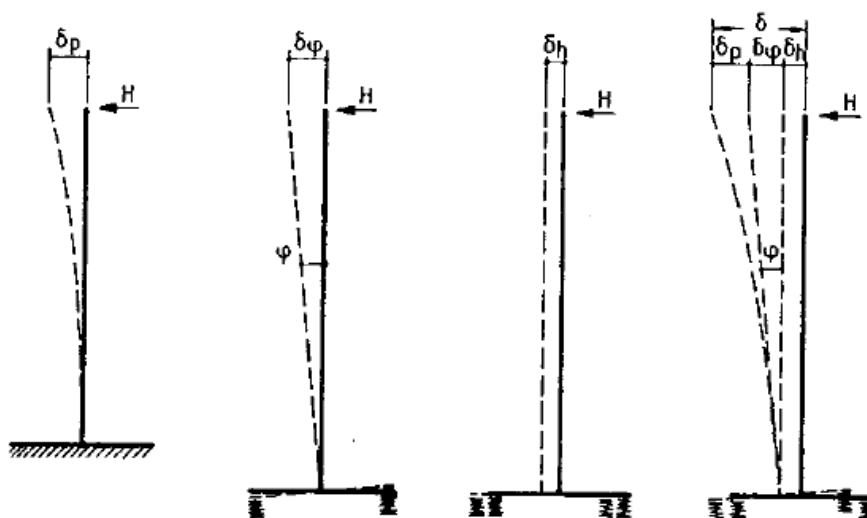
Figura 14 Ábaco de interacción de un carril continuo.

Como se observa en la imagen anterior, en función de la longitud del vano, y del tipo de rigidez tanto de las pilas como del balasto, se puede obtener la tensión en el carril.

Se representan 6 funciones que varían según la rigidez: $K X - k Y$

- El primer término se corresponde a la rigidez de las pilas, en función de la fuerza y los desplomes producidos.

$$K = \frac{H}{\sum \delta_i}$$



- El segundo a la rigidez del balasto, que como ya se vio anteriormente, puede tomar el valor de 60 o 40 kN/m en función del tipo de vía (balasto, balasto helado, o placa) y de si está o no cargada.

Dichos ábacos, se encuentran en el Anexo 1 de este documento, extraídos directamente de la norma anteriormente citada.

2.3.2 Modelos numéricos

Esta metodología es la más empleada en el ámbito profesional ya que representa correctamente el comportamiento de todos los elementos que intervienen.

Mediante este modelo numérico se obtienen la distribución de esfuerzos y movimientos para las distintas acciones a considerar.

Esta es la metodología que se va a utilizar en este proyecto, donde se procederá en el siguiente apartado a analizar los aspectos teóricos de dicho análisis.

2.4 Bases de Cálculo

La interacción vía tablero se analizará mediante modelos numéricos como el esquematizado en la figura 2, que permiten obtener, para las distintas acciones consideradas, la distribución de esfuerzos y los movimientos entre los elementos de la estructura y la vía.

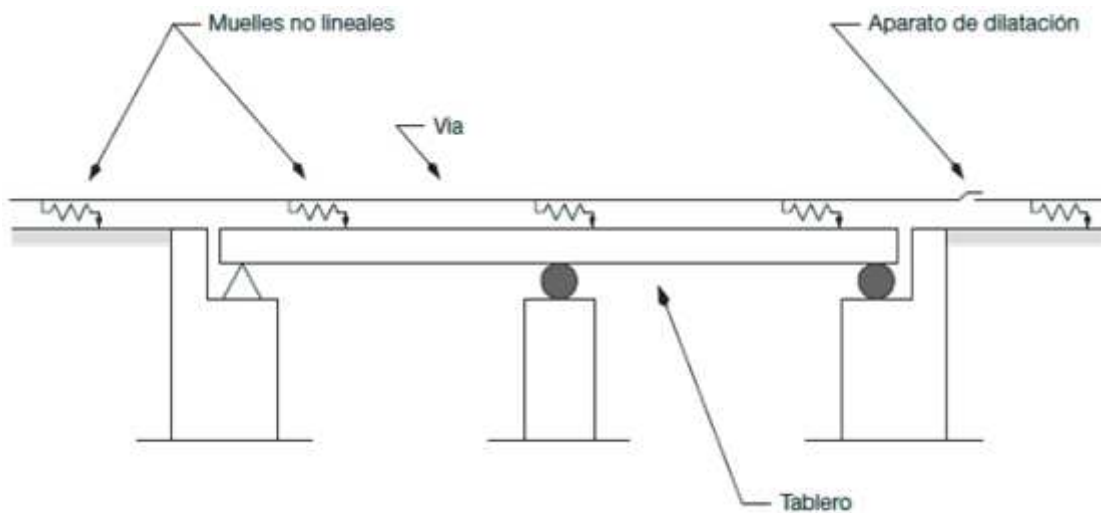


Figura 15. Modelo de interacción carril-tablero

2.4.1 Modelo de cálculo.

Para la determinación de las tensiones y desplazamientos, será necesario utilizar los modelos de cálculo adecuados, que idealicen de forma suficientemente aproximada el comportamiento deformacional del sistema. Para ello, se ha desarrollado un modelo en dos dimensiones implementado sobre un programa de Elementos Finitos comercial (SAP 2000).

Se va a disponer de elementos tipo viga para los carriles y el tablero; y tipo muelle no lineal para la interacción entre el carril y la vía. En la siguiente figura, se muestra un ejemplo de modelización de este tipo de cálculo

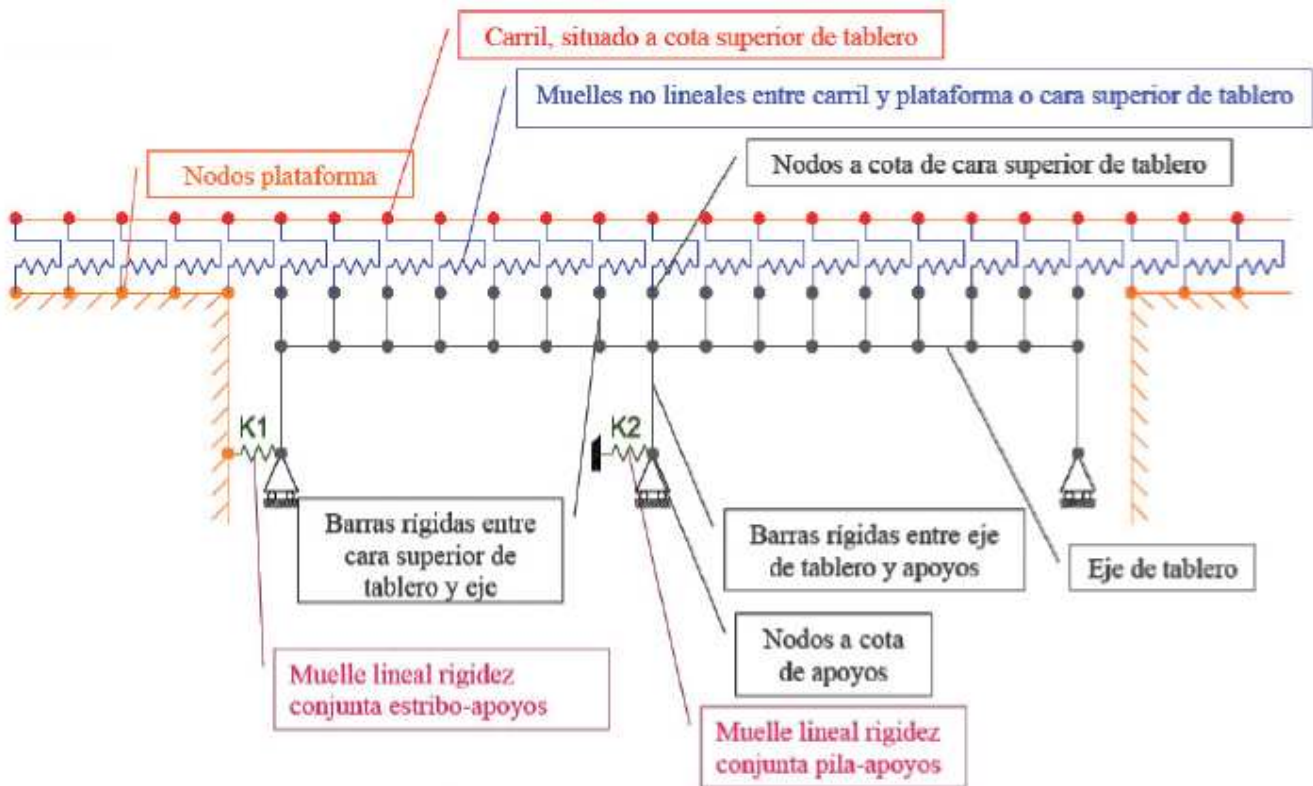


Figura 16 Modelo general estructural de análisis del fenómeno interacción vía-estructura

Elementos idealizados:

- Carriles: modelo tipo barra, de dos nodos y 3 grados de libertad por nodo, coincidiendo con la cota superior del tablero.

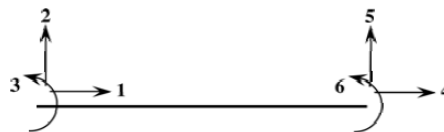


Figura 17 Tipo barra de 3 gdl por nodo

- Tablero: tipo barra de dos nodos y tres grados de libertad por nodo. Elementos horizontales, en el centro de gravedad de la sección del tablero y con sus características de rigidez a flexión y longitudinal de dicha sección.

En el modelo que se va a desarrollar en este proyecto no se van a incluir barras verticales en la sección del tablero, como se mostraba en la anterior figura. Esto es debido a que no se van a considerar cargas de flexión, únicamente axiales, por lo que no será necesario modelizar esta hipótesis. Esto se deja para desarrollos futuros.

ANTECEDENTES

- Interacciones: en la vía con balasto, el carril y la traviesa tienen una unión vertical rígida (los nudos del carril y del tablero tienen impedido el desplazamiento vertical relativo), ya que se ha verificado que la flexibilidad vertical de la sujeción no influye en los resultados. En la dirección longitudinal, la conexión entre la vía y el tablero viene caracterizada por la resistencia de la vía a sufrir desplazamiento relativo con respecto al tablero.

La resistencia tiene dos componentes: la del carril a desplazarse con respecto a la traviesa, y la de la traviesa sobre el balasto. Este conjunto de resistencias se asimila a una fuerza de rozamiento definida por una ley bilineal (figura 12), aplicada en sentido contrario a dicho movimiento. La ley viene determinada por el desplazamiento de plastificación, u_0 , y por la resistencia al deslizamiento por unidad de longitud de la vía, k .

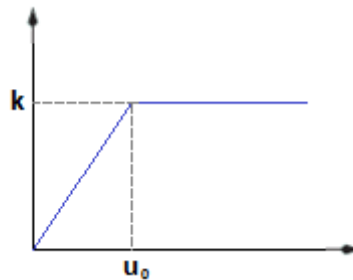


Figura 18 Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero

En función del tipo de sujeción de vía, la norma establece los valores de u_0 y k , donde también influye si la vía está o no cargada:

- Vía sobre balasto:
 - Vía cargada: $\begin{cases} u_0 = 2\text{mm} \\ k = 60\text{ kN/m} \end{cases}$
 - Vía descargada: $\begin{cases} u_0 = 2\text{mm} \\ k = 20\text{ kN/m} \end{cases}$
- Vía sobre placa o para vía con balasto helado:
 - Vía cargada: $\begin{cases} u_0 = 0,5\text{mm} \\ k = 60\text{ kN/m} \end{cases}$
 - Vía descargada: $\begin{cases} u_0 = 0,5\text{mm} \\ k = 40\text{ kN/m} \end{cases}$

Se trata por tanto de un modelo no lineal que se resolverá mediante el cálculo iterativo de la matriz de rigidez en función de los desplazamientos resultantes obtenidos en los nudos.

