



**UNIVERSIDAD DE CANTABRIA**

**Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales**

**Laboratorio de la División de Ciencia e Ingeniería de los Materiales**

## **TESIS DOCTORAL**

# **OPTIMIZACIÓN Y ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE SUJECCIÓN PARA VÍAS DE FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD ESPAÑOLA**



**Autor: Isidro Alfonso Carrascal Vaquero**

**Directores: Federico Gutiérrez-Solana Salcedo  
Juan Antonio Polanco Madrazo**

**Santander, Mayo 2006**

## CAPÍTULO 3

### MECÁNICA DE LA SUJECIÓN

#### 1. GENERALIDADES

El dimensionamiento de una sujeción no tiene una metodología explícita, como ocurre con el resto de los elementos de la vía. Para decidir sobre la bondad de un conjunto de sujeción, será necesario someterlo a una serie de pruebas en las que se intenten simular todos aquellos esfuerzos que pueden solicitar el sistema y de esta forma, poder valorar su actitud enfrentando los resultados obtenidos a los parámetros estandarizados por la normativa internacional. Estas pruebas serán objeto de estudio en el siguiente capítulo de la tesis.

Resultará interesante, por tanto, conocer la naturaleza de los esfuerzos que actúan sobre el sistema de sujeción. La sujeción no solamente está sometida a los esfuerzos ejercidos por el peso de los vehículos que sobre ella circulan y a la fuerza centrífuga a la que éstos son sometidos en los tramos curvos. También aparecen esfuerzos de tipo imprevisto que pueden modificar o incluso superar a los primeros y que serán función de las características, tanto de la vía, como de los vehículos que sobre ella circulen.

La transferencia de esfuerzos desde el carril hasta la plataforma se indica en el esquema de la Figura 3.1 [9]. En la misma se aprecia cómo se van atenuando las cargas, según el principio de reducción de tensiones “capa a capa”. La tensión más elevada se produce entre la rueda del vehículo y el carril, siendo ésta del orden de los 300 MPa. Entre el carril y la traviesa, zona ocupada por los elementos de la sujeción, la tensión es dos órdenes de magnitud más pequeña y, de nuevo, disminuye entre la traviesa y el asiento de la capa de balasto hasta situarse en torno a 0.3 MPa. Finalmente, la tensión sobre la plataforma es sólo de unos 0.06 MPa.

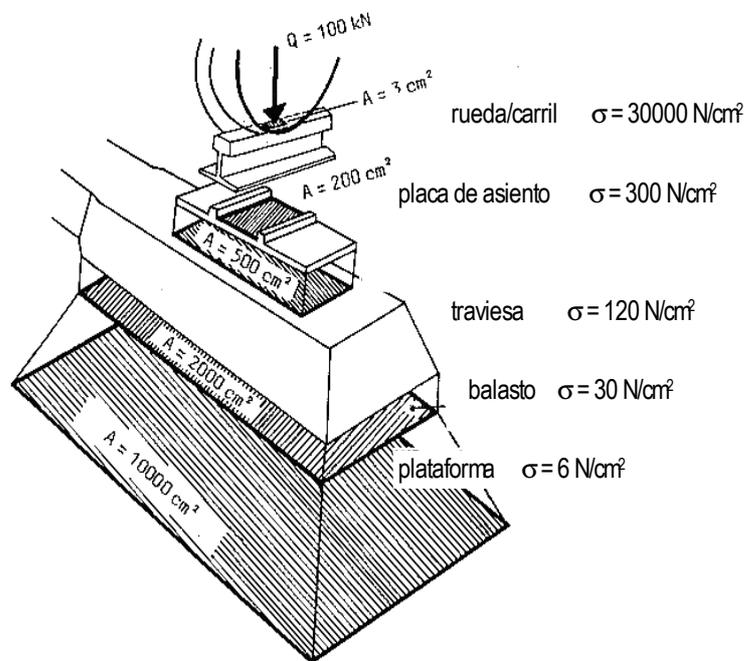


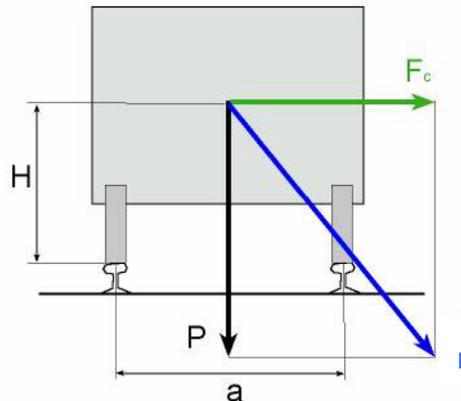
Figura 3.1. Atenuación de tensiones en la vía. [9]

