



Universidad Politécnica de Madrid

Escuela Técnica Superior de Ingeniero de
Caminos, Canales y Puertos

Interacción Vía-Estructura en Puentes de Ferrocarril

Proyecto Fin de Máster

Oscar González Rodríguez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director:

Miguel Ángel Astiz Suárez

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Madrid, Septiembre de 2.010

Indice

| | |
|---|----|
| Cap 1.- <i>Introducción</i> _____ | 02 |
| Cap 2.- <i>Objetivos</i> _____ | 04 |
| Cap 3.- <i>Estado del arte</i> _____ | 05 |
| Cap 4.- <i>Situación actual en los puentes ferroviarios españoles</i> _____ | 09 |
| Cap 5.- <i>Justificación teórica</i> _____ | 16 |
| 5.1.- <i>Validación del modelo de análisis</i> _____ | 18 |
| 5.2.- <i>Análisis estructural</i> _____ | 21 |
| Cap 6.- <i>Conclusiones</i> _____ | 27 |
| Cap 7.- <i>Bibliografía</i> _____ | 29 |

Cap I

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 las juntas de carril.

Sin embargo, varias décadas después, la distancia entre juntas alcanza distancias ilimitadas en la teoría pero no en la realidad 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 transcurren sobre viaductos ferroviarios, donde estos efectos aumentan mucho más. Cuando coinciden carriles largos soldados y puentes de ferrocarril, estamos ante un problema de interacción vía-estructura.

Este fenómeno, provoca tensiones en las vías que pueden producir el pandeo o rotura durante el servicio; 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 lo que le permite libertad de deformación y reducción importante de tensiones. Pero esto es 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.

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 nos permitan decidir y ayudar en el diseño de la estructura.

Dentro de la normativa existente, fundamentalmente en la ficha UIC 774-3 [1], en la IAPF07 [2], y también en el Eurocódigo I [3], 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 los límites tensionales (vía) y deformacionales que se consideran admisibles para garantizar el comportamiento adecuado en servicio.

Cap 2

OBJETIVOS

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

- *Análisis de la situación actual en España, a nivel de proyectos ejecutados (y proyectados pero no realizados), en relación a la disposición de juntas de dilatación de vía, juntas de tablero y apoyos fijos horizontales, como elementos condicionantes ante el fenómeno de interacción. De esta forma, queda planteado un marco de referencia práctico, sobre el que se pueden extraer cuestiones, y realizar comparativas*
- *Estudio de la metodología actual de evaluación del fenómeno, según las normativas vigentes. Se pretende establecer las limitaciones prácticas de uso de los distintos métodos de análisis*
- *Planteamiento de una metodología de cálculo más exhaustiva, lo que incluye presentar un modelo de cálculo y su calibración mediante la aplicación en casos sobre los que se conoce el comportamiento, con la posterior valoración de ventajas e inconvenientes*
- *Comprobación mediante la aplicación del método de análisis presentado, de las limitaciones existentes en la normativa acerca de la máxima longitud sin juntas para tableros de hormigón*

Cap 3

ESTADO DEL ARTE

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

De forma general, cuando las vías ferroviarias 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 como las tensiones tangenciales que existen entre el carril y el balasto (en el esquema carril-travesa regido por la fuerza de apriete de la sujeción, y travesa-balasto donde se generan fuerzas por rozamiento) 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 1 - Efecto de la temperatura sobre la vía
Fuente: Elaboración propia

Pero cuando el carril se coloca sobre un puente con capacidad de movimiento longitudinal, el problema longitudinal tenso-deformacional 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 rotura de las mismas.

Para la evaluación de los efectos que produce este fenómeno sobre las vías, se han de tener en cuenta algunas hipótesis, y las limitaciones a cumplir:

___ *Aplicable el principio de superposición de acciones*

El cálculo de magnitudes, se obtiene según

$$\Sigma R = \alpha R(\Delta T) + \beta R(\text{frenado}) + \gamma R(\text{flexión})$$

los valores de los coeficientes α , β y γ dependen de la magnitud a obtener (de valor unidad para tensiones y desplazamientos; según tablas para reacción en apoyo fijo)

Tableau 1 : Coefficients de réduction β pour obtenir la part de la force horizontale sur les rails transmise aux appuis

| Longueur totale de structure | Voie continue | Appareil de dilatation à une extrémité |
|------------------------------|-----------------------|--|
| | Voie simple ou double | Voie simple ou double |
| 30 | 0,5 | |
| 60 | 0,5 | 0,60 |
| 90 | 0,6 | 0,65 |
| 120 | 0,7 | 0,70 |
| 150 | 0,75 | 0,75 |
| 180 | | 0,80 |
| 210 | | 0,85 |
| 240 | | 0,90 |
| 270 | | 0,90 |
| 300 | | 0,90 |

Figura 2 - Coeficientes de combinación β para la obtención de la reacción en apoyo
Fuente: Ficha UIC 774-3

___ *Sobretensiones máximas admisibles para el carril UIC 60*

- Las compresiones máximas admisibles son de 72 N/mm²
- Las tracciones máximas admisibles son de 92 N/mm²

___ *Desplazamientos relativos y absolutos*

- Desplazamiento relativo vía-tablero por efecto de frenado o arranque debe ser menor de 4 mm
- Desplazamiento absoluto del tablero por efecto de frenado o arranque debe ser menor a 5 mm sin aparato de dilatación, o de 30 mm con aparato de dilatación
- Desplazamiento absoluto de la fibra superior del tablero bajo acción vertical de tráfico debe ser menor a 8 mm
- Desplazamiento relativo vertical en junta entre tablero o entre tablero y estribo debido a carga vertical de tráfico debe ser menor a 6 mm

En la metodología actual más habitual para abordar el análisis del comportamiento vía-estructura, se encuentra el uso de ábacos de comprobación directa, o métodos de cálculo no lineales utilizando el principio de superposición.

En el caso de los **ábacos de comprobación** (recogidos en la UIC 774-3 R), conocidos ciertos datos de la estructura como la longitud del tablero, la rigidez del apoyo fijo, la acción a analizar (temperatura, acción horizontal o vertical), y aplicando los coeficientes adecuados se pueden obtener datos aproximados sobre las tensiones y reacciones en apoyos. Sin embargo, este método, a pesar de su sencillez, sólo es aplicable a casos de tableros isostáticos con un apoyo fijo en un extremo.

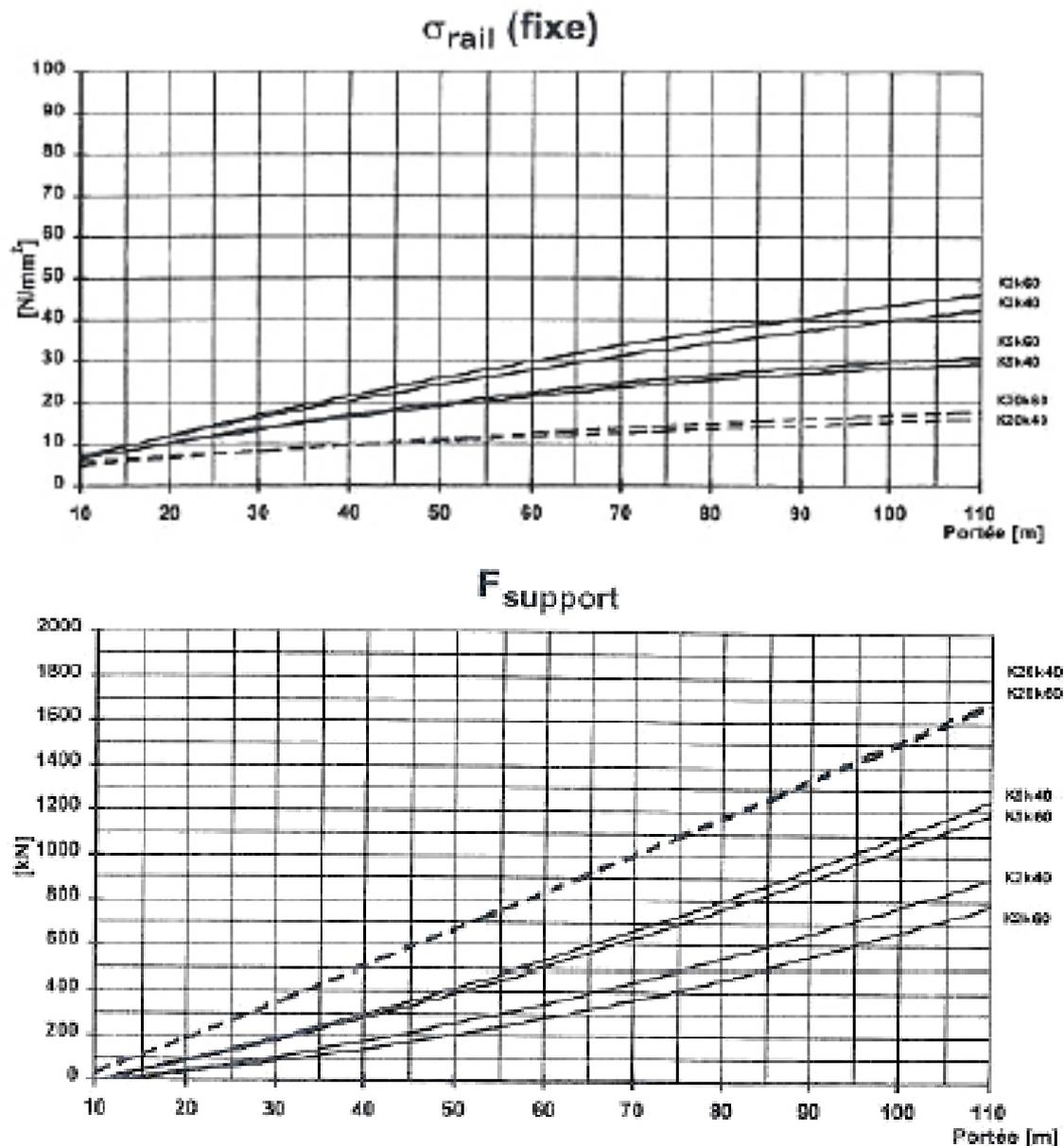


Figura 3 - Ábacos de comprobación
Fuente: Ficha UIC 774-3 R

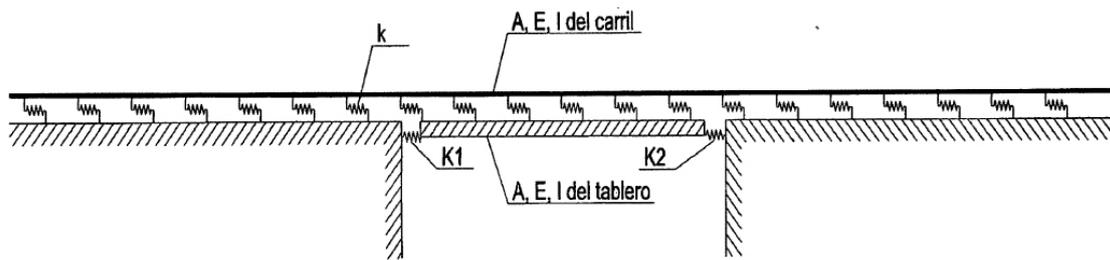


Figura 4 - Modelo numérico general para análisis de interacción vía-estructura

Fuente: "Alta Velocidad: El Fenómeno de Interacción Vía-Tablero en Puentes" Revista Obras Públicas (Nº 3.418)