2.4.2 Acciones

Las acciones que se van a considerar en este cálculo son las variaciones de temperatura del tablero; el frenado y arranque; y las deformaciones por retracción y fluencia.

2.4.2.1 Variaciones de temperatura

Hay dos acciones a considerar: las variaciones en carril y tablero [IAPF 2.5.3.1], y el gradiente térmico en tablero y pilas [IAPF 2.5.3.3]. En general los efectos del gradiente térmico serán despreciables en los análisis de interacción.

2.4.2.1.1 *Caso sin aparato de dilatación*

La variación de temperatura en el carril ΔT_c no produce movimientos relativos entre el carril y el tablero, y las tensiones que este incremento térmico produce son las mismas que lejos de la estructura. Por tanto, en este caso, es únicamente necesario considerar la variación de la temperatura del tablero, ΔT_t . Esta depende de la tipología y zona climática, y no superará para el estudio de interacción un valor absoluto de 35 °C. A esta variación de temperatura nunca superior de 35°C se le llamará ΔT_t^* .

En el análisis de interacción, en ausencia de aparatos de dilatación, las tensiones obtenidas en el carril por variación de la temperatura del tablero tienen carácter de “sobretensiones”, que incrementan las tensiones que puedan existir por la variación de temperatura del carril confinado ($\sigma_c = \alpha_c \cdot \Delta T_c \cdot E_c$).

Como ya se dijo anteriormente, las tensiones máximas adicionales según la norma por la acción de la temperatura y sobrecargas de uso se limitan a 72 MPa en compresión, y 92MPa en tracción.

2.4.2.1.2 *Caso con aparato de dilatación*

En este caso es necesario considerar la variación de temperatura del tablero y la variación de temperatura del carril.

La variación de temperatura en el tablero a considerar viene determinada como en el caso anterior ΔT_t^* .

[IAPF 2.5.3.1] establece que las variaciones de temperatura de carril a adoptar verificarán:

$$|\Delta T_c| \leq 50^\circ C$$

$$|\Delta T_c - \Delta T_t^*| \leq 20^\circ C$$

En el caso de análisis de interacción con aparato de dilatación, las tensiones en el carril obtenidas incluyen tanto las tensiones debidas a la variación de temperatura del tablero como las correspondientes a la variación de temperatura del carril.

ANTECEDENTES

2.4.2.2 Frenado y arranque

La acción de frenado o arranque de los vehículos ferroviarios se asimilarán a fuerzas horizontales, paralelas a la vía, repartidas uniformemente a lo largo de una determinada longitud aplicadas a nivel de plano medio de rodadura. [IAPF 2.3.2.1]

El valor global de estas acciones, para una vía, será:

- Frenado: $Q_{FRE} = \alpha \cdot 20 \text{ kN/m} \cdot L[m] \leq \alpha \cdot 6000 \text{ [kN]}$

Esta longitud se considera extendida a una longitud máxima de 300 m, en la posición más desfavorable, y en cualquiera de los dos sentidos

- Arranque: $Q_{ARRA} = \alpha \cdot 33 \text{ kN/m} \cdot L'[m] \leq \alpha \cdot 1000 \text{ [kN]}$

Esta longitud se considera extendida a una longitud máxima de 30 m, en la posición más desfavorable, y en cualquiera de los dos sentidos.

El valor del coeficiente de clasificación α depende del tipo de vía: 1,21 para vías tipo UIC, y 0,91 para vías de ancho métrico.

En un puente de dos vías se debe considerar actuando en una el frenado y en la otra el arranque.

2.4.2.3 Retracción y fluencia

En [IAPF 2.5.3.3.], entre otras acciones a considerar, se incluyen los fenómenos de retracción y fluencia en el tablero, sin precisar el modo de incluirlos en los cálculos.

Las deformaciones totales del tablero por retracción y fluencia pueden ser muy importantes (del orden de $\varepsilon \approx 10^{-3}$, equivalente a una deformación debida a un descenso de temperatura del tablero de 100 °C). Aunque decrecen rápidamente con el tiempo, parece en principio imprescindible tenerlas en cuenta, como acción generadora de tensiones en el carril y desplazamientos relativos entre carril y tablero. La máxima variación de temperatura equivalente a la deformación por retracción y fluencia, designada $\Delta T_{t,ret-flu}^*$, será siempre un valor negativo.

2.4.3 **Combinación de acciones**

La combinación de acciones a considerar varía en función de cada una de las comprobaciones (en tensiones o desplazamientos) que es necesario realizar.

Sin embargo, es conveniente señalar que la combinación lineal de esfuerzos y deformaciones resultantes del cálculo independiente de cada acción elemental (temperatura, frenado/arranque, retracción y fluencia) no es correcta, ya que el modelo de interacción vía-tablero no es un modelo lineal, debido a la ley de comportamiento de la unión entre la vía y el tablero.

La ficha UIC 774-3R admite la combinación de los resultados obtenidos en el análisis independiente de cada acción elemental (con frenado/arranque y flexión de tablero concomitantes) como simplificación de un cálculo no lineal paso a paso. Sin embargo, si se incluyen los efectos de retracción y fluencia esta simplificación resulta excesivamente conservadora.

Por otro lado, esta ley de comportamiento varía dependiendo de la condición de vía cargada o descargada, y por tanto en función de la posición del tren. Esto complica el cálculo no lineal paso a paso, que sería la aproximación más realista, por esto se recurre a modelos numéricos realizados mediante un ordenador.

Para estos cálculos, se han supuesto 30 hipótesis, de las cuales, en cada modelo, se determina cuál es la más desfavorable.

Tabla 1 Hipótesis para el cálculo con aparato de dilatación

Nº de hipótesis	Frenado		Arranque		Dirección	ΔT_t	$\Delta T_{t,ret,flu}$
	Tren	Posición	Tren	Posición			
1	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	+	-	-
2	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	+	-	
3	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	+		-
4	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	+	+	
5	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	+		
6	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	-	-	-
7	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	-	-	
8	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	-		-
9	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	-	+	
10	TPTE/ T300	C+0	APTE / A30	C	-		
11	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	+	-	-
12	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	+	-	
13	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	+		-
14	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	+	+	
15	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	+		
16	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	-	-	-
17	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	-	-	
18	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	-		-
19	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	-	+	
20	TPTE/ T300	I-1	APTE / A30	I	-		
21	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	+	-	-
22	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	+	-	
23	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	+		-
24	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	+	+	
25	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	+		
26	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	-	-	-
27	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	-	-	
28	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	-		-
29	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	-	+	
30	TPTE/ T300	F+1	APTE / A30	F	-		

A continuación se explican el significado de cada variable:

- Tren: tanto en arranque como en frenado, según dice la norma, la longitud que debe tomarse es la de la longitud del puente (TPTE o APTE respectivamente), alcanzando el valor más desfavorable en ciertos puntos. Este valor es el de 300 m en el caso de frenado (T300), y de 30 m en el de arranque (A30).

- Posición en el frenado: se tienen tres variables $X \mp A$.

- X: se refiere a la posición del tren que realiza la acción de frenado.

$$\begin{cases} C \equiv \text{Centro del tren} \\ I \equiv \text{Inicio del tren} \\ F \equiv \text{Final del tren} \end{cases}$$

- $\pm A$: se refiere a la posición del puente donde se realiza el frenado

$$\begin{cases} +0 \equiv \text{Centro del puente} \\ -1 \equiv \text{Inicio del puente} \\ +1 \equiv \text{Final del puente} \end{cases}$$

- Posición en el arranque: se refiere a la posición relativa del arranque frente al frenado.

$$\begin{cases} C \equiv \text{Central} \\ I \equiv \text{Inicial} \\ F \equiv \text{Final} \end{cases}$$

- Dirección: dirección del arranque y del frenado. $\begin{cases} + \equiv \text{hacia el final del puente} \\ - \equiv \text{hacia el principio del puente} \end{cases}$

- ΔT_t : se refiere a la variación de temperatura del tablero. Si es positiva, negativa, o si no se considera en la hipótesis.

- $\Delta T_{t,ret,flu}$: variación de temperatura equivalente a la deformación por retracción y fluencia. Siempre será un valor negativo, o los casos en los que no se considera en la hipótesis.

2.4.4 Método de Cálculo

El método que se va a considerar aquí es un método paso a paso con análisis de convergencia por el *Método de Newton-Raphson*, ya que es método que utiliza el programa que se va a usar para este proyecto, SAP 2000.

El cálculo se lleva a cabo asumiendo que la carga se aplica sobre el elemento como suma de un conjunto de incrementos, para cada uno de los cuales se obtiene una configuración de equilibrio. Esta configuración representa un estado del elemento, en el que los resultados son compatibles, se encuentran en equilibrio y satisfacen las ecuaciones constitutivas o de comportamiento del material del elemento en estudio. Una vez conocido el valor del esfuerzo axial, se puede conocer la rigidez de segundo orden de cada pieza prismática (k'') y de la estructura (K'')

$$F = K''(F) \cdot U$$

Esto indica que la matriz K'' es una función de las cargas. Se asume que el esfuerzo axial es conocido, por ejemplo nulo, a partir del cual la matriz K'' es constante e independiente de las cargas. Con estas premisas se aplican los métodos lineales y se obtienen los desplazamientos nodales U y todos los esfuerzos internos. De esta manera el programa sigue los siguientes pasos:

1. Se adopta un valor del esfuerzo axial nulo.
2. Se determinan los coeficientes de estabilidad para cada pieza prismática A_i, B_i, \dots
3. Se plantea las ecuaciones de equilibrio $F = K'' \cdot U$
4. Se resuelve el sistema de ecuaciones, determinando el valor de $U = K''^{-1} \cdot F$
5. Se calculan todos los esfuerzos, incluyendo el valor de los esfuerzos axiales N .
6. Si la diferencia entre los desplazamientos (U) de dos iteraciones sucesivas es menor que un determinado valor, el proceso se detiene, en caso contrario se continúa en el paso siguiente.
7. Se adopta el valor del esfuerzo axial, determinado en el paso 5.
8. Se vuelve al paso 2, con un valor de F_i mejorado.

El diagrama de flujo correspondiente es:

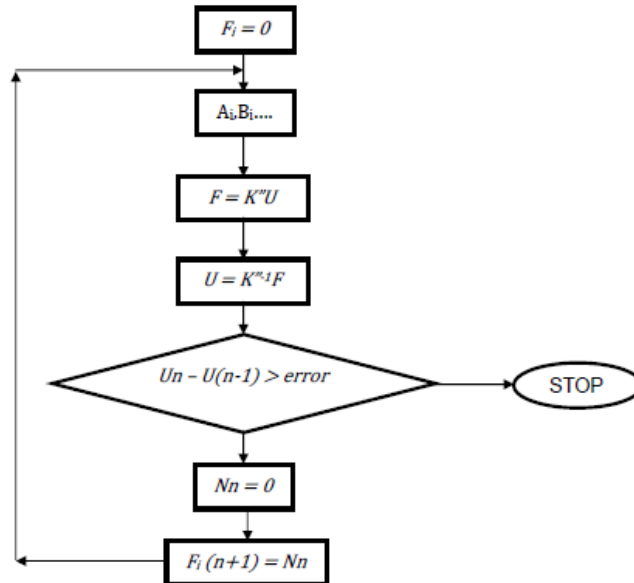


Figura 19 Diagrama de flujo del cálculo no lineal

El hecho de comparar los desplazamientos y no los esfuerzos axiales se debe a que las incógnitas del problema son los desplazamientos, a través de los cuales se determinan los demás esfuerzos.

A partir del desplazamiento hallado, el método de Newton – Raphson utiliza la tangente para encontrar un incremento de desplazamiento modificando las rigideces originales y determinando un nuevo valor mejorado. Se va iterando hasta que la diferencia entre dos procesos iterativos sea menor que un determinado error.