## 2. COMPORTAMIENTO DEL VEHÍCULO EN CURVA. INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD EN LOS ESFUERZOS

Cuando un vehículo circula por una curva, la fuerza centrífuga lo empuja hacia el exterior de la misma, lanzándolo contra el carril exterior (Figura 3.2). El valor de esta fuerza viene dado por la expresión:

$$F_c = \frac{P}{g \cdot R} V^2 \quad (3.1)$$

donde P es el peso del vehículo, R es el radio de la curva, V la velocidad del vehículo y g la aceleración de la gravedad.



**Figura 3.2.** Fuerza centrífuga actuando en un vehículo circulando en curva

A esta fuerza horizontal solamente se oponen en principio, si la vía se encuentra sobre una superficie horizontal:

- ❑ La fuerza de rozamiento que surge entre la rueda y el carril. Este valor se desprecia en los cálculos para estar del lado de la seguridad, además de producirse en ocasiones reducciones importantes de dicho valor por la descarga accidental de la rueda.
- ❑ La fuerza que surge del contacto entre la pestaña de la rueda exterior y la cara interna de la cabeza del carril exterior.

Ante esta situación surgen los siguientes riesgos:

- ❑ De descarrilamiento, pudiéndose producir el trepado de la rueda exterior por el carril, por rozadura lateral de la pestaña sobre dicho carril, como se verá con detalle más adelante.
- ❑ De ripado o desplazamiento lateral de la vía.

- ❑ De vuelco, si el momento producido por la fuerza centrífuga, que puede verse incrementado por la acción del viento, supera al que producen las cargas estáticas que actúan sobre el vehículo.
- ❑ De arrancamiento del sistema de anclaje de la sujeción.
- ❑ De desgaste del carril exterior
- ❑ Y además, afecta negativamente a la comodidad del pasajero.

La forma de solucionar parcialmente estos problemas es inclinando transversalmente la vía hacia el interior de la curva, generando de esta forma, una fuerza paralela al plano de la vía, que se opone a la componente de la fuerza centrífuga e intenta equilibrarla. Esta inclinación recibe el nombre de peralte. Este peralte debe alcanzarse de forma gradual y progresiva a partir del peralte nulo, que existe en las alineaciones rectas. Esta transición se realiza aprovechando las curvas de transición, que, además de permitir que el peralte se alcance de forma paulatina, hacen, también, posible una presencia gradual de la aceleración centrífuga, evitando los impactos bruscos.

El peralte se define como la altura del hilo exterior de la curva respecto al interior (h) y se expresa en milímetros.

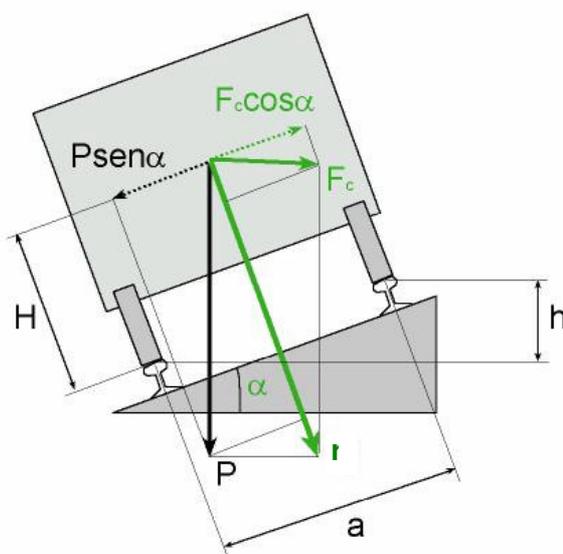


Figura 3.3. Definición del peralte teórico

El peralte teórico sería aquel con el que se consiguiese un equilibrio de las fuerzas en el plano de la vía (Figura 3.3), es decir:

$$F_c \cdot \cos\alpha = P \cdot \text{sen}\alpha \quad (3.2)$$

siendo  $\alpha$  la inclinación del plano de la vía, y teniendo en cuenta que el peralte teórico ( $h_t$ ) es mucho más pequeño que la distancia entre ejes de la vía ( $a$ ), las relaciones trigonométricas podrían expresarse:

$$\text{sen}\alpha = \frac{h_t}{a}; \cos\alpha \approx 1$$

y por tanto:

$$\frac{P}{g \cdot R} V^2 = P \frac{h_t}{a}$$

$$h_t = a \frac{V^2}{g \cdot R} \quad (3.3)$$

Como se observa en la expresión anterior el peralte teórico dependería de dos parámetros, el radio de la curva,  $R$ , que es un valor constante y la velocidad de circulación que será variable en función del tipo de tren que circule. Si se calcula  $h$  para los trenes más rápidos, el confort para sus usuarios sería el adecuado, pero los trenes lentos, generalmente los de mercancías, por su gran peso desgastaría los carriles interiores. Si, por el contrario, se calcula  $h$  para la velocidad de los trenes más lentos, el confort sería malo para los más rápidos y el desgaste se produciría en el hilo exterior. Por tanto, no se podrá diseñar una vía, por la que circulen más de un tipo de tren, con un peralte teórico, sino que se tendrá que llegar a una solución de compromiso que sea la más adecuada, tanto para los trenes rápidos, como para los lentos.

Existen varios criterios para la elección del peralte práctico ( $h_p$ ), entre los que se pueden citar como más frecuentes los siguientes [32]:

- ❑  $h_p = 2/3 h_t$  (España, ferrocarril convencional)
- ❑  $h_p$  obtenido para  $V = 0.8 \cdot V_{\max}$

- $h_p$  obtenido para  $V = \sqrt{\frac{V_{\max}^2 + V_{\min}^2}{2}}$
- $h_p$  obtenido para  $V = \sqrt{\frac{\sum V_m^2 \cdot N_m}{\sum N_m}}$ , donde  $V_m$  es la velocidad de cada tipo de tren y  $N_m$  el número de trenes que circula a una velocidad  $V_m$ .

Este peralte práctico, así calculado, tiene una limitación máxima absoluta. Si este fuese muy alto en caso de parada en una curva sería incomodo para los viajeros.

Para un tren que circula por una curva de radio  $R$  y con un peralte  $h$ , habrá equilibrio si circula a una velocidad teórica  $V_t$ :

$$V_t = \sqrt{\frac{g}{a} \cdot h \cdot R} \quad (3.4)$$

Para esa misma curva ( $R$ ), todos aquellos trenes que circulen a una velocidad real ( $V$ ) mayor a la teórica ( $V > V_t$ ) sufrirán una *insuficiencia de peralte*. El peralte necesario ( $h_n$ ) para esa velocidad real  $V$  vendrá dado por la expresión:

$$h_n = a \frac{V^2}{g \cdot R} \quad (3.5)$$

Por tanto, el peralte que falta o insuficiencia de peralte ( $I$ ) será:

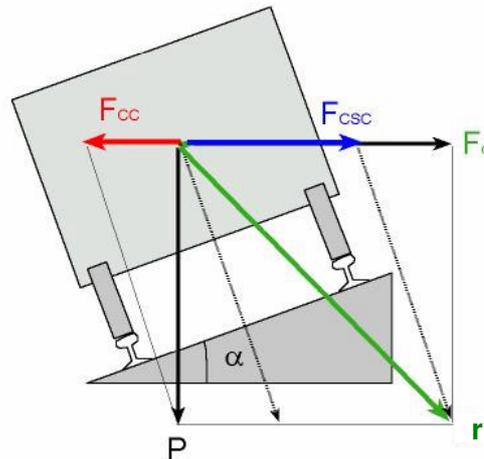
$$I = h_n - h_t = \frac{a}{g \cdot R} (V^2 - V_t^2) \quad (3.6)$$

Análogamente si la circulación se produce a una velocidad real más lenta que la teórica ( $V_r < V_t$ ) se produciría un exceso de peralte ( $E$ ) que vendría dado por la expresión:

$$E = h_t - h_n = \frac{a}{g \cdot R} (V_t^2 - V^2) \quad (3.7)$$

Al observar la Figura 3.4 se comprueba que si la velocidad del vehículo en la curva supera a la teórica para ese peralte se genera una fuerza centrífuga total ( $F_c$ ) superior a la fuerza centrífuga compensada ( $F_{cc}$ ), con lo que sobre el

vehículo se produce una resultante que denominamos fuerza centrífuga sin compensar ( $F_{CSC}$ ). Esta fuerza centrífuga sin compensar, genera sobre el viajero una aceleración centrífuga sin compensa ( $\gamma$ ), cuyo valor debe limitarse para evitar problemas de incomodidad en la marcha para los pasajeros.