La otra metodología disponible, la más empleada en el ámbito profesional, consiste en la **utilización de modelos numéricos**, a fin de representar correctamente el comportamiento de todos los elementos que intervienen.

Dicho modelo numérico, se compone de:

_elementos viga: materializan el tablero del puente y las vías del tren

_elementos muelle no lineal: reproducen la interacción que existe entre la vía y el tablero

_elementos muelle: representan el comportamiento de los apoyos (estribos, pilas)

En este modelo, se introducen las distintas acciones, pudiendo obtenerse las sobretensiones, así como los desplazamientos.

Hay que destacar, que en las normativas donde se propone esta metodología (Eurocódigo I, IAPF07 donde se hace referencia a la UIC 774-3 R, y esta última), se admite el uso del cálculo simplificado, donde se obtiene el análisis global, a partir de la suma de los resultados parciales obtenidos para cada acción evaluada de forma independiente.

Este planteamiento, permite obtener valores que la experiencia ha demostrado que están del lado de la seguridad.

Cap 4

SITUACIÓN ACTUAL EN LOS PUENTES FERROVIARIOS ESPAÑOLES

La instalación del carril continuo en nuevas líneas, especialmente en las líneas de Alta Velocidad, hace necesario el estudio del comportamiento de la vía en presencia de una estructura.

A esto hay que añadir, que con más frecuencia, se encuentran situaciones donde los viaductos poseen longitudes importantes, lo que pone de manifiesto la importancia que éste fenómeno juega a la hora del diseño de proyecto.

Es por ello que 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, ...). El punto de partida, lo forman las ponencias de los 2º, 3º y 4º Congresos de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón (ACHE) [4], complementado por los datos aportados de forma desinteresada por parte de las empresas Carlos Fernández Casado S.L. (Miguel Ángel Astiz), Siegrist y Moreno (Carlos Siegrist) e IDEAM (Miguel Ortega).

Estos datos se agrupan en las siguientes categorías:

- *según número y posición de aparatos de dilatación de vía*
- *según número de juntas de dilatación de tablero*
- *según número y posición de apoyos fijos horizontales*

APARATOS DE DILATACIÓN DE VÍA

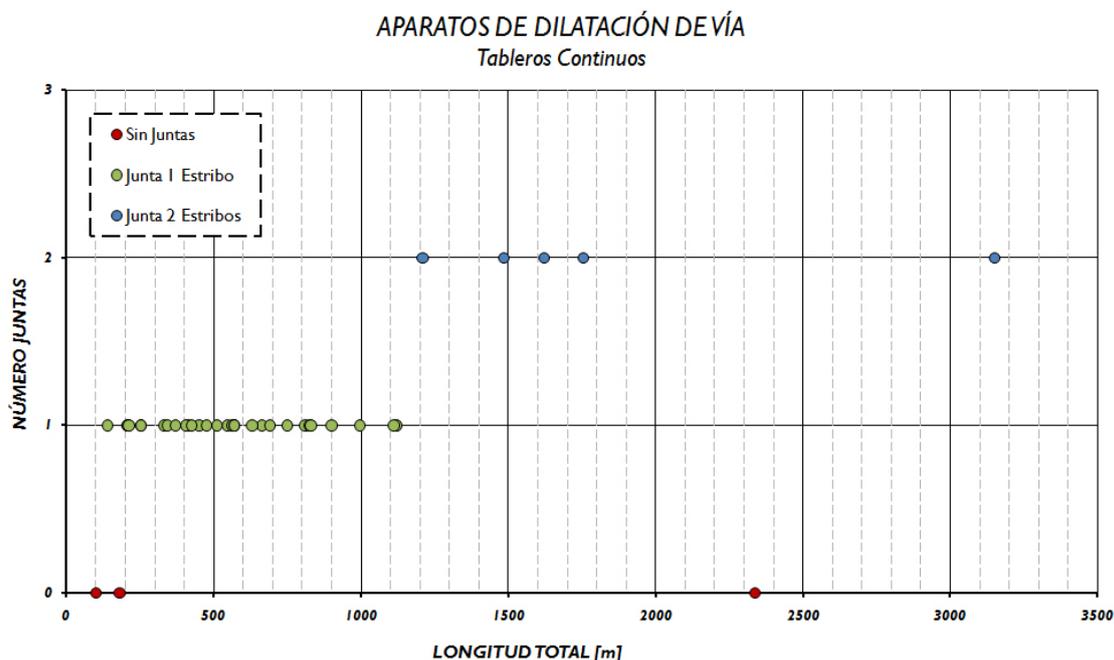


Figura 5 - Aparatos de Dilatación de Vía en Puentes Ferroviarios de Tablero Continuo
Fuente: Elaboración propia

Con respecto a los aparatos de dilatación de vía, se aprecia una tendencia escalonada coincidente con la cantidad y la ubicación de los mismos. Se ha de tener en cuenta, que es posible que existan más de dos aparatos de dilatación, pero en los datos recopilados, no se han encontrado casos que lo recojan.

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.

También, aparece una estructura que claramente se sale de las tendencias marcadas, siendo destacable, dentro de los puentes continuos:

Viaducto sobre el Río Francolí (L.A.V. Madrid - Barcelona - Frontera Francesa, tramo Perafort - Alcover): conformado por un tablero continuo con una distribución de vanos $32 \times 30.5 + 28.50 + 30 + 50 + 30 + 3 \times 25 + 2 \times 30.5 + 9 \times 30.5 + 35.35 + 6 \times 45 + 44.88 + 48 + 60 + 48 + 44.88 + 26.65 + 7 \times 30.5 + 21,85$, que dan una longitud total de 2.338,10 metros. Longitudinalmente, consta de un tramo de 245.76 metros de celosía mixta con canto variable, siendo los 2.092.34 metros una sección cajón de hormigón pretensado de canto constante. No presenta ninguna junta de dilatación en toda su longitud, pero sí se encuentra fijada horizontalmente en 24 puntos (pilas y estribos) y posee otras 24 juntas de dilatación del tablero. Esta estructura, se sale de las tendencias de datos mostrados, pero la combinación de los apoyos fijos horizontales y las juntas de dilatación de tablero, dispuestas de manera adecuada, han permitido el no tener que disponer de aparato de dilatación de vía.

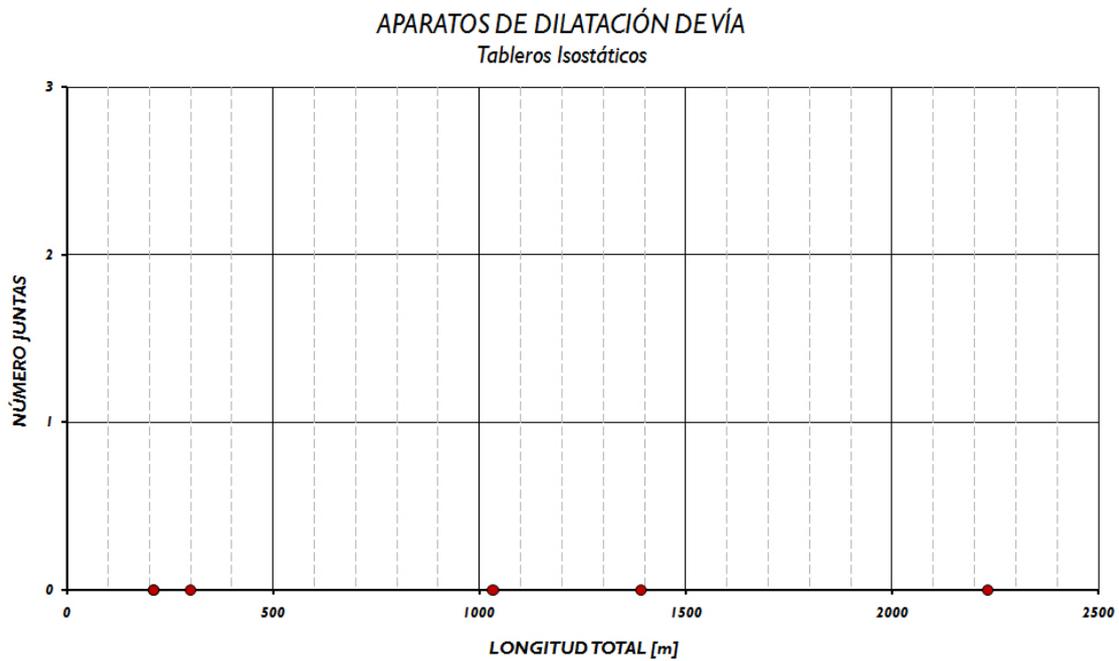


Figura 6 - Aparatos de Dilatación de Vía en Puentes Ferroviarios de Tablero Isostático

Fuente: Elaboración propia

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, que se tenga constancia).

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.