La carga total F_a se aplica en la primera interacción. El resultado es u_1 . Con ese desplazamiento se determinan los correspondientes esfuerzos axiales N y, a partir de los mismos, los coeficientes de estabilidad y la matriz K'' . Se obtiene el producto matricial $F = K'' \cdot U$ y se determina un punto de la función desconocida: F_1 . La diferencia entre F_a y F_1 es la *fuerza residual*, que debe ser suficientemente pequeño para que la solución converja. Si $F_a \neq F_1$, el sistema no está en equilibrio, por lo tanto, una nueva matriz de rigidez se calcula en base a la nueva condición. Este proceso se repite hasta que $F_a = F_1$. En este ejemplo, después de la cuarta iteración, el sistema logra el equilibrio y la solución converge.

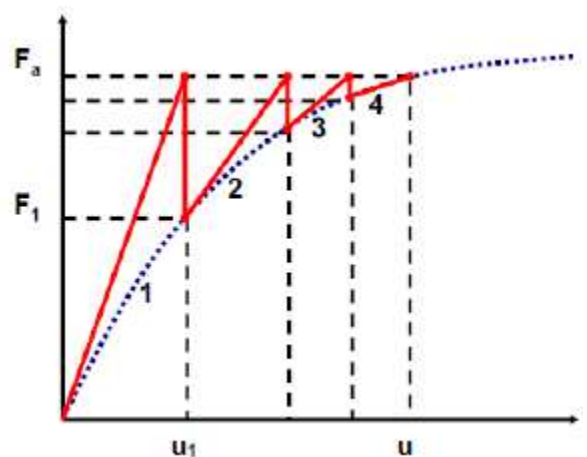


Figura 20 Método Newton-Raphson

ANTECEDENTES

3 DESARROLLO

En esta parte del proyecto se van a centrar en el desarrollo que se ha llevado a cabo con las distintas consideraciones que hay que tener en cuenta.

3.1 Definición del modelo.

Se han definido anteriormente tres modelos de estudio, con características diferentes de apoyos y de tipo de carril (continuo o con juntas de dilatación). En este apartado se van a especificar las características que tienen en común: el tipo de tablero, carriles, apoyos, etc.

La sección del modelo, comenzando por la parte superior, se compone de: dos vías con carriles tipo UIC-60; estas se apoyan mediante las traviesas sobre una capa de balasto; todo esto se coloca sobre un tablero tipo viga cajón, con un área de $9,1 \text{ m}^2$; finalmente, el sistema transmite los esfuerzos a la cimentación a través de unos dispositivos de apoyo tipo POT. En la siguiente figura se muestran todos los elementos que componen la sección estructural del modelo.

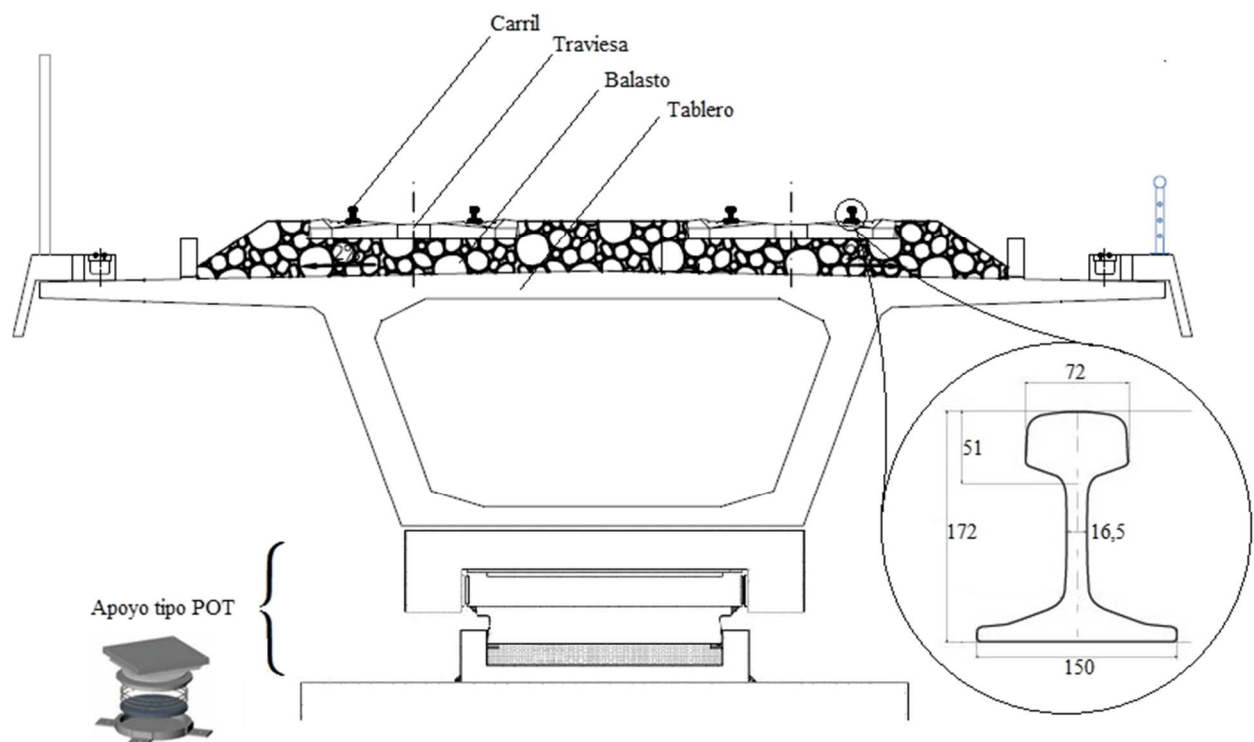


Figura 21 Sección estructural del modelo

En el modelo realizado, no se incluyen los apoyos tipo POT, porque se considera que el efecto de rozamiento es muy pequeño en comparación con el resto de acciones.

Como ya se comentó anteriormente, la correspondiente ley de comportamiento para el caso de vía sobre balasto, quedaría de la siguiente forma:

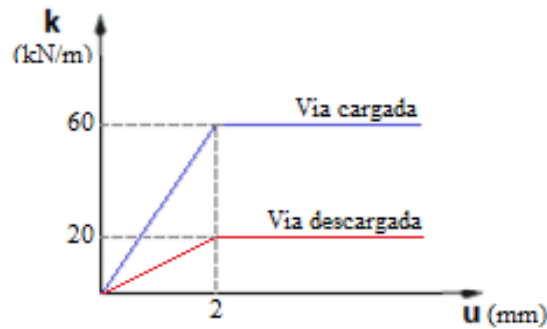


Figura 22 Ley de comportamiento para una vía sobre balasto

3.1.1 Características de los materiales

Respecto a los materiales, se va a disponer tanto de hormigón para el tablero, como de acero para los carriles. Las respectivas características se encuentran en las siguientes tablas:

- Características del acero:

Tabla 2 Características del acero

Límite elástico característico f_{yk} (N/mm ²)	Módulo de elasticidad, E (N/mm ²)	Coefficiente de dilatación térmica α (°C ⁻¹)	Coefficiente de expansión volumétrica γ (kN/m ³)
800	206010	$1,05 \cdot 10^{-5}$	77,01

- Características del hormigón:

Tabla 3 Características del hormigón

Tipo de hormigón	Consistencia	Árido	Tipo de cemento	f_{ck} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	α (°C ⁻¹)	γ (kN/m ³)
HP-40	Blanda	Caliza densa	Endurecimiento lento	40	30891	$1,05 \cdot 10^{-5}$	24,53

3.1.2 Tensiones admisibles en el carril

En el análisis de interacción, las tensiones obtenidas en el carril por variación de la temperatura del tablero tienen carácter de “sobretensiones”, que incrementan las tensiones que puedan existir por la variación de temperatura del carril confinado ($\sigma_c = \alpha_c \cdot \Delta T_c \cdot E_c$).

Como ya se dijo anteriormente, las tensiones máximas adicionales según la norma por la acción de la temperatura y sobrecargas de uso se limitan a 72 MPa en compresión, y 92MPa en tracción.

Por tanto, las tensiones totales máximas que podrá alcanzar el carril, serán éstas más las debidas a la temperatura del carril:

$$\sigma_{TRAC} = 92 + (E \cdot \alpha \cdot \Delta T_c)$$

$$\sigma_{COMP} = -72 - (E \cdot \alpha \cdot \Delta T_c)$$

Siendo: $E = 206.010 \text{ MPa} \equiv$ Módulo de elasticidad del acero

$\alpha = 1,05 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \equiv$ Coeficiente de dilatación térmica del acero

Por lo tanto, los valores alcanzados son de 200,16 MPa en tracción y 180,16 MPa en compresión.

3.1.3 Deformaciones por retracción y fluencia

Al tener definida la sección del tablero, se pueden obtener las deformaciones provocadas por retracción y fluencia del hormigón. El acortamiento que se produce por estas deformaciones depende de la longitud de del vano correspondiente:

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L$$

El coeficiente de deformación por retracción para esa tipología definida es de $\varepsilon_{retrac} = 0,00027$.

Respecto a la fluencia, se tiene un coeficiente de fluencia de $\varphi = 1,203$. Para el cálculo de la deformación de fluencia, se necesita la tensión que provoca el pretensado de la armadura sobre el hormigón.

$$\varepsilon_{fluenc} = \varphi \cdot \frac{P_k}{E_c \cdot A_c}$$

Siendo: $P_k \equiv$ Fuerza en el tendón

$E_c \equiv$ Módulo de deformación longitudinal del hormigón.

$A_c \equiv$ Área de la sección de hormigón.

DESARROLLO

Se va a disponer de un acero Y1860S7 para dicha armadura, lo que supone una carga de rotura de 1860 MPa. La fuerza de tesado σ_0 ha de proporcionar una tensión no mayor del 0,75 de dicha tensión:

$$\sigma_0 = 0,75 \cdot f_{pm\acute{a}x} = 1395 \text{ MPa}$$

La sección elegida para este proyecto es la siguiente, con un área total de armadura pretensada de 0,04 m².

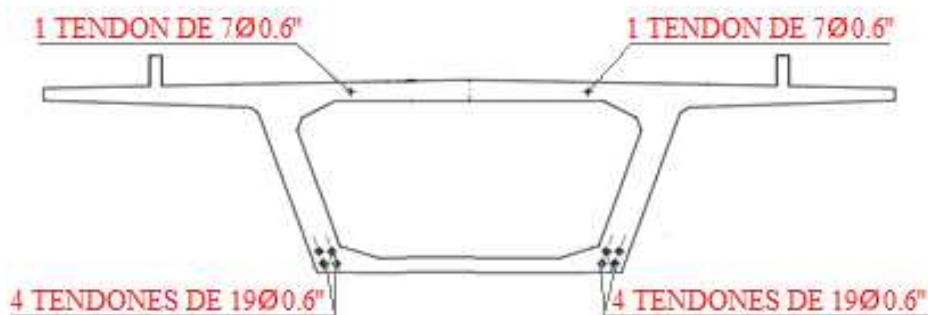


Figura 23 Disposición de los tendones en la sección del tablero

Para el cálculo de la fuerza en el tendón es necesario obtener el área de la sección de todos los tendones y la carga de rotura. A esta fuerza se le van a suponer unas pérdidas del 20 %.

$$P_k = 0,8 \cdot A_p \cdot \sigma_0 = 0,8 \cdot 0,04 \cdot 1395 = 44.372,16 \text{ kN}$$

Por tanto, la deformación axial debida a la fluencia sería:

$$\varepsilon_{fluenc} = \varphi \cdot \frac{P_k}{E_c \cdot A_c} = 1,203 \cdot \frac{44.372,16 \text{ kN}}{30.891 \cdot 10^3 \text{ KPa} \cdot 9,1 \text{ m}^2} = 0,00014035$$

3.1.4 Pilas

La sección de las pilas es rectangular hueca, de 5m por 2,5m, con una longitud de 15 m por pila, como se muestra en la siguiente imagen:

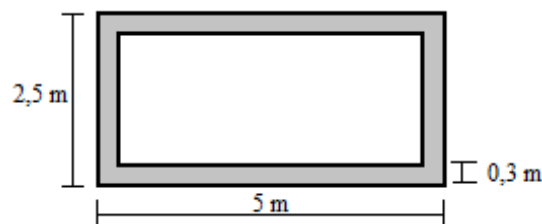


Figura 24 Sección de las pilas

Dicha sección, tendrá una inercia definida por:

$$I_{secc} = \frac{1}{12} (2,5 \cdot 5^3) - \left[\frac{1}{12} (2,5 - 0,3) \cdot (5 - 0,3)^3 \right] = 7,01 \text{ m}^4$$

Las pilas tienen la rigidez de un elemento empotrado-articulado, por tanto, su rigidez viene definido por la siguiente ecuación:

$$k = 3 \cdot \frac{E \cdot I}{L^3} = 260.420 \text{ kN/m}$$

3.2 Descripción del procedimiento

Con todos estos datos, se va a calcular con el programa de elementos finitos (SAP 2000) los esfuerzos y desplazamientos para las distintas hipótesis posibles.