**Figura 3.4.** Definición de la aceleración centrífuga sin compensar

La fuerza centrífuga no compensada se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$F_{CSC} = F_C - F_{CC} \quad (3.8)$$

El valor de la fuerza centrífuga compensada se puede obtener en función de  $P$ ,  $a$  y  $h$  a partir de la Figura 3.4:

$$F_{CC} = P \cdot \operatorname{tg} \alpha = P \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{cos} \alpha} \approx P \cdot \operatorname{sen} \alpha \approx P \cdot \frac{h}{a} \quad (3.9)$$

Por tanto:

$$F_{CSC} = P \cdot \frac{V_r^2}{g \cdot R} - P \cdot \frac{h}{a} = \frac{P}{g \cdot R} (V^2 - V_t^2) = P \cdot \frac{l}{a} = mg \cdot \frac{l}{a} \quad (3.10)$$

siendo  $m$  la masa del vehículo.

Una vez calculada la fuerza centrífuga no compensada, para obtener el valor de la aceleración no compensada,  $\gamma$ , se emplea la 2ª ley de Newton:

$$\gamma = \frac{F_{CSC}}{m} = l \cdot \frac{g}{a} \quad (3.11)$$

Análogamente, si tenemos exceso de peralte, es decir,  $V < V_t$ :

$$\gamma = \frac{F_{CSC}}{m} = E \cdot \frac{g}{a} \quad (3.12)$$

Esta aceleración no compensada limita la velocidad de un vehículo en una curva de radio R y peralte establecido h, atendiendo a condiciones de seguridad. Los valores máximos de  $\gamma$  están limitados a efectos de evitar los siguientes riesgos [32]:

- ❑ Ripado o desplazamiento lateral de la vía: se produce para  $\gamma = 3.7 \text{ m/s}^2$
- ❑ Descarrilamiento: se produce para  $\gamma = 5.9 \text{ m/s}^2$
- ❑ Vuelco: se produce para  $\gamma = 6.5 \text{ m/s}^2$

La aceleración no compensada se ve todavía más limitada debido a condiciones de comodidad. La aceleración sufrida por el pasajero,  $\gamma_p$ , de valores muy inferiores a los anteriores ( $1.2 \text{ m/s}^2$ ), será la que realmente limite la velocidad de un vehículo en una curva [33].

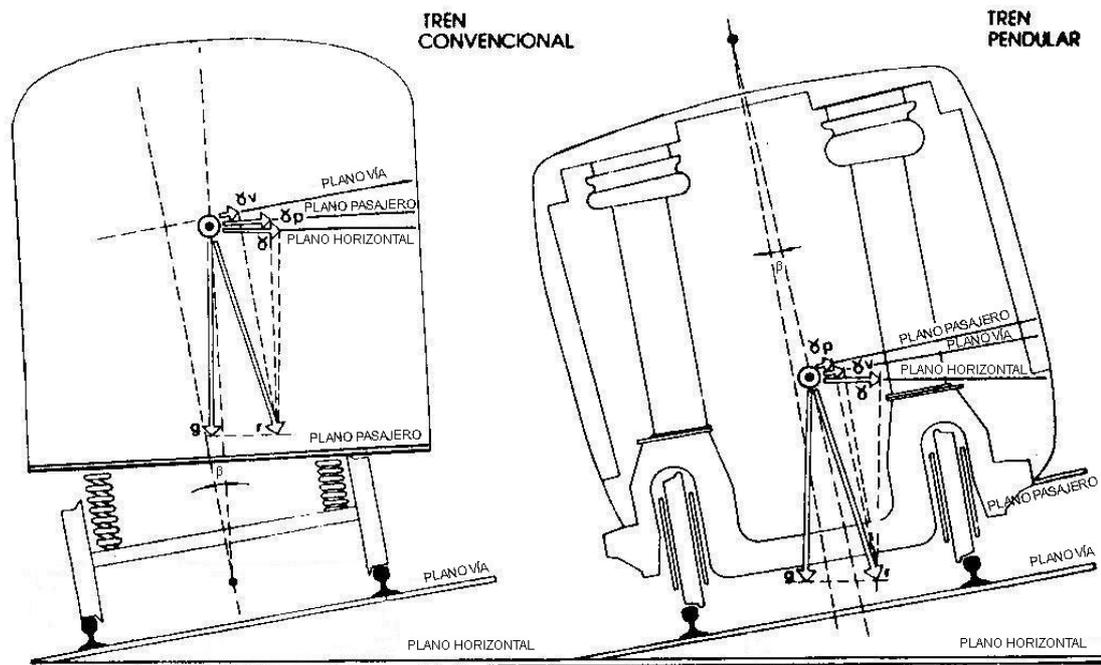
El vehículo representado inicialmente en las figuras anteriores, obedece a un esquema de cuerpo rígido, pero en la realidad, un vehículo ferroviario está constituido, simplificada, por un conjunto de masas, muelles y amortiguadores que constituyen un sistema oscilante cuyo comportamiento al desplazarse por la vía difiere del primero. La forma de distribuir estos componentes sobre el vehículo, da origen a dos tipos diferentes de configuración: tren convencional y el pendular.