JUNTAS DE DILATACIÓN DE TABLERO

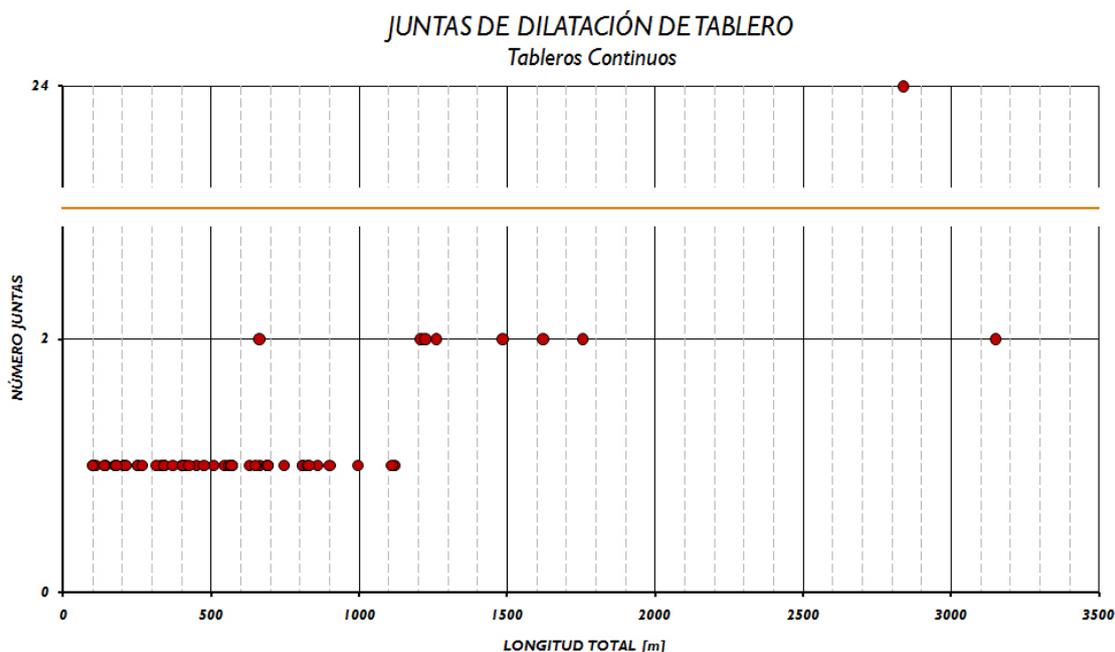


Figura 7 - Juntas de Dilatación de Tablero en Puentes Ferroviarios de Tablero Continuo
Fuente: Elaboración propia

En este caso existe también una cierta tendencia, sobre todo para valores de longitud inferiores a los 2.000 metros.

La presencia de juntas de dilatación de tablero corresponden a lo que dicta la lógica, es decir, a que como mínimo, la estructura posea una junta de dilatación, ya que no se han encontrado experiencias de estructuras ferroviarias integrales.

Es en el rango de las grandes luces donde pueden aparecer las juntas de dilatación de tablero intermedias, a fin de reducir las longitudes dilatables máximas (lo cual, reduce los movimientos relativos entre vía y estructura reduciendo las tensiones máximas que puedan producirse).

Sin embargo, este análisis no debe tomarse por aislado, ya que la presencia de juntas de dilatación de tablero está fuertemente influida por el número y posición de los apoyos fijos horizontales.

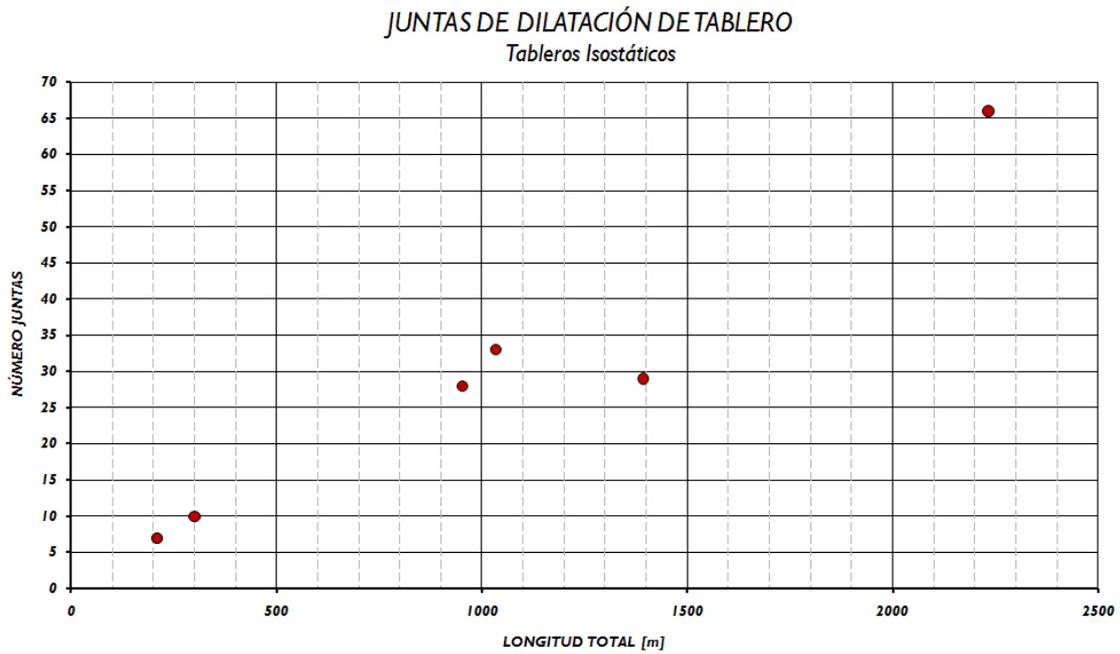


Figura 8 - Juntas de Dilatación de Tablero en Puentes Ferroviarios de Tablero Isostático
Fuente: Elaboración propia

En el caso de tableros isostáticos, como su propia morfología implica, el número de juntas de dilatación es proporcional a la longitud total de la estructura. Vendrá condicionada por la longitud de los vanos conformantes. Pero a pesar de ello, se aprecia una cierta tendencia, llegando a intuirse una posible relación cuasi lineal.

APOYOS FIJOS HORIZONTALES

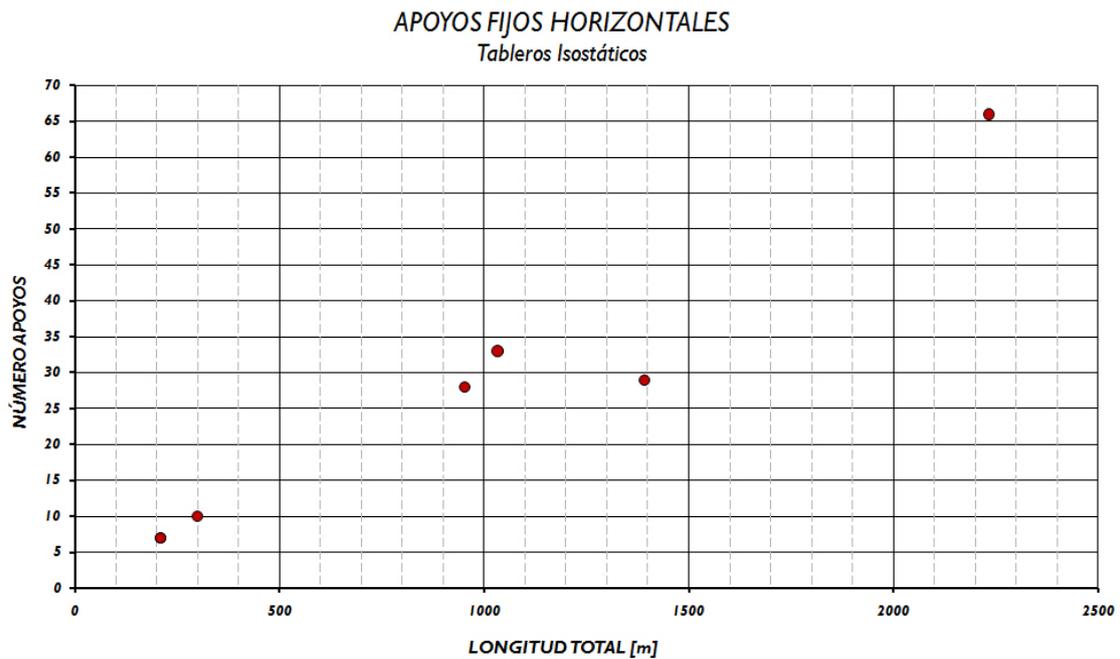


Figura 9 - Apoyos Fijos Horizontales en Tablero de Puentes Ferroviarios de Tablero Isostático
Fuente: Elaboración propia

Para los apoyos fijo ante acciones horizontales, en los tableros isostáticos, la tendencia coincide perfectamente con la mostrada para las juntas de dilatación de tablero.

Es consecuencia directa, de la necesidad de anclar cada vano ante acciones horizontales, lo que da un cómputo de un apoyo fijo horizontal y una junta de dilatación por cada vano existente.