Con cada tipo de modelo, se irá variando la longitud para obtener la máxima distancia, sin superar tensiones o desplazamientos, que se pueda alcanzar. También se va a estudiar la influencia al incluir un mayor o menor número de vanos.

3.3 Obtención de los resultados

A continuación se va a proceder a iterar en la hoja de cálculo para obtener los resultados para cada tipología estructural.

En los casos de modelos sin aparato de dilatación, la comprobación a realizar será en tensiones máximas admisibles. En las gráficas de los resultados se podrá observar dos líneas rojas, una superior y otra inferior. Estas indican la tensión máxima de tracción y compresión que se podrá alcanzar en el carril.

Para el caso de aparato de dilatación, la comprobación que interesa es en desplazamientos del carril. Esta limitación puede ser debido a la capacidad de movimiento de los aparatos de dilatación. Actualmente, gracias a los avances tecnológicos, existen aparatos con 1200 mm de dicha capacidad. Por lo tanto, el recorrido máximo que podrá realizar el aparato, en compresiones y tracciones será de 1200 mm.

3.3.1 Modelo 1

El primer cálculo se va a realizar con un puente de 2 vanos, de 45 m de longitud cada uno. Este primer valor es debido a que la normativa limita los puentes de hormigón a 90 m de longitud de dilatación, con ciertas condiciones que se irán comprobando.

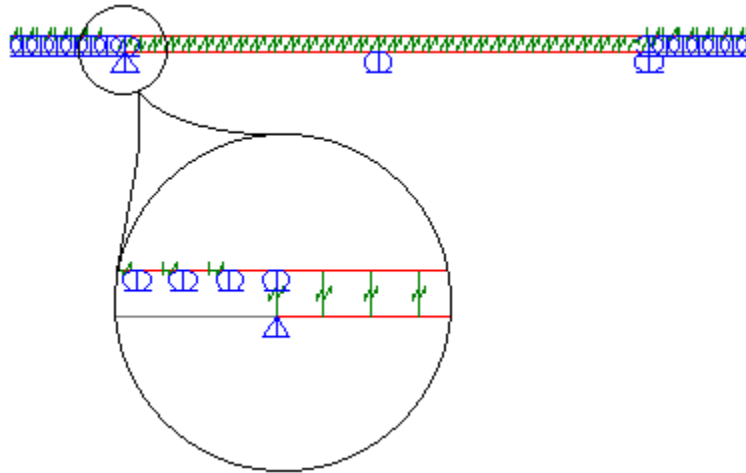


Figura 25 Modelo numérico 1

3.3.1.1 Sin aparato de dilatación

Tras realizar varias iteraciones, se alcanza la máxima compresión al llegar a una longitud de 78 metros, divididos en 2 vanos de 38 metros.

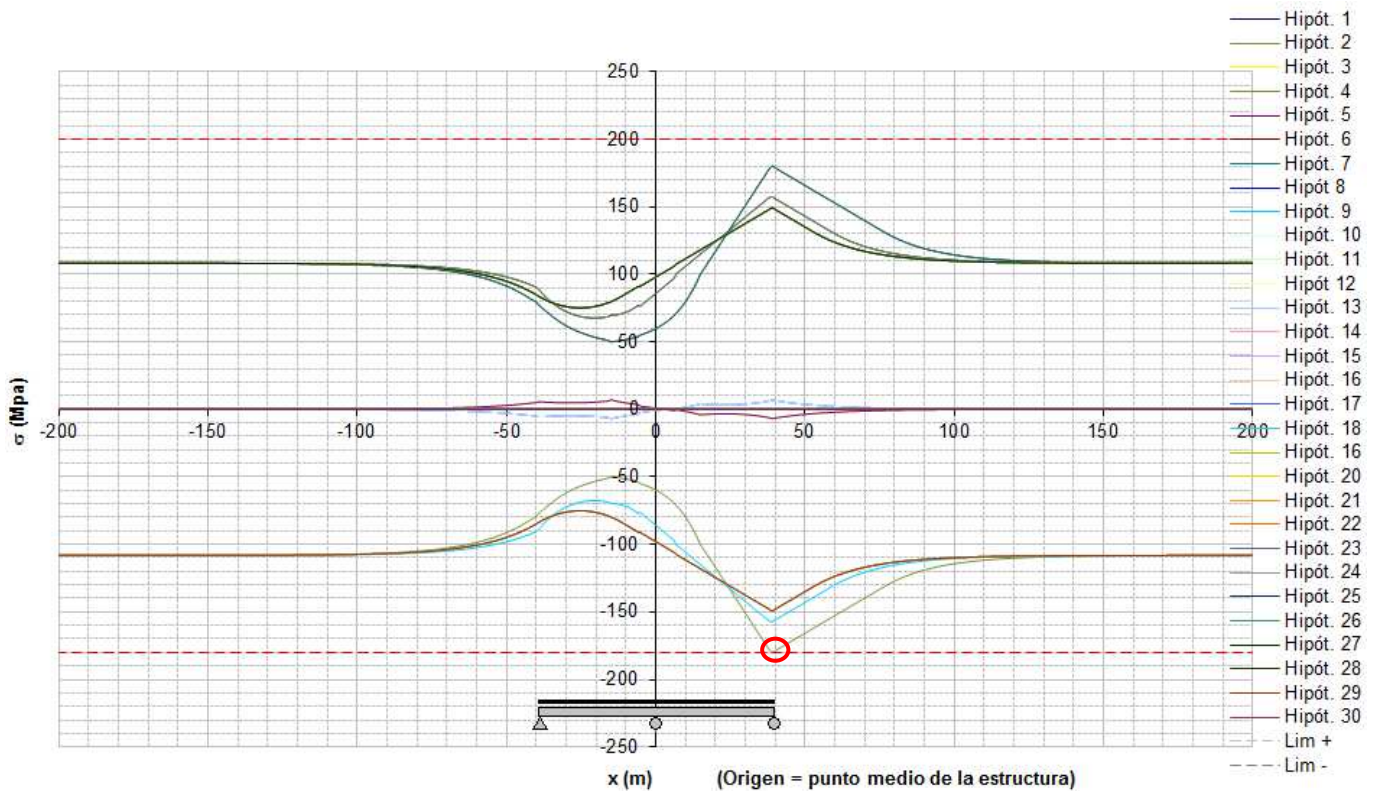


Figura 26 Gráfica de tensiones de los resultados del modelo 1 sin aparato de dilatación

Tabla 4 Valores de las tensiones del modelo 1 sin aparato de dilatación

TENSIONES					
Mínimos			Máximos		
Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)	Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)
4	39	-180,04	6	39	180,00

Tabla 5 Valores de los desplazamientos del modelo 1 sin aparato de dilatación

DESPLAZAMIENTOS DE LA VÍA					
Mínimos			Máximos		
Hipótesis	x (m)	Valor (mm)	Hipótesis	x (m)	Valor (mm)
8	-1,00	-0,94	3	-1	0,94

En viaductos de tablero continuo con un apoyo fijo en uno de sus extremos y los demás móviles, el Eurocódigo-1 permite longitudes de hasta 60 metros para estructuras de acero que soporten vías sobre balasto y de hasta 90 metros para estructuras de hormigón o mixtas con vías sobre balasto, sin necesidad de usar aparatos de dilatación de vía.

Con el modelo realizado se ha alcanzado a un valor menor que el recomendado por la norma.

3.3.1.2 Con aparato de dilatación

La longitud total a la que se ha alcanzado al incluir junta de dilatación es de 1050 metros, repartidos en 30 vanos de 35 metros cada uno. La junta se ha colocado al final del puente, en el estribo móvil. Como se puede observar, el deslizamiento máximo de la junta no supera los 1200 mm permitidos por el recorrido del aparato.

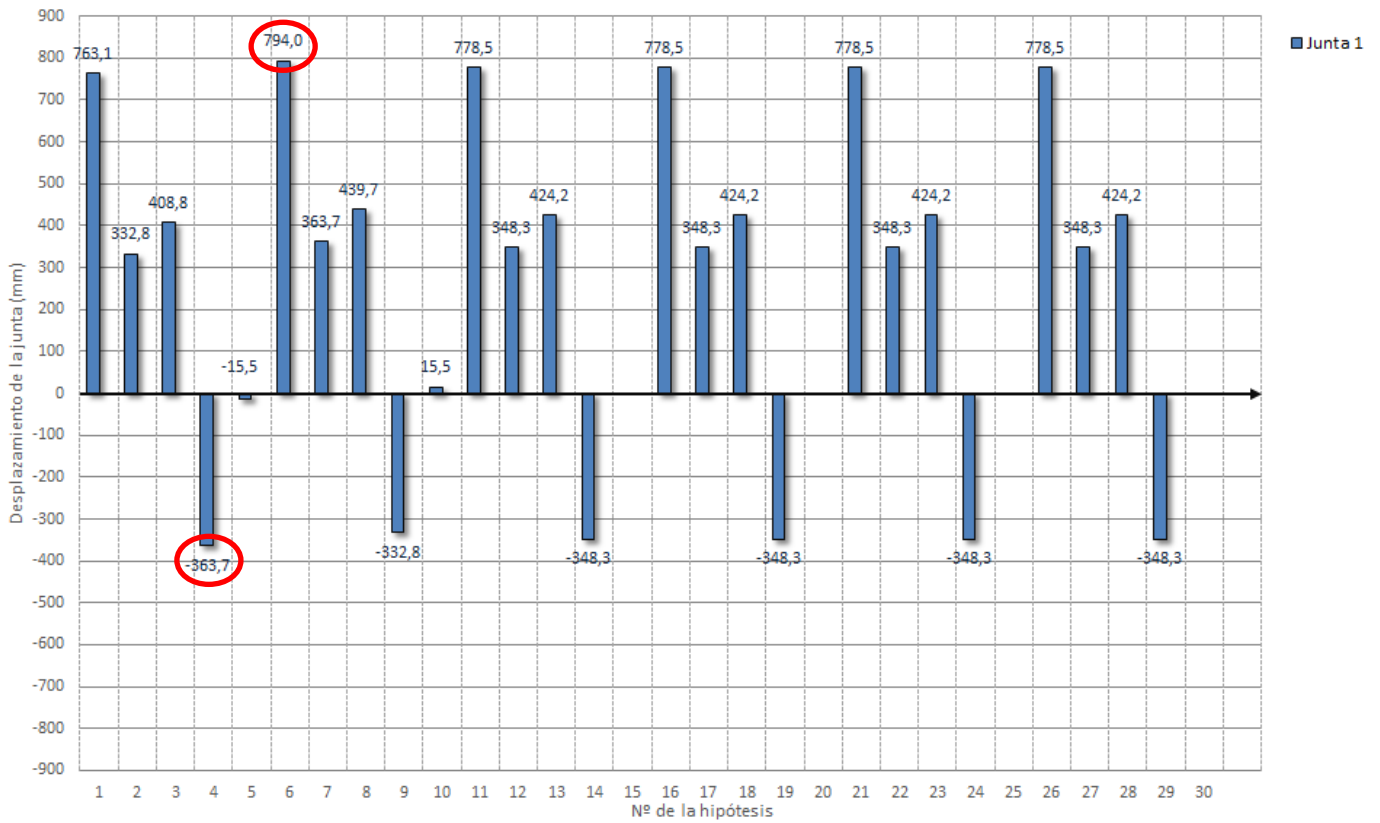


Figura 27 Gráfica de desplazamientos del modelo 2 con aparato de dilatación

Tabla 6 Valores de las tensiones del modelo 1 con aparato de dilatación

TENSIONES					
Mínimos			Máximos		
Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)	Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)
9	-925,00	-108,16	2	-925,00	-108,16

Tabla 7 Valores de los desplazamientos del modelo 1 con aparato de dilatación

DESPLAZAMIENTOS DE LA JUNTA DE DILATACIÓN			
Mínimos		Máximos	
Hipótesis	Valor (mm)	Hipótesis	Valor (mm)
4	-363,74	6	794,02

Se puede observar que mejora considerablemente las tensiones al incluir los aparatos de dilatación. Esto se consigue a costa de aumentar los desplazamientos en el carril mediante las juntas de dilatación.