En la Figura 3.5 se ha representado el efecto sobre el viajero de la circulación en curva con ambos tipos de configuración. Para la misma velocidad y geometría de la vía, es decir, la misma aceleración sin compensar,  $\gamma$ , la componente en el plano de la vía,  $\gamma_v$ , continúa siendo igual, mientras que la componente en el

plano de viajeros,  $\gamma_p$ , difiere, siendo mayor que,  $\gamma_v$ , en los vehículos convencionales y menor en los pendulares.

$$\gamma_p = \gamma_v(1 + S) \quad (3.13)$$

Siendo S el coeficiente de Souplesse, mayor que cero para los vehículos convencionales y menor que cero para los pendulares. El coeficiente S tomará diferentes valores dependiendo del tipo de vehículo. Por ejemplo para coche TALGO III,  $S = 0$ , para coches 9000 y 10000,  $S = 0.2$ , y para el coche del TALGO pendular  $S = -0.35$  [33].



**Figura 3.5.** Comparativa de las aceleraciones sufridas por un tren convencional y otro pendular en una curva [34]

La razón de esta situación es intuitiva, pues claramente se observa en la figura que el vehículo convencional, en el cual la suspensión está situada por debajo del centro de gravedad, el par creado por la fuerza centrífuga sin compensar tiende a girar la caja hacia el exterior, mientras que en el vehículo pendular el par debido a la fuerza de centrífuga hace girar la caja en el sentido de aumentar el ángulo con la horizontal, reduciendo el efecto sobre el pasajero.

Conocido el máximo valor permitido para la  $\gamma$  y las propiedades geométricas de la curva ( $a$ ,  $h$  y  $R$ ), se podría determinar la máxima velocidad que el vehículo debe alcanzar en dicha curva:

$$\gamma = g \cdot \left( \frac{V^2}{g \cdot R} - \frac{h}{a} \right) = \frac{V^2}{R} - \frac{gh}{a} \quad (3.14)$$

$$V_{\max} = \sqrt{R \left( \gamma_{\max} + \frac{gh}{a} \right)} \quad (3.15)$$

Queda claro, por tanto, que cuando se fija la velocidad de circulación de los vehículos, esta afecta decisivamente a los parámetros geométricos empleados en el diseño de la vía. En la Tabla 3.1 se muestra la evolución de los parámetros geométricos para la SNCF a medida que la velocidad de circulación de los trenes ha ido incrementándose.