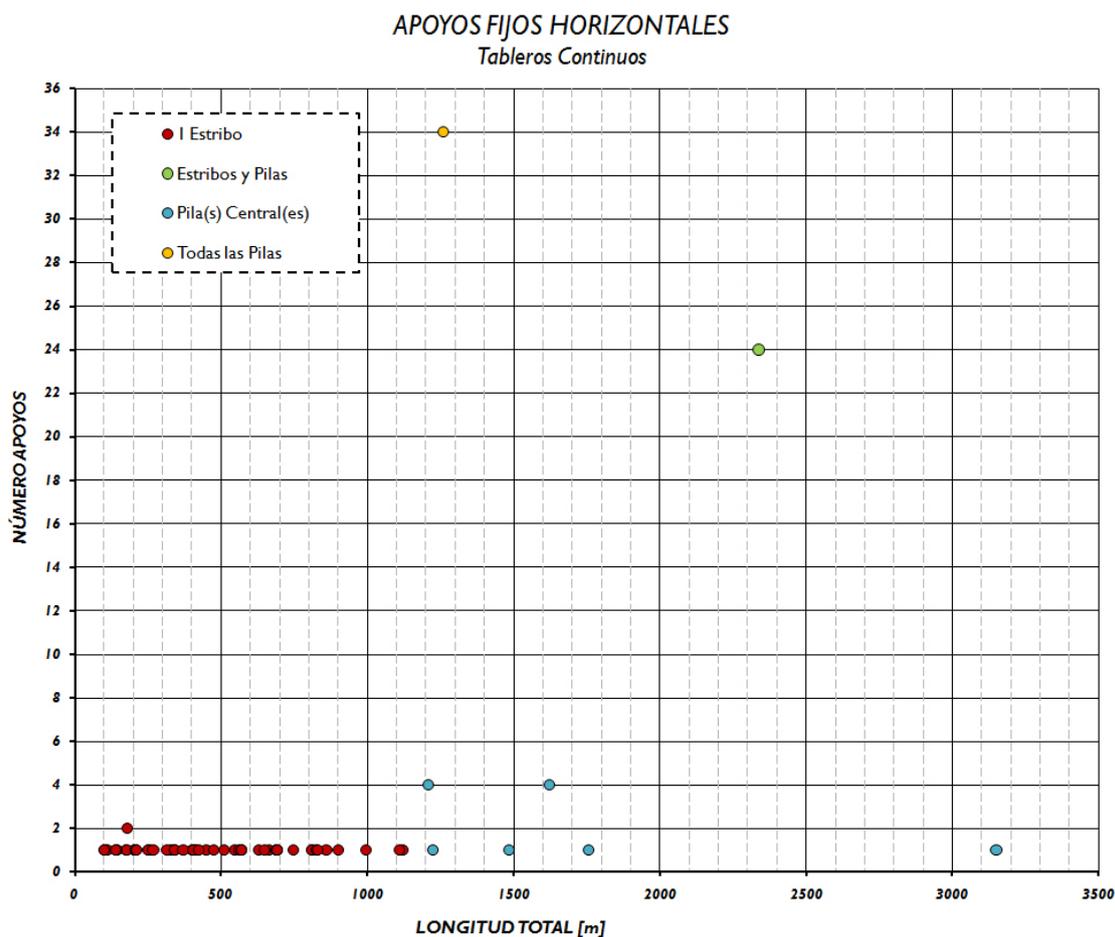


Figura 10 - Apoyos Fijos Horizontales en Tablero de Puentes Ferroviarios de Tablero Continuo
Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, para los tablero continuos, no existe una estrecha relación con respecto al numero de juntas de dilatación de tablero.

Se destaca el predominio de un único punto fijo de anclaje ante acciones horizontales, para longitudes inferiores a los 1.100 metros.

Ya para luces mayores, y coincidiendo con casos donde se tienen vanos de gran longitud intercalados con vanos de luces medias, se materializan los anclajes horizontales a las pilas centrales de los viaductos.

Los datos representados son los correspondientes a tipología longitudinal de viga, ya que es la fracción predominante en los puentes ferroviarios. Lo cual no quiere decir que no se usen otras tipologías (arcos, pórticos, atirantados, ...), pero éstas requieren un estudio detallado de cada caso vinculado a la especialidad de dicha tipología, por lo que son poco generalizables.

Por último, se hace un resumen de las conclusiones que pueden extraerse del estudio de datos de proyectos ejecutados:

- *El rango de longitudes más habitual, se encuentra entre los 100 a 1.000 metros, aunque se encuentran estructuras de grandes luces, como el Viaducto de Archidona-Peña de los Enamorados (L.A.V. Córdoba-Granada), de 3.150 metros.*
- *En tableros continuos, parece que para longitudes entre los 100 y 200 metros, puede darse el caso de la ausencia de aparato de dilatación de vía, o el uso de 1 aparato de dilatación de vía, sin que haya una idea precisa del criterio a utilizar. Sin embargo, queda patente que a partir de los 1.100 metros de longitud, han de utilizarse 2 aparatos de dilatación de vía*
- *En cuanto a las juntas de dilatación de tableros con estructura continua longitudinal, parece lógico que al menos tengan una junta (no se han encontrado experiencias de puentes integrales). A partir de los 650 metros de luz, empiezan a aparecer los primeros tableros con más de una junta, siendo más frecuente que se presenten 2 juntas, aunque hay casos en los que se presentan muchas más, pero sin llegar a ser vanos isostáticos (presencia de juntas de dilatación cada X pilas, por ejemplo)*
- *Y en el caso de los apoyos fijos horizontales, dentro de la variada casuística, wpara longitudes inferiores a los 1.100 metros, parece habitual la presencia de 1 único punto fijo ante acciones horizontales, materializado en un estribo de la estructura. Para mayores luces, se amplían las opciones, pudiendo realizarse el anclaje horizontal en algunas pilas concretas (pilas centrales en A), en todas las pilas, o incluyendo también los estribos*
- *Para los tableros isostáticos, no hay necesidad de utilización de aparatos de dilatación de vía, incluso para longitudes mayores a los 2.000 metros*
- *Es intuitivo, que en estas estructuras de vanos isostáticos, por cada uno de éstos, existirá un apoyo fijo horizontal y juntas de dilatación de tablero en ambos extremos del vano*

Posteriormente, se confrontarán estos datos de la experiencia, con los que se obtendrán en el estudio teórico.

Cap 5

JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Para poder estudiar adecuadamente el fenómeno de la interacción vía-estructura, es necesario preparar un modelo de análisis que reproduzca adecuadamente las condiciones de rigidez de la estructura y del balasto, frente a las acciones a las que se ve sometida.

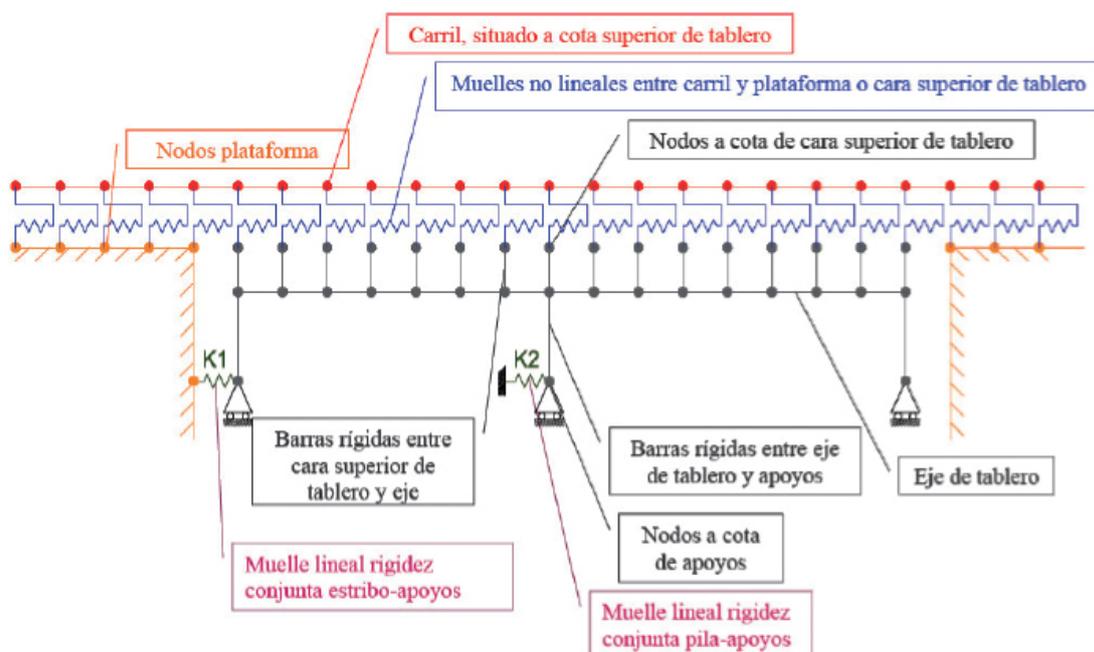


Figura 11 - Modelo general estructural de análisis del fenómeno interacción vía-estructura

Fuente: "Interacción Vía-Estructura en Puentes Ferroviarios. Algoritmos de Cálculo Paso a Paso" Revista Obras Públicas (N° 3.499)

Para ello, se plantea un modelo de barras, en el que se representa tanto el tablero, como las vías de tren, además de la vinculación entre ambos elementos, y los apoyos, teniendo en cuenta su distancia al centro de gravedad.

Como se expuso en capítulos anteriores, las metodologías actuales basadas en modelos de análisis, permiten simplificar y realizar combinaciones de acciones elementales. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la combinación lineal de esfuerzos y deformaciones resultantes del cálculo independiente de cada acción elemental no es correcta, ya que el modelo de interacción vía-estructura no es un modelo lineal, debido a la ley de comportamiento de la unión entre la vía y la superficie del tablero (vía - traviesa - balasto).

Esta ley tiene un comportamiento no lineal con una dispersión grande de resultados como se puede observar.

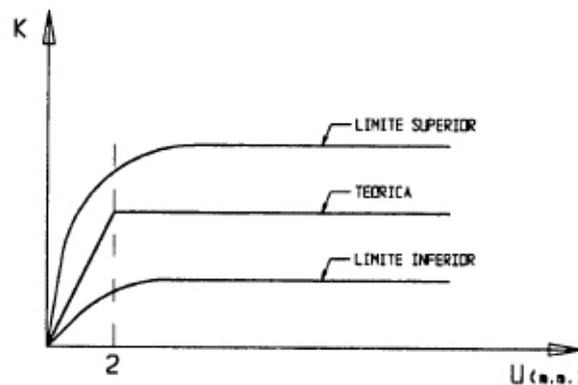


Figura 12 - Representación general del nivel de dispersión de datos, para el comportamiento vía-estructura
Fuente: "Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad" Revista Obras Públicas (Nº 3.386)

Pero, las normas actuales, han dado una serie de leyes de comportamiento bastante simplificadas, de forma que pueda ser operativo el realizar un análisis con ellas.