3.3.2 Modelo 2

En la primera iteración de este modelo se va a comenzar por una longitud total de 200 metros, el doble del valor que se obtuvo en el modelo anterior. Esto se debe a que este modelo, al tener un apoyo fijo en el centro y móviles en los extremos, se comporta como el modelo 1 en ambas direcciones, y por tanto, la longitud que se consigue será aproximadamente el doble. Al disponer de un apoyo móvil en el centro del tablero, se van a modelizar cuatro vanos, de 50 metros cada uno.



Figura 28 Modelo numérico 2

3.3.2.1 Sin aparato de dilatación

Tras sucesivas iteraciones, la longitud máxima que se ha alcanzado adoptando esta tipología ha sido de 164 metros, divididos en cuatro vanos de 41 metros.

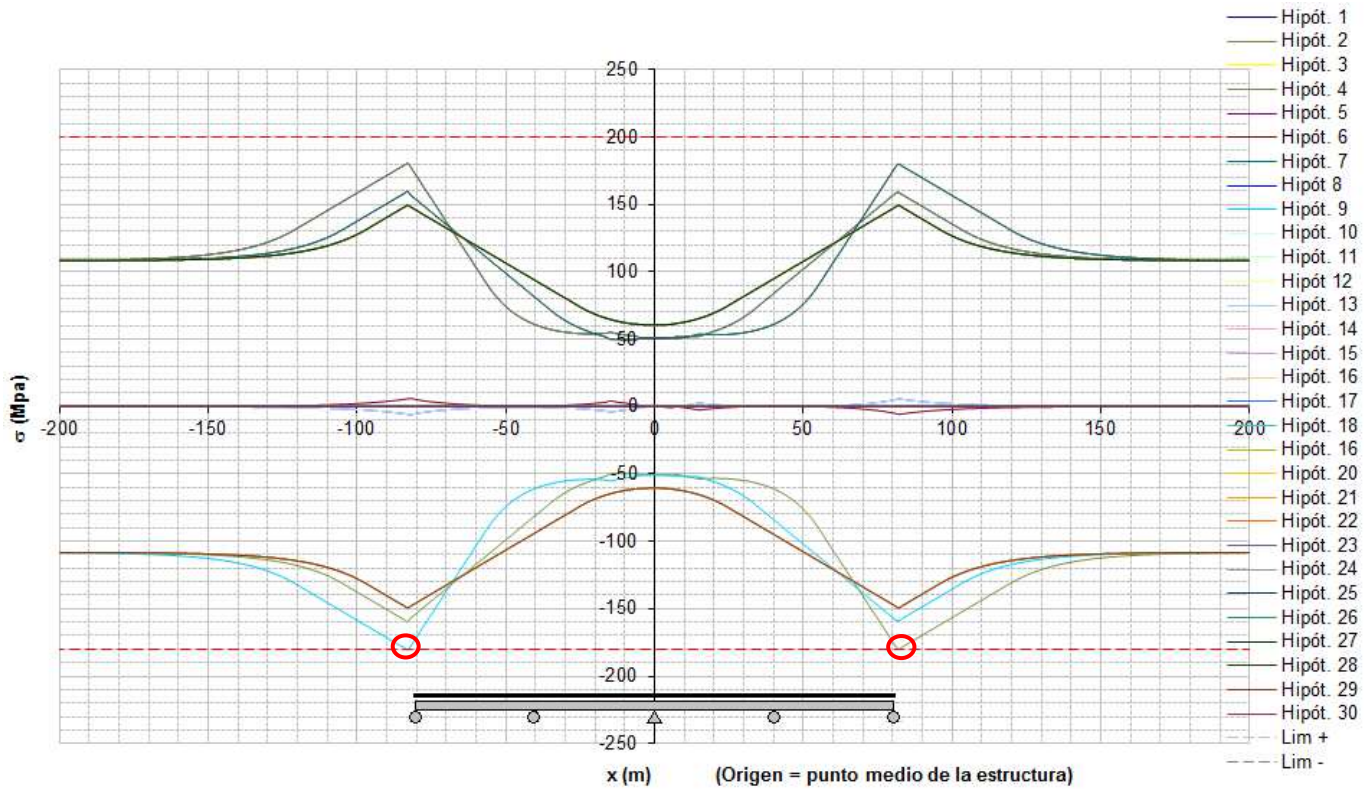


Figura 29 Gráfica de tensiones de los resultados del modelo 2 sin aparato de dilatación

Tabla 8 Valores de las tensiones del modelo 2 sin aparato de dilatación

TENSIONES					
Hipótesis	Mínimos		Hipótesis	Máximos	
	x (m)	Valor (MPa)		x (m)	Valor (MPa)
9	-83	-180,10	2	-83,00	180,10

Tabla 9 Valores de los desplazamientos del modelo 2 sin aparato de dilatación

DESPLAZAMIENTOS DE LA VÍA					
Hipótesis	Mínimos		Hipótesis	Máximos	
	x (m)	Valor (mm)		x (m)	Valor (mm)
8	0,00	-1,04	3	0,00	1,04

Con este método, se logran viaductos de mayor longitud conservando la característica de no usar aparatos de dilatación de. La realización del punto fijo se consigue normalmente mediante una pila en “V” invertida o introduciendo un vano corto en esquema pórtico (tablero empotrado en

ambas pilas). En este caso, ambos estribos serán móviles y podrán tener amortiguadores para limitar los movimientos de frenado. Entonces, con esta configuración se pueden conseguir longitudes de hasta 224 metros sin necesidad de aparatos de dilatación de vía.

3.3.2.2 Con aparato de dilatación

Con esta disposición de los apoyos y dos aparatos de dilatación en ambos estribos, se ha alcanzado una longitud de 2025 metros, en 50 vanos de 40,50 metros.

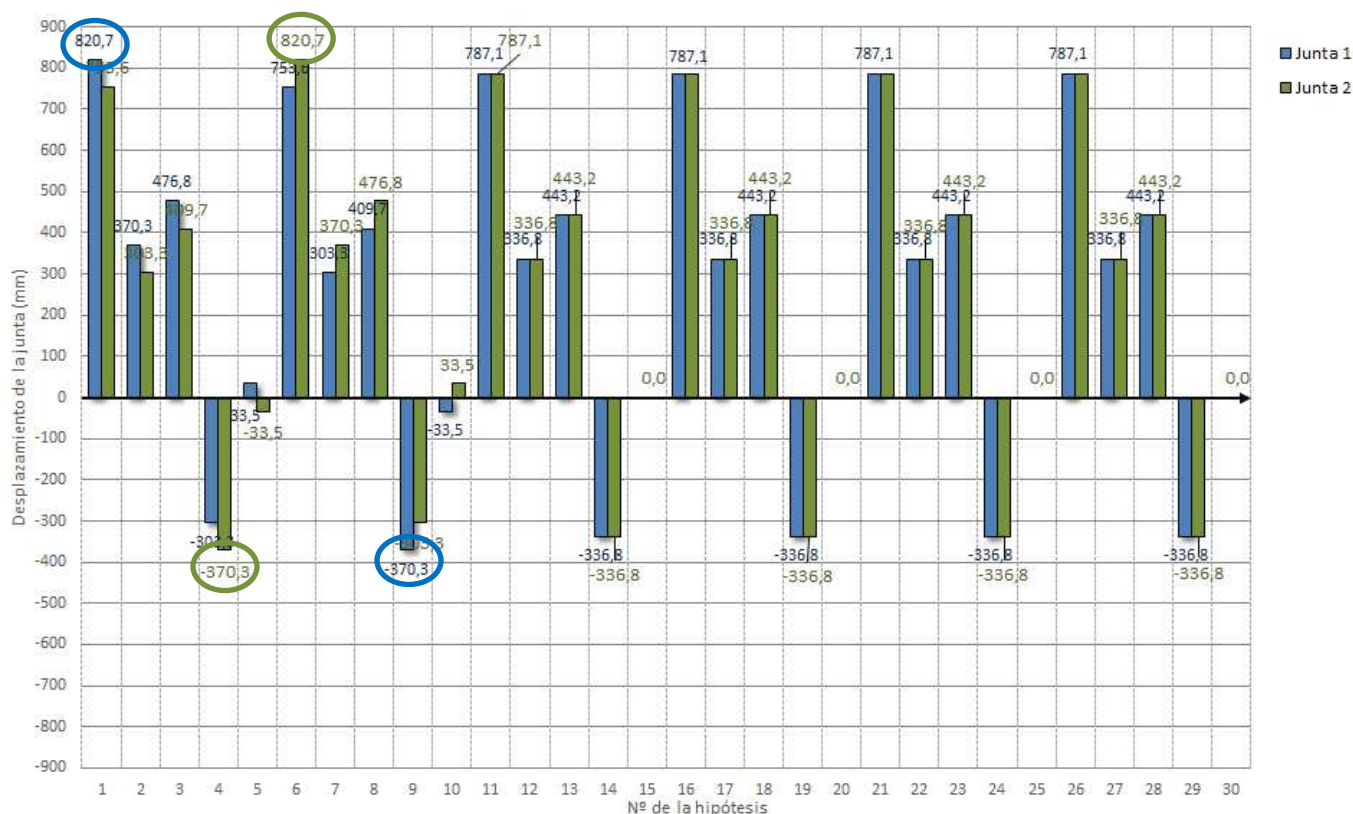


Figura 30 Gráfica de desplazamientos del modelo 2 con aparato de dilatación

Se puede observar que el recorrido de las juntas de dilatación no supera los 1200 mm permitidos para este tipo de aparato, en ninguna de las dos juntas.

Tabla 10 Valores de las tensiones del modelo 2

TENSIONES					
Mínimos			Máximos		
Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)	Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)
4	-1412,50	-108,16	1	-1412,50	-108,16

Tabla 11 Valores de los desplazamientos de la junta 1 del modelo 2

DESPLAZAMIENTOS DE LA JUNTA DE DILATACIÓN 1			
Mínimos		Máximos	
Hipótesis	Valor (mm)	Hipótesis	Valor (mm)
9	-370,30	1	820,66

Tabla 12 Valores de los desplazamientos de la junta 2 del modelo 2

DESPLAZAMIENTOS DE LA JUNTA DE DILATACIÓN 2			
Mínimos		Máximos	
Hipótesis	Valor (mm)	Hipótesis	Valor (mm)
4	-370,30	6	820,66

3.3.3 Modelo 3

Este modelo no se va a calcular con aparato de dilatación, ya que resulta inservible para este tipo de puente. Esto se debe a que los puentes isostáticos cada vano se comporta de forma independiente como un caso de apoyo fijo en un extremo y móvil en el otro, sin influir demasiado en los vanos contiguos

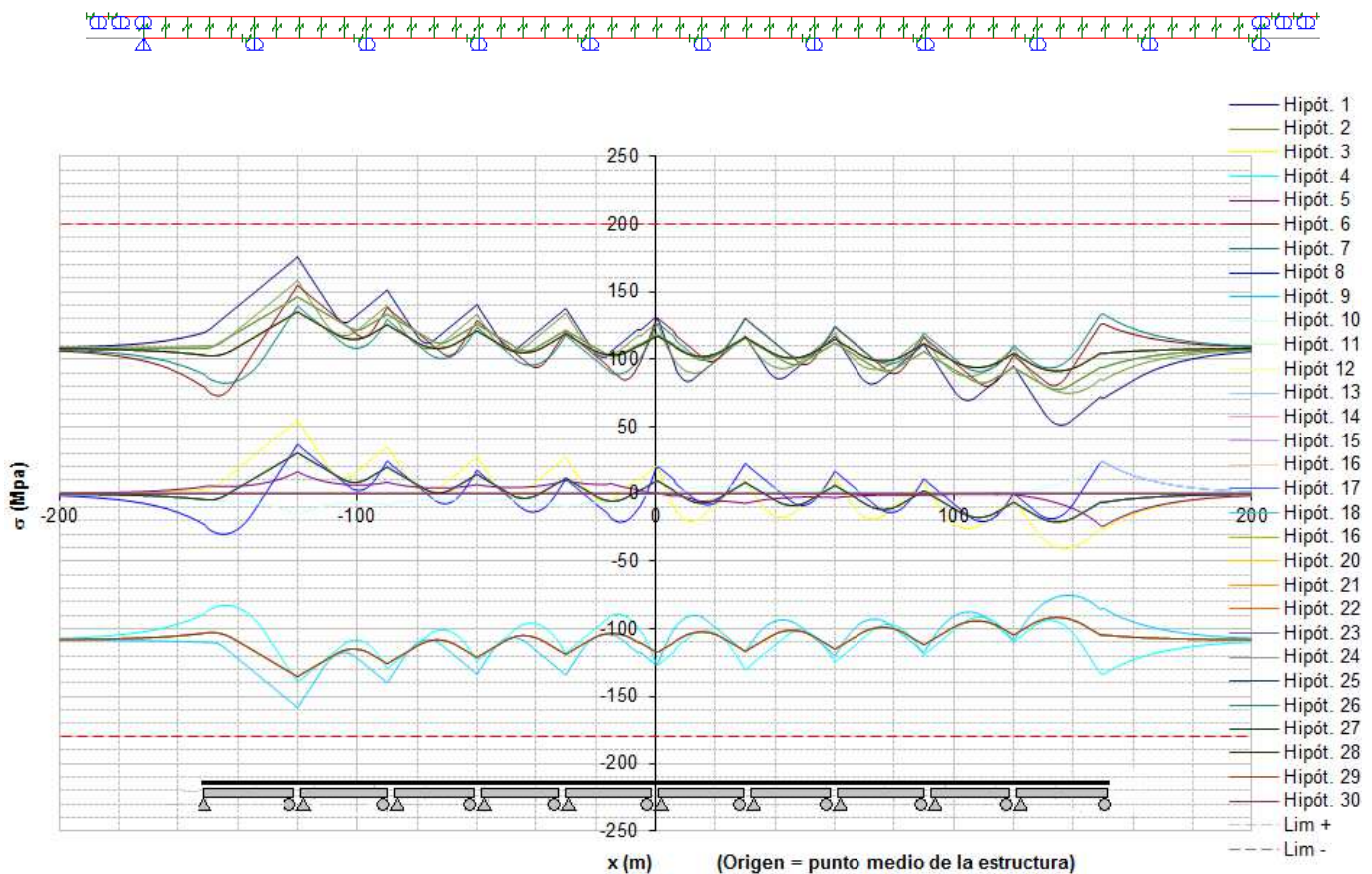


Figura 31 Gráfica de tensiones de los resultados del modelo 3 sin aparato de dilatación

El inconveniente de esta tipología es la longitud que puede alcanzar cada vano. Se recomienda que los vanos no superen los 30 metros. Este límite es debido a que, al no ser continuos, al ser isostáticos, flectarán más que si fueran continuos, hiperestáticos.

Tabla 13 Valores de las tensiones del modelo 3

TENSIONES					
Hipótesis	Mínimos		Máximos		
	x (m)	Valor (MPa)	Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)
9	-120,00	-158,04	1	-120,00	175,49

Tabla 14 Valores de los desplazamientos del modelo 3

DESPLAZAMIENTOS DE LA VÍA					
Mínimos			Máximos		
Hipótesis	x (m)	Valor (mm)	Hipótesis	x (m)	Valor (mm)
10	151,00	-2,03	5	151,00	2,03

La alternativa a los viaductos de tablero continuo de longitud considerable son los viaductos formados por una sucesión de vanos isostáticos. La solución de tablero continuo es, casi siempre, superior a la de tramos isostáticos ya que la continuidad aporta mayor rigidez a igual masa, y por tanto una frecuencia de vibración mayor, lo que aleja las frecuencias naturales del puente de las cargas, previniendo los problemas de resonancia; y la posibilidad de utilizar pilas más altas y/o esbeltas. En cambio, la solución de sucesión de tramos isostáticos debe ser generosa en canto y debe apoyarse en pilas no muy altas y robustas. Esto se debe a que la fuerza de frenado se reparte entre las pilas y los carriles y, si las pilas no son suficientemente rígidas, los carriles se sobrecargan y pueden llegar a pandear. Pero la gran ventaja de una sucesión de vanos isostáticos es que no es necesario el uso de aparatos de dilatación de vía. Entonces, podemos afirmar del estudio realizado que para cualquier viaducto con altura de pilas relativamente pequeña, podrá ser adecuada la solución de un tablero formado por una sucesión de tramos isostáticos. Para alturas de pilas mayores, su canto vendría muy condicionado no por resistencia sino por deformación.

3.3.4 Influencia del número de vanos

Una vez obtenidas las máximas longitudes para cada tipo de estructura, se va a estudiar la influencia de poner más o menos número de vanos, con la misma longitud anteriormente calculada.

El primer modelo no se puede estudiar con otro número de vanos, ya que el tamaño de estos no tiene sentido que sean menores de 30 metros.

En el modelo dos, se va a calcular con el doble de los vanos anteriores, es decir, con 8.

TENSIONES					
4 Vanos			8 Vanos		
Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)	Hipótesis	x (m)	Valor (MPa)
9	-83,00	-180,10	9	-83,00	180,15

Se puede observar la poca influencia que tiene la longitud de los vanos sobre la tensión obtenida. Esto se debe a los tipos de apoyo POT, que permiten el deslizamiento longitudinal sin ofrecer resistencia.

4 CONCLUSIONES

Esta metodología de cálculo iterativo permite obtener de forma más aproximada el estado tensional asociado a las cargas propuestas, observándose como la limitación de los 90 metros de luz máxima para un tablero de hormigón (UIC 774-3), es del orden de las obtenidas en este proyecto.

Las longitudes obtenidas para cada modelo se aprecian en la siguiente imagen. Se puede observar que el modelo 2 tiene aproximadamente el doble de la longitud del 1, tanto en el caso sin aparato de dilatación como con este. Es interesante constatar que pese a la no linealidad del modelo el resultado presenta una cierta linealidad.

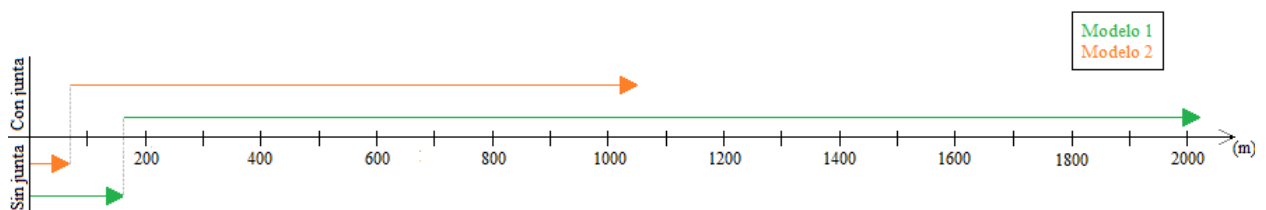


Figura 32 Resumen de las longitudes obtenidas con cada modelo

En el estudio realizado se han obtenido los resultados esperados con mayor precisión. Por tanto, se puede afirmar que el estudio y tiempo invertido en el desarrollo de este trabajo, ha permitido dar respuesta a los objetivos iniciales planteados, así como el disponer de una herramienta útil a nivel de diseño de proyecto.

4.1 Desarrollos futuros

En este modelo no se ha supuesto cargas verticales de flexión. Realizar estos cálculos incluyendo dichas cargas puede dar unos resultados más cercanos a la realidad. Ver cómo afectan estos esfuerzos al comportamiento del carril puede ser un nuevo campo que merece investigarse.

Respecto a los apoyos tipo POT, como ya se dijo anteriormente, en este modelo no se incluyen debido a la pequeña fuerza de rozamiento que tienen. Verificar esta hipótesis podría resultar interesante a la hora de afinar los resultados, incluyendo algún tipo de desviación respecto al comportamiento ideal supuesto, por ejemplo una cierta fricción dependiente del desplazamiento en el apoyo.

CONCLUSIONES

5 BIBLIOGRAFÍA

- [1] “Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril(IAPF)”. Ministerio de fomento. 2007
- [2] “TRack/bridge Interaction Recomendations for calculations”. UIC 773-3. 2001
- [3] “Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción”. Javier Manterola
- [4] “EHE-07”
- [5] “*Interacción vía-estructura en puentes de ferrocarril*”. Tesis de Óscar González Rodríguez. 2010
- [6] Revista “Hormigón y Acero” 62 (261). 2011
- [7] “Ejemplos de aplicación de la IAPF-07”. ACHE, Monografía 15
- [8] “Interacción vía estructura en puentes de ferrocarril”. Revista de Obras públicas nº3499. 2009
- [9] “Documentos complementarios no contradictorios para la aplicación de los Eurocódigos para el cálculo de puentes de ferrocarril.”. Ministerio de fomento. 2014

6 ANEXOS

6.1 Ábacos de interacción.

A.1 - Continuous welded rails

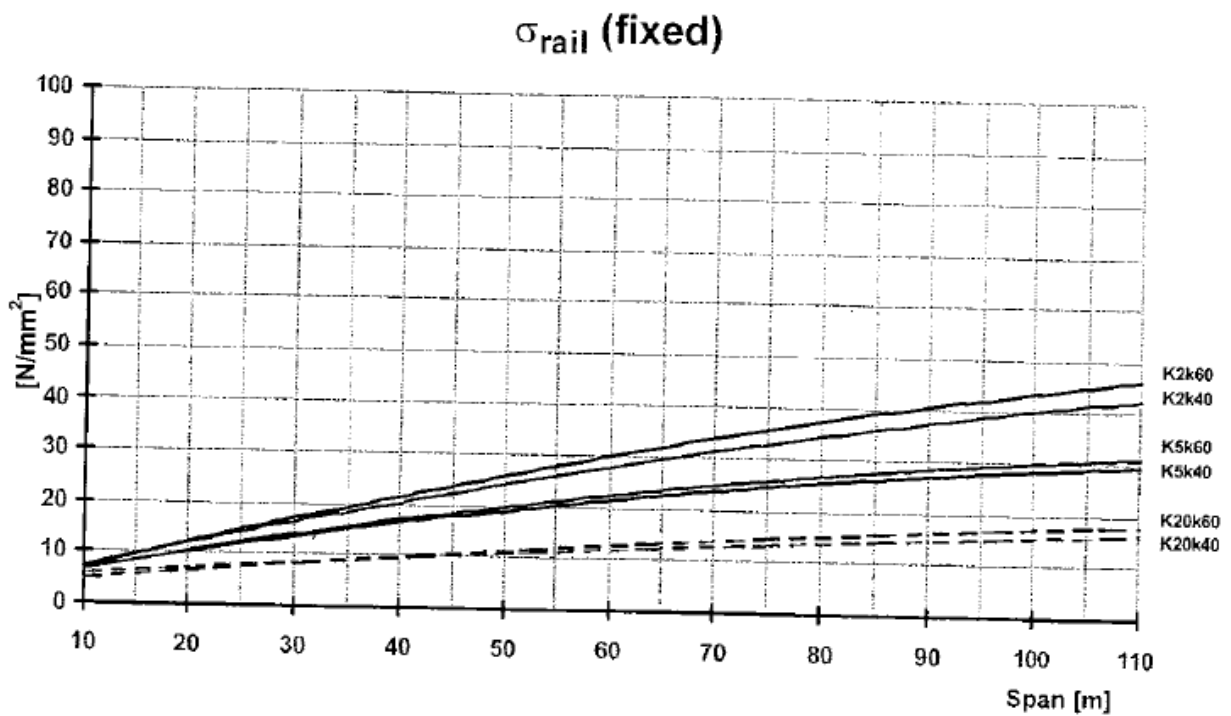


Fig. 1 - Braking load-case (fixed support) (20kN/m')