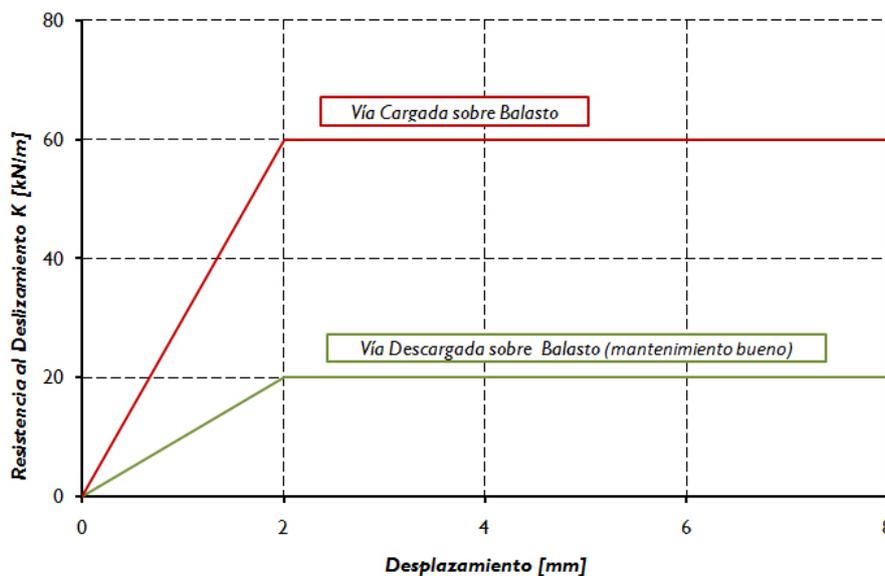


Figura 13 - Leyes de cálculo utilizadas para modelizar el comportamiento vía-estructura
Fuente: Elaboración propia

Un cálculo completo que incluya todas las acciones y la simulación de la circulación del tren a lo largo del viaducto, dará resultados más precisos.

Existe bastante bibliografía sobre el método simplificado de combinación de acciones. Dentro del ámbito nacional, se recomiendan dos artículos publicados en la revista Obras Públicas por los autores Pedro González Requejo y Manuel Cuadrado Sanguino: [4] y [5].

Por tanto, se utilizará un modelo de cálculo paso a paso en el tiempo, donde se tenga en cuenta el orden de introducción de las acciones.

En primer lugar, se introducen las acciones de larga duración, tomando como hipótesis el que estas acciones hayan actuado previamente a las acciones de tráfico. Las acciones de tráfico, pueden actuar antes o después de las acciones de larga duración, pero la situación más desfavorable se dará siempre que sean posteriores. Se introducen en el modelo, sobre la estructura ya deformada por las acciones de larga duración.

Estas cargas de tráfico se pueden descomponer en la acción vertical de peso del tren, más las acciones horizontales de frenado y/o arranque. Inicialmente, se añaden las acciones verticales siendo necesario modificar las características de los muelles no lineales, en función de si reciben parte de la carga del tren o no.

Y posteriormente sobre el modelo deformado por las acciones de larga duración y la flexión vertical, se aplican las acciones horizontales.

5.1 VALIDACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS

Pero antes de realizar los cálculos con el modelo, se ha de comprobar la validez del mismo. Para ello, la ficha UIC 774-3 proporciona algunos casos test resueltos para validar este tipo de modelos de cálculo. Se ha utilizado el programa Abaqus, para la resolución de los mismos.

Los casos que se proponen a resolver, son los E1-3 y E4-6, como test fundamentales, con las siguientes características:

- *Puente de vano único, de 60 metros de longitud*
- *Apoyo deslizante sin fricción y un apoyo elástico de rigidez horizontal $k=600.000$ kN/m*
- *Sección mixta, compuesta por dos vigas metálicas en doble T, con una losa superior de hormigón; de área $0,74$ m², inercia $2,59$ m⁴, canto 6 m y distancia del CG a la fibra inferior de $4,79$ m.*
- *Se supone toda la sección homogeneizada a acero, con $E=210.000$ N/mm²*
- *Se considera vía única*

También se ha aprovechado para resolver los casos F1-3 y F4-6, ya que sólo implica modificar la rigidez horizontal del apoyo elástico, a un valor $k=120.000$ kN/m.

A ambos lados de la estructura, se modeliza una longitud de vía de 300 m.

Esta validación, se realiza aplicando un cálculo no lineal para cada acción elemental (diferencia de temperatura sobre las vías de 50° , diferencia de temperatura sobre el

tablero de 35°, peso del tren de 80 kN/m y frenado del tren de 20 kN/m en una longitud de 300 m), sumando los resultados de cada una, para obtener el resultado global (se admite la superposición).

El criterio para admitir que el modelo es válido, es la comparación en porcentaje, de la diferencia en cuanto a los resultados obtenidos por el modelo, según lo expresado por la ficha UIC 774-3

- el resultado no debe variar en más de un 10% en cada cálculo de acciones elementales
- el resultado no debe variar en más de un 20% en caso de que los resultados estén del lado de la seguridad

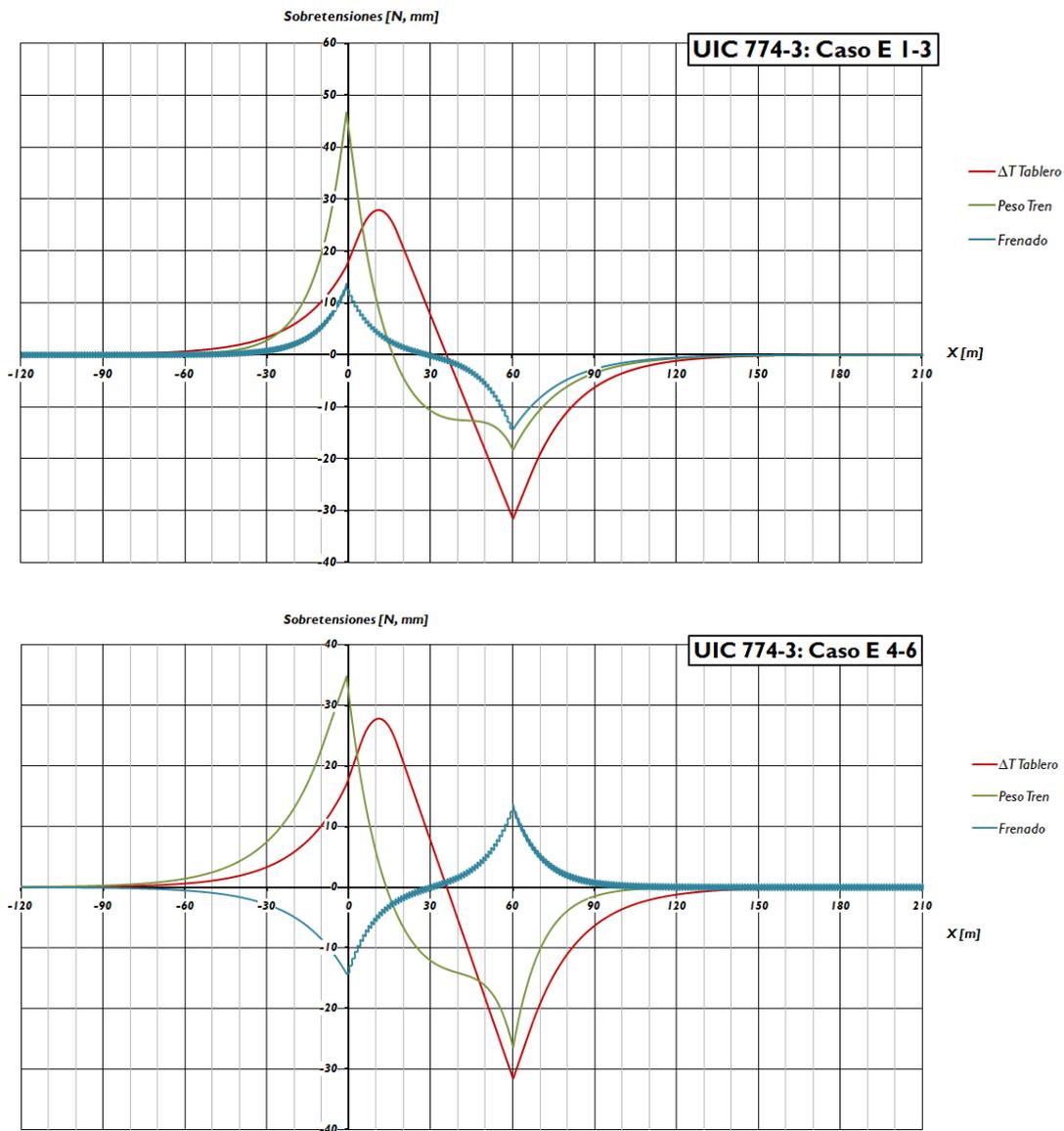


Figura 14 - Resultados de las acciones elementales en el modelo de cálculo. Caso E1-3 y E4-6 de la UIC 774-3

Fuente: Elaboración propia

NOTA: el tablero está comprendido entre las coordenadas X=0 y X=60, estando el apoyo fijo en X=0 y el apoyo móvil en X=60

Los resultados obtenidos quedan representados de forma gráfica para E1-3 y E4-6

La comparación de los datos con los marcados por la ficha, se exponen en las siguientes tablas:

| Caso E 1-3 | UIC 774-3 [MPa] | Modelo [MPa] | Error [%] |
|---------------------|-----------------|--------------|--------------|
| Temperatura Tablero | -30,67 | -31,61 | 3,06 |
| Peso Tren | -16,98 | -18,31 | 7,82 |
| Frenado | -16,42 | -14,37 | 12,50 |

| Caso E 4-6 | UIC 774-3 [MPa] | Modelo [MPa] | Error [%] |
|---------------------|-----------------|--------------|-----------|
| Temperatura Tablero | -30,67 | -31,61 | 3,06 |
| Peso Tren | -28,22 | -26,48 | 6,17 |
| Frenado | -15,95 | -14,38 | 9,92 |

| Caso F 1-3 | UIC 774-3 [MPa] | Modelo [MPa] | Error [%] |
|---------------------|-----------------|--------------|-----------|
| Temperatura Tablero | -25,97 | -27,12 | 4,41 |
| Peso Tren | -10,11 | -11,54 | 14,12 |
| Frenado | -25,85 | -26,23 | 1,47 |

| Caso F 4-6 | UIC 774-3 [MPa] | Modelo [MPa] | Error [%] |
|---------------------|-----------------|--------------|-----------|
| Temperatura Tablero | -25,97 | -27,12 | 4,41 |
| Peso Tren | -10,23 | -12,15 | 18,81 |
| Frenado | -25,56 | -26,23 | 2,63 |

Sólo en uno de los casos (en el E1-3), el resultado no coincide con las condiciones necesarias para su validación, produciéndose para el efecto del frenado sobre la estructura. Pero sin embargo, al resolver el resto de casos, el valor si está en margen, por lo que el error es bastante probable que se produzca debido a la discretización de la estructura, que tal vez debiera ser mayor.

Por tanto, el modelo se da por válido.

También, se ha aprovechado para realizar una comparación entre la diferencia de resultados, al realizar la suma de los efectos locales, contra los que se obtienen al aplicar el cálculo paso a paso.

| Caso E 1-3 | Superposición | Paso a Paso | Diferencia [%] |
|--------------------------|---------------|-------------|----------------|
| Tensión X=0 [MPa] | 72,67 | 68,86 | 5,23 |
| Tensión X=60 [MPa] | 64,28 | 55,31 | 13,96 |
| Máx. Desplazamiento [mm] | 9,932 | 10,664 | 7,37 |

Se observa claramente, que a nivel de tensiones, el método paso a paso da resultados inferiores (en los valores máximo), con variaciones apreciables; sin embargo, en la valoración de los desplazamientos, los obtenidos mediante cálculo paso a paso, dan resultados mayores, con una menor variación.

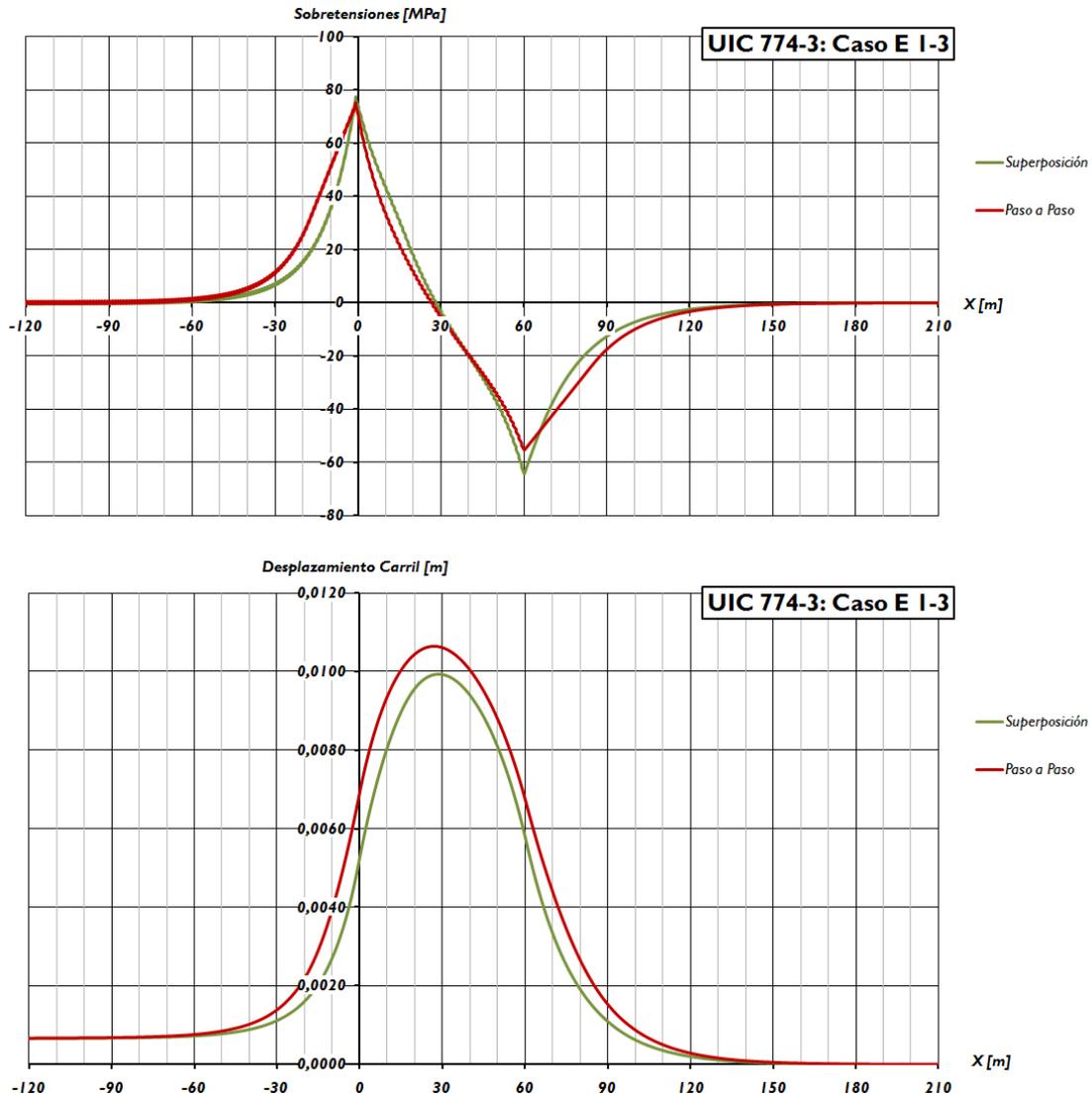


Figura 15 - Comparativa de tensiones y desplazamientos entre metodologías
Fuente: Elaboración propia

5.2.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con el modelo calibrado y preparado, se procede a realizar un análisis de la máxima longitud posible, en el supuesto de una estructura de tablero con apoyo fijo elástico en un extremo, y deslizando en los puntos necesarios; así como para una estructura, donde el apoyo fijo elástico se encuentra en el centro del tablero.



Figura 16 - Esquemas longitudinales de análisis
Fuente: Elaboración propia

La sección de cálculo teórica utilizada, será una sección cajón, cuyas características estarán ajustadas en función de la luz de vano máxima.

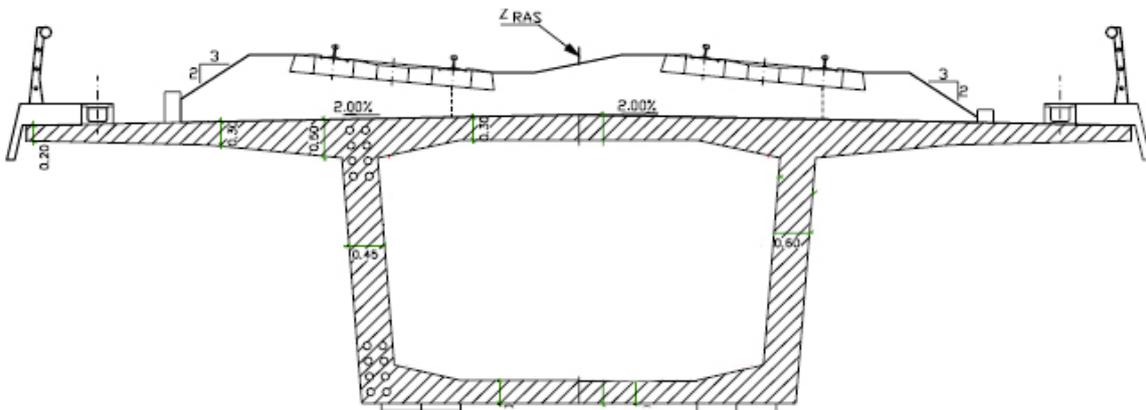


Figura 17 - Sección cajón de referencia para el análisis estructural
Fuente: Elaboración propia

| Luz de vano [m] | Canto [m] | Centro de Gravedad [m] | Área [m ²] | Inercia [m ⁴] |
|-----------------|-----------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| 30 | 1.67 | 1.08 | 7,92 | 2,65 |
| 40 | 2.22 | 1.44 | 8,59 | 5,49 |
| 50 | 2.78 | 1.78 | 9,25 | 9,57 |
| 60 | 3.33 | 2.12 | 9,92 | 15,00 |
| 70 | 3.89 | 2.45 | 10,59 | 21,90 |
| 80 | 4.44 | 2.77 | 11,25 | 30,39 |
| 90 | 5.00 | 3.09 | 11,92 | 40,58 |
| 100 | 5.56 | 3.40 | 12,58 | 52,57 |

Como dato, el centro de gravedad, está medido con respecto a la fibra inferior de la sección (necesario para representar tanto la distancia al punto de apoyo, como la superficie del tablero, en contacto con el balasto).

Se opera con un hormigón de 40 MPa (f_{ck}), con un coeficiente de dilatación térmica de $0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Con respecto a los carriles, se utiliza una vía (2 carriles UIC-60), con sección de $0,0154 \text{ m}^2$, e inercia a flexión de $6,11\text{E-}5 \text{ m}^4$. El acero, tiene un módulo de Young de 210.000 MPa y un coeficiente de dilatación térmica de $0.0000117 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Las acciones a introducir sobre la estructura, consisten en:

acción térmica sobre los carriles: se aplica una variación de temperatura de 50°C

acción térmica sobre la estructura: se aplica una variación de temperatura de 35°C , que además cumple la limitación impuesta por las normativas

$$T_{\text{CARRIL}} - T_{\text{ESTRUCTURA}} \leq 20^\circ\text{C}$$

_peso del vehículo ferroviario: en las distintas normativas, se utiliza un tren de 300 m. de longitud, con un peso de 80 kN/m

_acción de frenado: fuerza horizontal, aplicada por un tren de 300 m. de longitud, a lo largo del mismo, de valor 20 kN/m

_acción de arranque: fuerza horizontal, aplicada por la cabeza del tren, en una longitud de 30 m. aproximadamente.

Resaltamos aquí la importancia en las estructuras ferroviarias, de la ausencia de aparatos de dilatación de vía. Es por ello, que en el análisis estructural, nos centramos en buscar los valores máximos, en ausencia de aparato de dilatación.