σ_{rail} (movable)

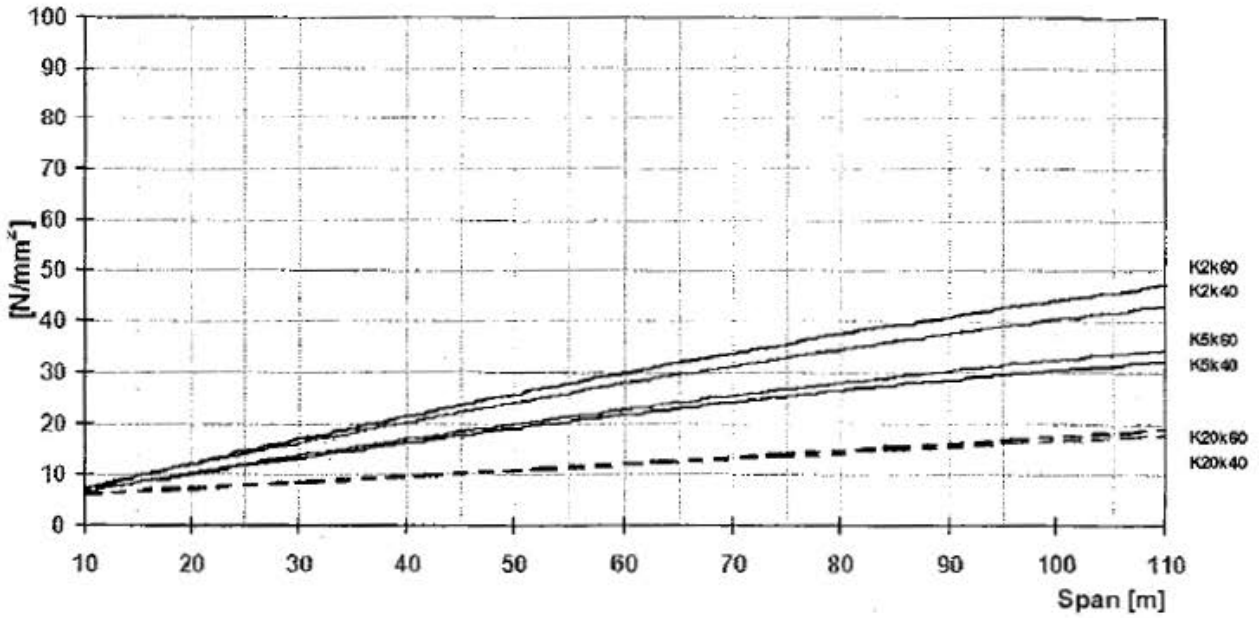


Fig. 2 - Braking load-case (movable support) (20kN/m')

F_{support}

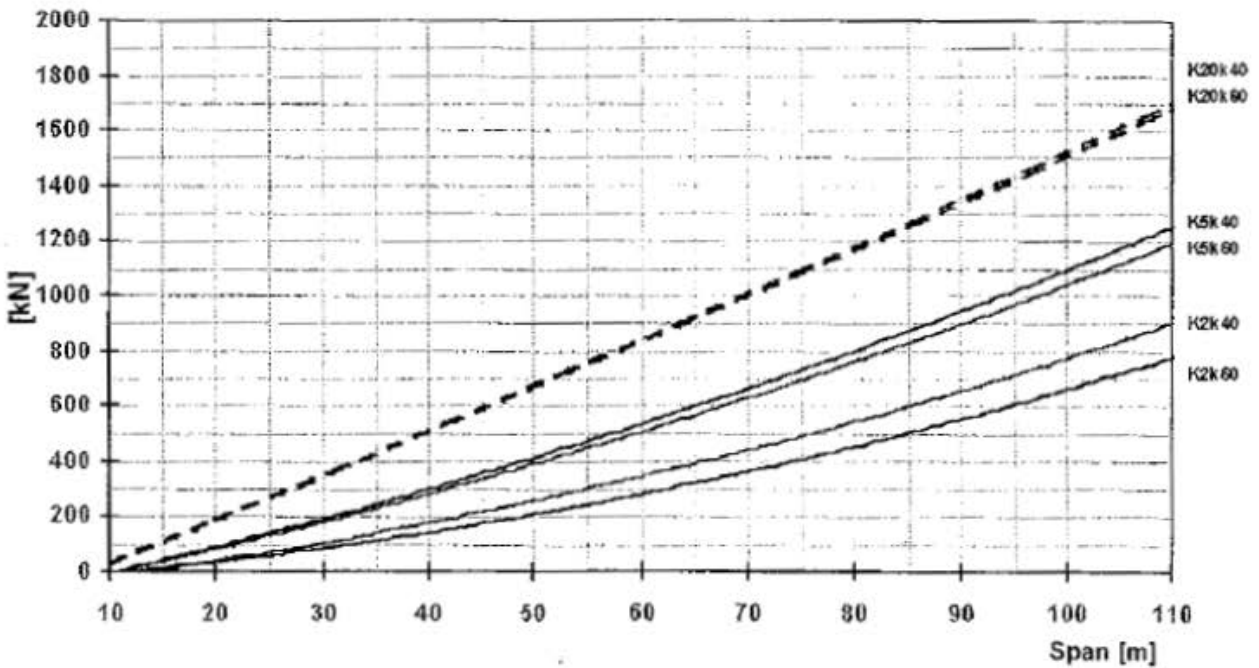


Fig. 3 - Braking load-case (20kN/m') (support reaction)

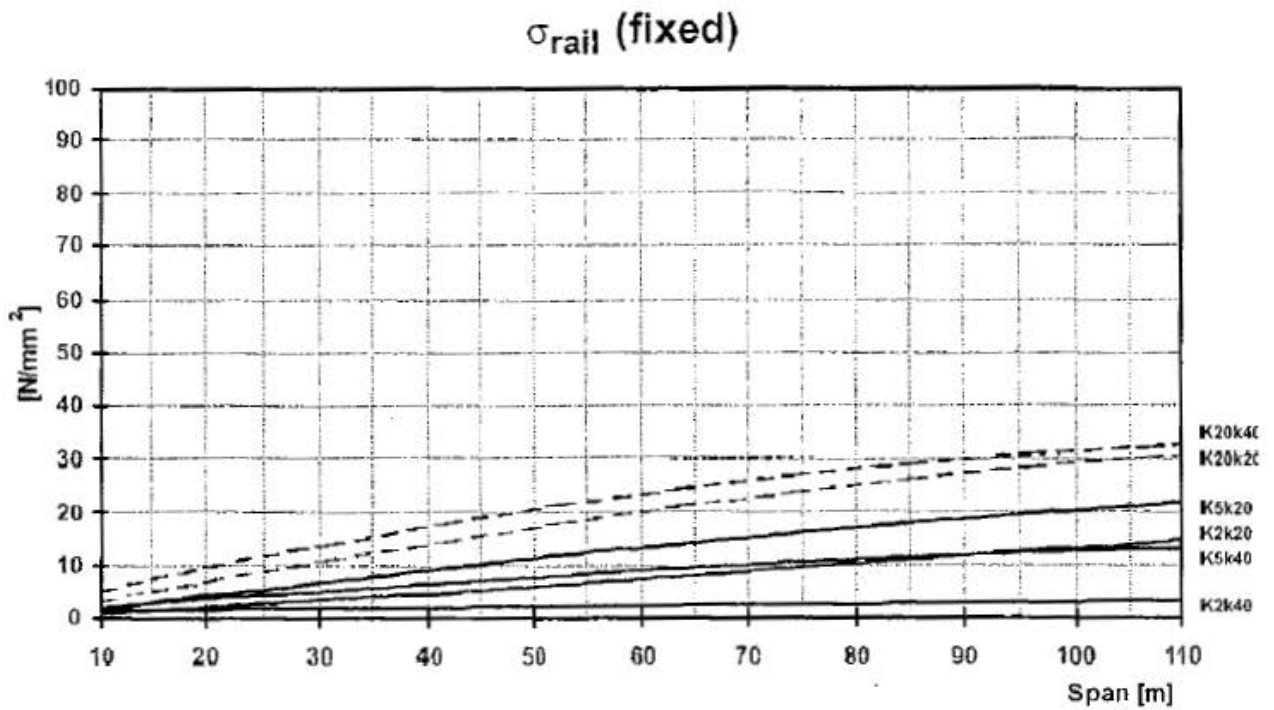


Fig. 4 - Temperature-variation load-case ($\Delta T_{\text{deck}} = 35^\circ\text{C}$) (fixed support)

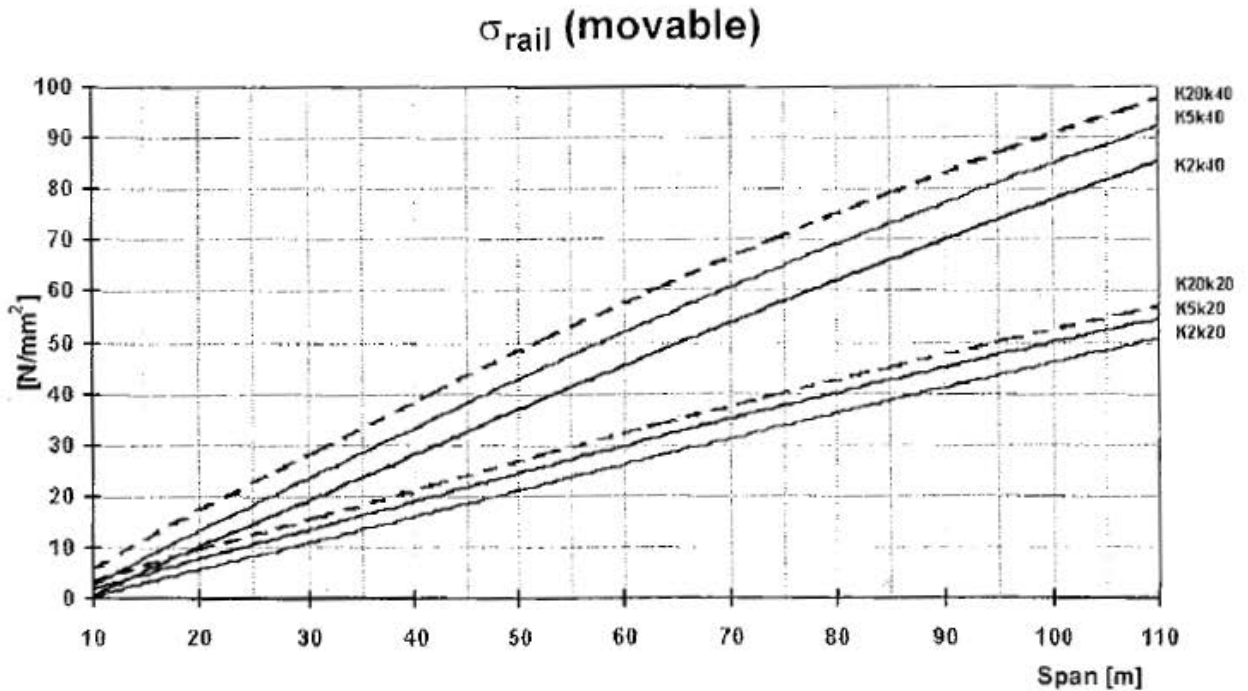


Fig. 5 - Temperature-variation load-case ($\Delta T_{\text{deck}} = 35^\circ\text{C}$) (movable support)