En esta hipótesis, la variación de temperatura de los carriles no produce movimientos relativos entre el carril y el tablero, siendo únicamente necesario considerar el resto de acciones.

También se tendrá en cuenta el efecto de la retracción exclusivamente, ya que las deformaciones que produce pueden ser muy importantes. Se sigue las indicaciones de la EHE para la obtención de la retracción (en el caso de una humedad del 60%, caso bastante desfavorable, ya que se producen grandes deformaciones), y éstas se transforman en temperaturas equivalente a aplicar sobre la estructura.

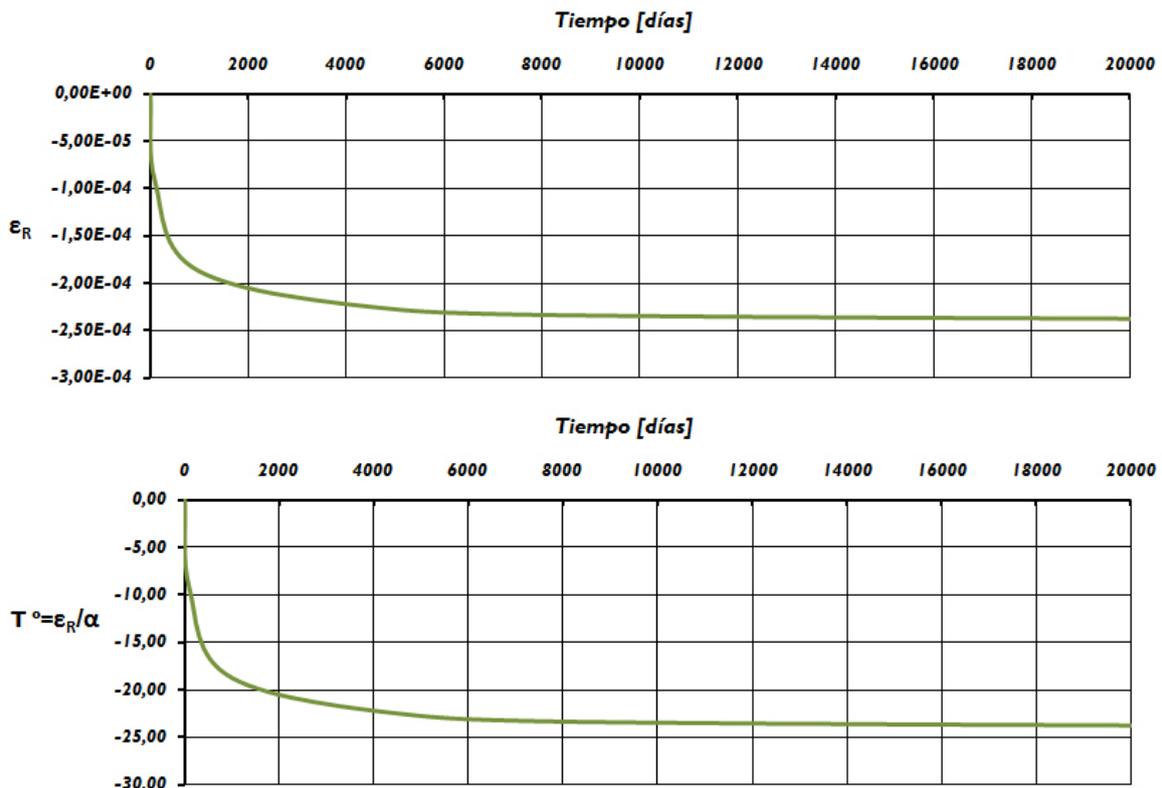
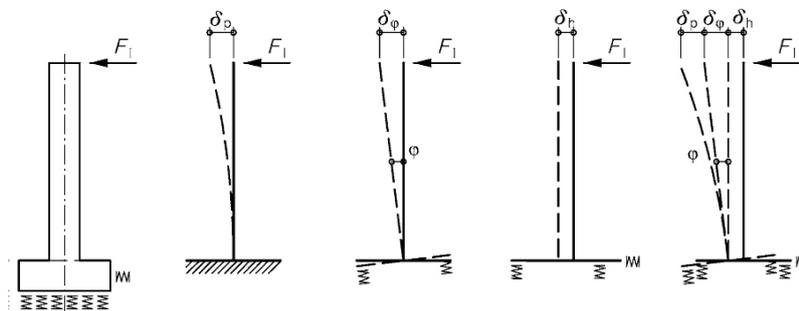


Figura 18 - Valores de retracción en deformación unitaria, y conversión a temperatura equivalente
Fuente: Elaboración propia

En cuanto a la fluencia y fisuración, no se tienen en cuenta, ya que para ello, habría de disponerse de mayor información sobre la estructura (como los datos de la sección transversal con respecto a la cuantía y disposición de hormigón y acero, a fin de poder elaborar los diagramas momento-curvatura) que nos permita un análisis más exhaustivo.

Por un lado, no se tiene en cuenta el efecto corrector de la fluencia sobre la retracción, por lo que estaríamos valorando en exceso el efecto de ésta; por otro lado, no se tiene en cuenta el aumento de deformación por peso propio, que modifica las tensiones en los carriles, producido por la fisuración y la fluencia.

Otro parámetro importante lo constituye las rigideces de los apoyos. Su capacidad para experimentar pequeños movimientos, afecta al estado tensionar en los carriles, sobretodo bajo las acciones horizontales de frenado y arranque. Estos movimientos, vienen determinados por lo que pueden producirse debido a: la deformación elástica en cabeza del apoyo (flexión); el desplazamiento en cabeza del apoyo debido a la rotación del mismo sobre la cimentación; el desplazamiento horizontal del apoyo por movimiento de la cimentación; y la deformación entre los niveles superior e inferior del aparato de apoyo.

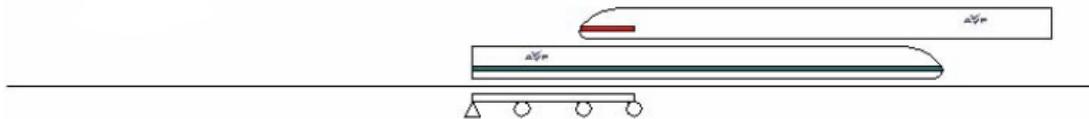


Como aproximación, se obtiene la rigidez del apoyo, que permite un desplazamiento máximo del tablero de 5 milímetros, bajo la acción de la fuerza de frenado (según la normativa) y aplicando un coeficiente corrector, según lo preestablecido en la norma UIC 774-3.

Se habrán de buscar las posiciones más desfavorables del tren de carga, que en el caso de ausencia de aparato de dilatación, serán las siguientes:

Hipótesis a tiempo inicial: se obtienen sobrecompresiones

$$\Delta T_{\text{TABLERO}} (35^{\circ}\text{C}) + P_{\text{TREN}} (80\text{kN/m}) + F_{\text{FRENADO}} (20 \text{ kN/m}) + F_{\text{ARRANQUE}} (33 \text{ kN/m})$$



Hipótesis a tiempo infinito: se obtienen sobretracciones

$$\Delta T_{\text{TABLERO}} (-35^{\circ}\text{C}) + \Delta T_{\text{RETRAC. EQ.}} + P_{\text{TREN}} (80\text{kN/m}) + F_{\text{FRENADO}} (20 \text{ kN/m}) + F_{\text{ARRANQUE}} (33 \text{ kN/m})$$



Teniendo en cuenta todas las consideraciones previas, se preparan los modelos de análisis necesarios y se busca maximizar la longitud, según la luz, hasta la que se puede llegar sin que sea necesario utilizar aparato de dilatación de vía.

Como contrastación de los cálculos realizados, se incluye la comprobación realizada para una luz de vano predominante de 90 metros, con un vano contiguo de 30 metros, para el que se alcanzan los límites tensionales establecidos.

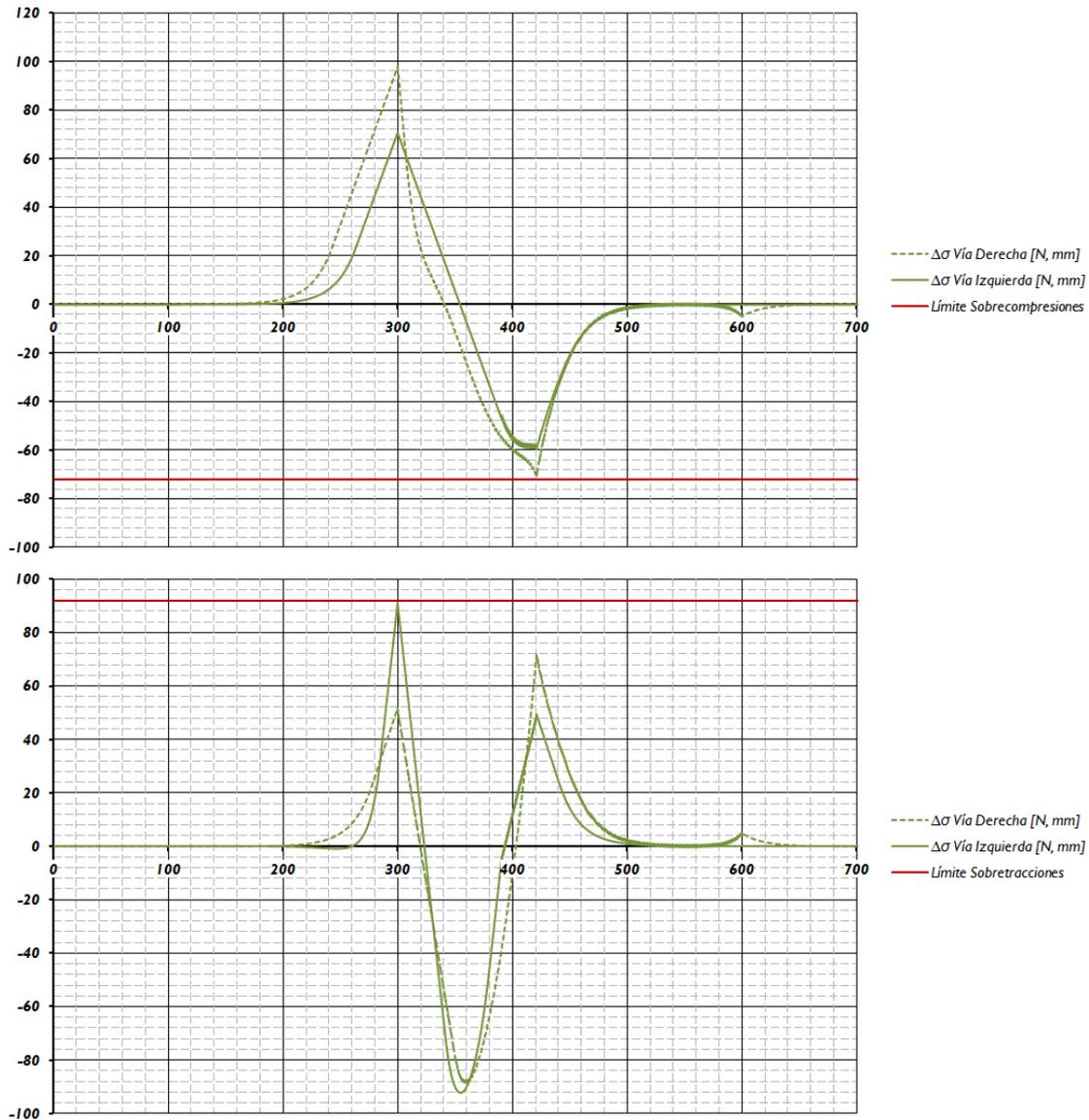


Figura 19 - Comprobación tensional para ambas hipótesis tensionales
Fuente: Elaboración propia

Los resultados que se obtienen, se expresan de forma gráfica a continuación, pudiendo extraerse una serie de conclusiones

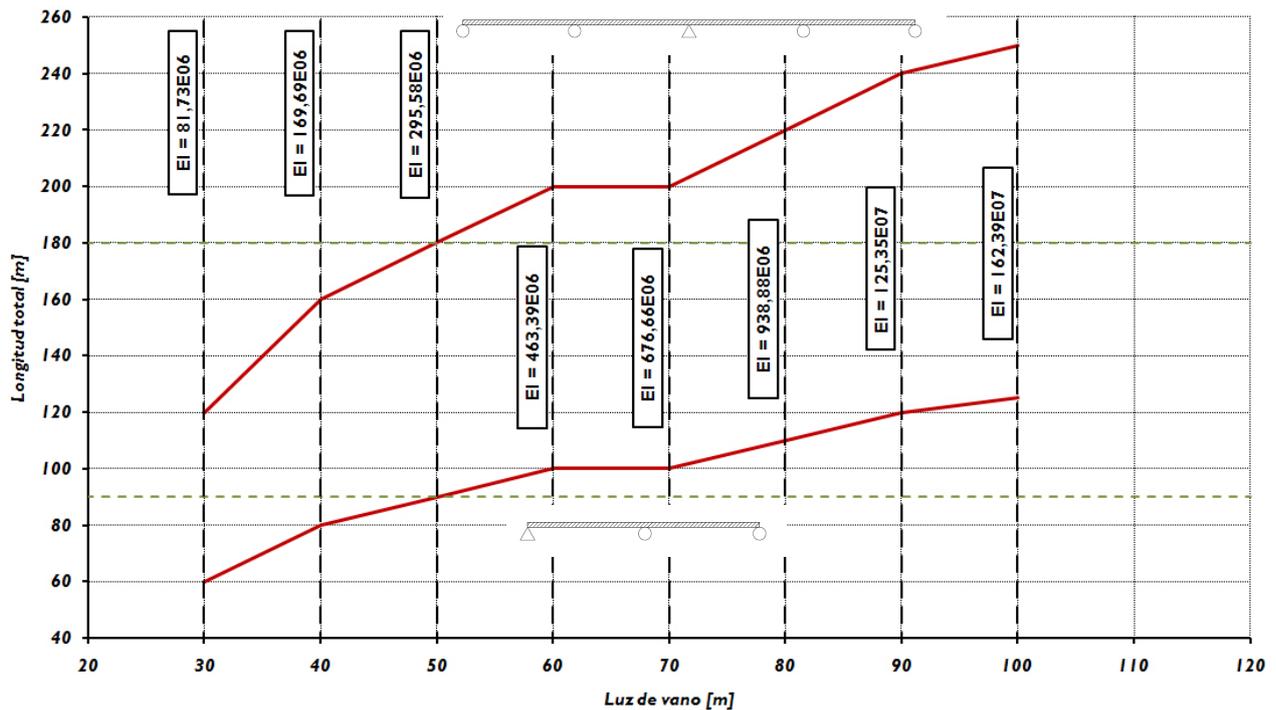


Figura 20 - Longitudes máximas en ausencia de aparato de dilatación de vía
Fuente: Elaboración propia

- *Queda patente, que prácticamente, las longitudes máximas para un apoyo fijo intermedio, son el doble que las de tablero con punto fijo en el extremo. Esto se debe a que, lógicamente, la longitud dilatada es una el doble de la otra*
- *Para el rango de luces a optimizar con los datos experimentales, entre los 100 y 200 metros de longitud, la tipología longitudinal de apoyo fijo elástico en un extremo se adapta bien hasta longitudes de 100 m., ya siendo mejor el utilizar una tipología con un apoyo fijo elástico intermedio.*
- *Se entiende, que a medida que aumenta la luz de vano tipo, debe aumentar el tamaño de la sección, y por tanto, la deformación por temperatura, y por tanto, aumentan las sobretensiones asociadas a tal acción. Sin embargo, este aumento de tamaño, provoca un aumento de la rigidez de la sección, por lo cual, la deformación a flexión se mantiene equilibrada.*
- *Esta metodología de cálculo paso a paso, permite obtener de forma más aproximada, el estado tensional asociado, observándose como la limitación de los 90 metros de luz máxima para un tablero de hormigón (UIC 774-3), es rebasada en el rango de luces habituales de construcción*

En cuanto a vanos isostáticos, no se ha procedido a su análisis, ya que tanto de otras publicaciones, como de los datos de proyectos reunidos, se concluye que se pueden llegar a rangos de luces muy elevados, sin recurrir al uso de aparatos de dilatación de vía. Este hecho, está contrastado teóricamente para el caso de pilas de longitud pequeña, en la publicación [6].

Cap 6

CONCLUSIONES

En los proyectos de ferrocarril, ha de primar la seguridad del servicio, el confort del usuario, así como la calidad del servicio prestado. Un factor que influye en gran medida, es la presencia o no de aparatos de dilatación de vía, que genera grandes costes y problemas de mantenimiento, al constituir una debilidad de la vía.

Con este documento, se ha pretendido hacer un repaso al fenómeno de interacción vía-estructura, concretamente en el ámbito de las LAV españolas. Se han presentado los datos del panorama existente en cuanto a los proyectos ejecutados, donde se han podido observar las tendencias en los diversos proyectos, a la hora de recurrir a los aparatos de dilatación de vía, y su interrelación con las juntas de dilatación de tablero, y los apoyos fijos horizontales.

Además, se ha presentado, propuesto y desarrollado, una metodología de cálculo paso a paso, junto con la introducción en el análisis de la retracción del hormigón, como idea propuesta por algunos autores, comparándola con las metodologías existentes más habituales en la práctica profesional y en el desarrollo científico de la ingeniería, evaluando los pros y contras.

De esta forma, se ha intentado optimizar el uso de ciertas tipologías muy generales, en un rango de luces, que aunque pequeñas, es bastante habitual.

Todo ello, presenta un conjunto de datos, que resultan muy provechosos a la hora de la planificación de un proyecto, en la que se pueden tomar decisiones que afectan al proyecto, desde el punto de vista de la configuración longitudinal necesaria para no utilizar aparatos de dilatación de vía.

Finalmente, se ha comprobado que la recomendación de las normativas sobre la limitación en 90 metros para viaductos de hormigón con vías sobre balasto, con morfología longitudinal de viga continua y apoyo fijo en un extremo, es conservadora, pudiendo aumentarse estos valores. Creemos que dicha limitación, en el caso de viaductos metálicos, de 60 metros, también puede sobrepasarse, aplicando el método de análisis paso a paso.

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.

Cap 7

BIBLIOGRAFÍA

[1]__ Code UIC 774-3 R. *Interaction voie/ouvrages d'art. Recommandations pour les calculs*. 2e édition. Décembre 2.000

[2]__ IAPF-07. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. Orden FOM/3671/2.007, Ministerio de Fomento

[3]__ Eurocódigo I: Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes. AENOR. Octubre 2.004

[4]__ CUADRADO, M.; GONZÁLEZ, P. *Interacción entre carril continuo y tablero de puente. Calibrado del modelo de cálculo según la Ficha UIC 774-3*. Marzo 2.000

[5]__ CUADRADO, M.; GONZÁLEZ, P. *Alta velocidad: el fenómeno de interacción vía-tablero en puentes*. Revista Obras Públicas (Nº 3.418). Febrero 2.002

[6]__ CHILLÓN GARCIA, R. *Criterios de disposición de aparatos de dilatación de vía en puentes de ferrocarril de alta velocidad*. Tesina de especialidad (UPC).

[7]__ CUADRADO, M.; GONZÁLEZ, P. *Interacción Vía-Estructura en puentes ferroviarios. Algoritmos de cálculo paso a paso*. Revista Obras Públicas (Nº 3.499)

[8]__ CUADRADO, M.; GONZÁLEZ, P. *Consideración de las deformaciones por retracción y fluencia en el estudio del fenómeno de interacción vía-tablero en el proyecto de puentes ferroviarios*. Revista Obras Públicas (Nº 3.446)

[9]__ MANTEROLA, J., ASTIZ M.A., MARTÍNEZ, A. *Puentes de ferrocarril de Alta Velocidad*. Revista Obras Públicas (Nº 3.386)

[10]__ VARIOS. 2º Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Madrid. 2.002

[11]__ VARIOS. 3º Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Zaragoza. 2.005

[12]__ VARIOS. 4º Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Valencia. 2.008