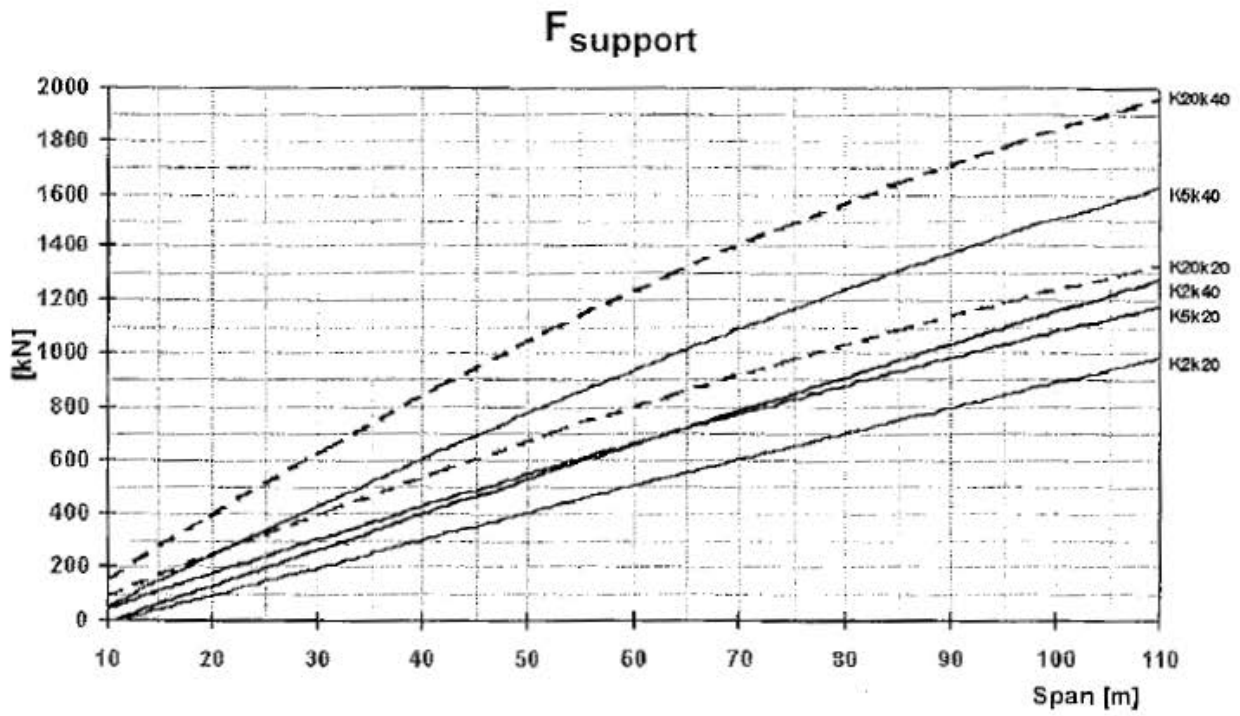


Fig. 6 - Temperature-variation load-case ($\Delta T_{deck} = 35^{\circ}\text{C}$) (support reaction)

A.2 - With an expansion device

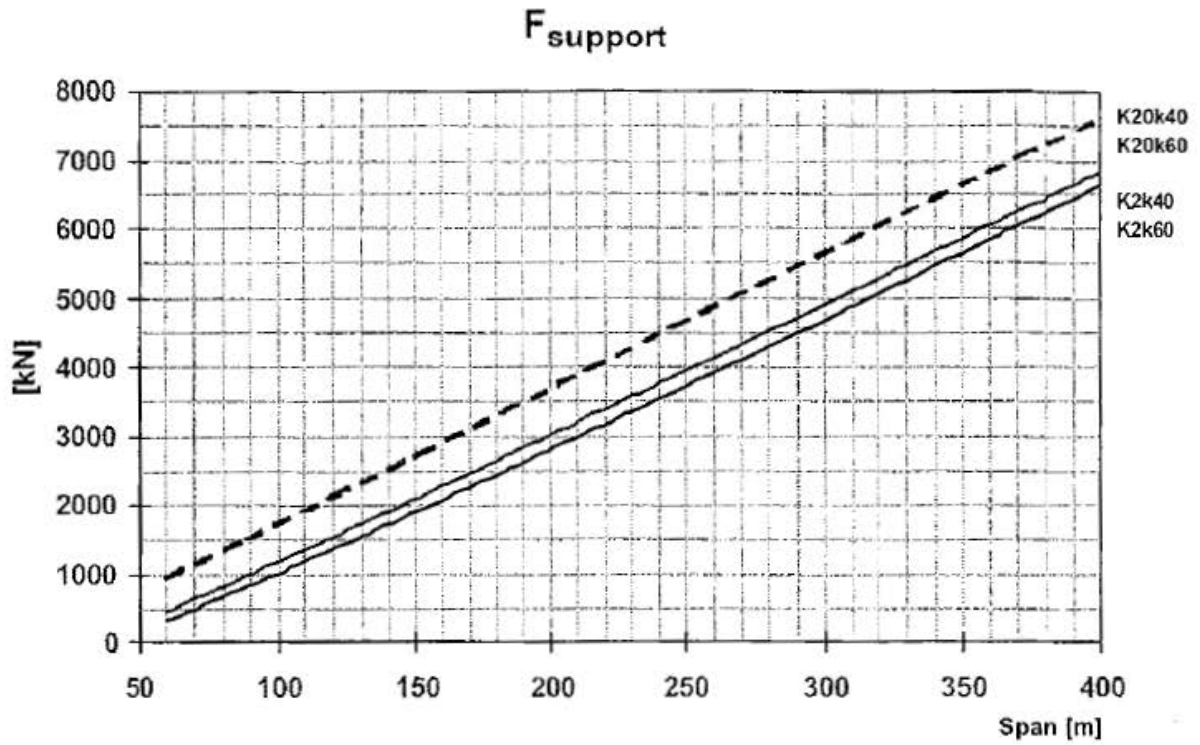


Fig. 7 - Braking load-case (20kN/m') (reaction of the fixed support)

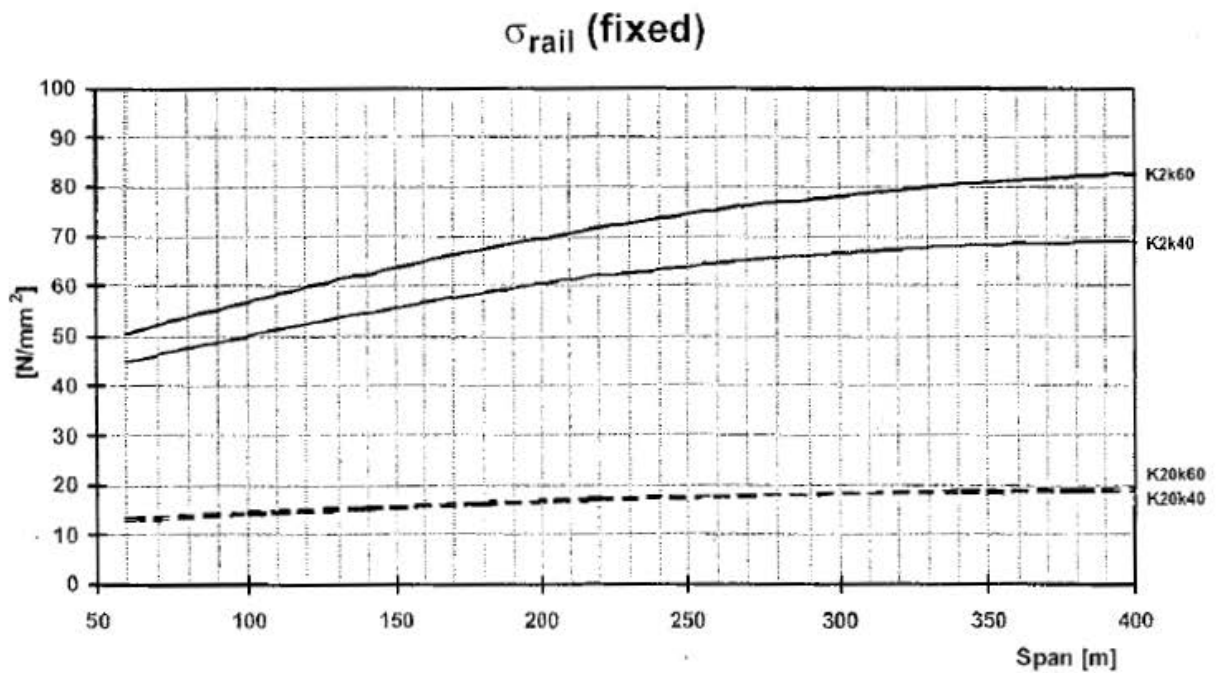


Fig. 8 - Braking load-case (20kN/m') (fixed support)

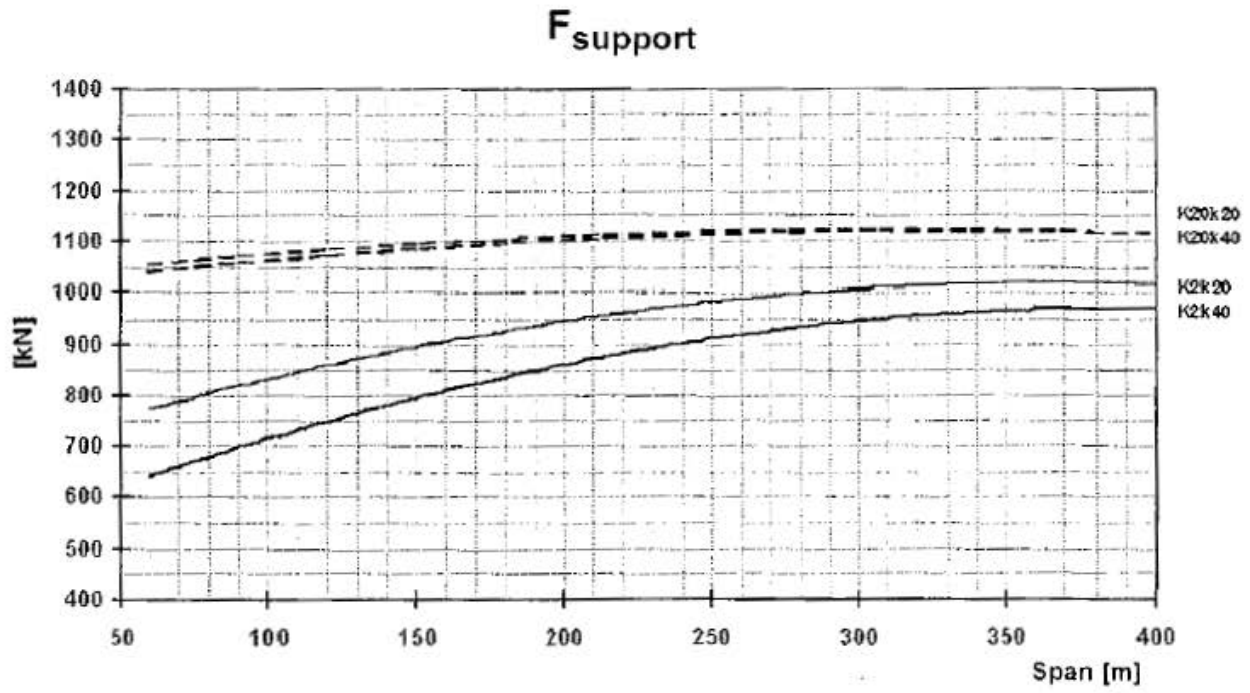


Fig. 9 - Temperature-variation load-case ($\Delta T_{\text{deck}} = 35^{\circ}\text{C}$; $\Delta T_{\text{rail}} = 50^{\circ}\text{C}$)