**Tabla 3.1.- Efecto de la velocidad en la selección de parámetros geométricos [1]**

Parámetro	Velocidad (km/h)		
	270	300	350
Mínimo radio de curvatura (m) :			
- Recomendado	3846	4545	7143
- Normal	3226	4000	6250
- Excepcional	3125	4000	5556
Máximo peralte (mm) :			
- Normal	180	180	180
- Excepcional	180	180	180
Insuficiencia de peralte (mm) :			
- Normal	100	85	65
- Excepcional	130	100	85
Exceso de peralte en condiciones normales para trenes de carga (mm) :			
- Normal	100	100	---
- Excepcional	110	110	---
Velocidad de variación de la deficiencia del peralte (mm/s) :			
- Normal	30	30	30
- Excepcional	50	50	50
Longitud de las conexiones parabólicas (m)	R = 3125 m D = 180 mm L = 270 m	R = 4000 m D = 180 mm L = 300 m	R = 5556 m D = 180 mm L = 350 m
Variación de peralte (mm/m) :			
- Normal	$0.30 \leq i \leq 0.67$	$0.30 \leq i \leq 0.60$	$0.30 \leq i \leq 0.52$
- Excepcional	$0.67 \leq i \leq 0.80$	$0.60 \leq i \leq 0.72$	$0.52 \leq i \leq 0.62$

En la Tabla 3.2 se muestra un resumen de los parámetros geométricos empleados por las diferentes administraciones europeas, así como el indicado en la TSI (Technical Specification for Interoperability) [35], en función de la velocidad empleada por cada una de ellas.

**Tabla 3.2.- Parámetros geométricos empleados en Europa en alta velocidad [1]**

Parámetro	Administración										TSI
	Francia		Alemania			Italia		España		Belg	
	300	350	300	300	350	300	350	300	350	300	
Tipo de tráfico: P (pasajeros); P/C (pasajeros y carga)											
	P	P	P/C	P	P	P/C	P/C	P	P	P	P
Máxima carga axial, trenes de alta velocidad (t)											
	17	17	17	17	≤16	17	17	17	18	17	17
Máxima carga axial para locomotoras (t): N (ninguna)											
	N	N	20	N	N	22.5	22.5	22.5	22.5	22.5	N
Máxima carga axial para vagones de carga (t): N (ninguna)											
	N	N	22.5	N	N	22.5	22.5	N	N	22.5	N
Máxima velocidad de diseño de las líneas (km/h)											
	300	350	300	300	350	300	350	270	350	300	>300
Máxima velocidad de operación de las líneas (km/h)											
	300	320	300	300	330	300	350	270	>300	300	N
Mínimo radio de curvatura para la máxima velocidad (m)											
	4000	6250	4000	3350	5120	5450	7000	4000	6500	4800	
Máximo peralte de la vía (mm)											
	180	180	160	170	170	105	130	150	150	150	200
Máximo gradiente (mm/m)											
	35	35	20	40	40	12	12	12.5	25	15-21	35
Ley de variación del peralte de la vía (mm/s)											
	50	50	34.7	34.7	34.7	27	37	32	30	37	---
Mínimo radio vertical (m)											
	16000	21000	14000 12000	14000 12000	20000	25000	25000	24000 17000	25000	20000 17000	
Insuficiencia de peralte a la velocidad de diseño (mm)											
	85	65 (85)	105	130 150	112	90	75	100	65	100	80
Longitudes de las curvas de transición que corresponden al radio mínimo (m)											
	300	350	384	408	476	330	330	360	460	420	

### 3. NATURALEZA DE LOS ESFUERZOS APLICADOS SOBRE LA SUJECIÓN

Los esfuerzos que actúan sobre la sujeción surgen como resultado de absorber las fuerzas que la rueda transmite sobre el carril y transferirlas a la traviesa. Estos esfuerzos pueden ser considerados desde tres direcciones principales [9]:

- ❑ vertical;
- ❑ horizontal, transversales a la vía;
- ❑ horizontal, paralelas a la vía o longitudinales;

Estos esfuerzos, en resumen, provocarán sobre la sujeción diferentes efectos, como puede verse en la Figura 3.6:

- ❑ Esfuerzo vertical. La componente centrada intentará, en función de su signo, juntar el carril con la traviesa, comprimiendo la placa de asiento, o por el contrario, arrancar el carril de la traviesa. La excentricidad de la carga originará un momento que intenta girar al carril respecto a la traviesa
- ❑ Esfuerzo horizontal transversales. La componente centrada arrastra transversalmente el carril sobre la traviesa intentando modificar el ancho de vía, mientras que la excentricidad, al igual que ocurriría en el caso anterior, intentará girar el carril respecto a la traviesa. Si el esfuerzo horizontal se aplica en el vano entre dos traviesas, origina esfuerzos de torsión sobre la sujeción.
- ❑ Esfuerzo horizontal longitudinales. Provoca un deslizamiento longitudinal del carril respecto a la traviesa.

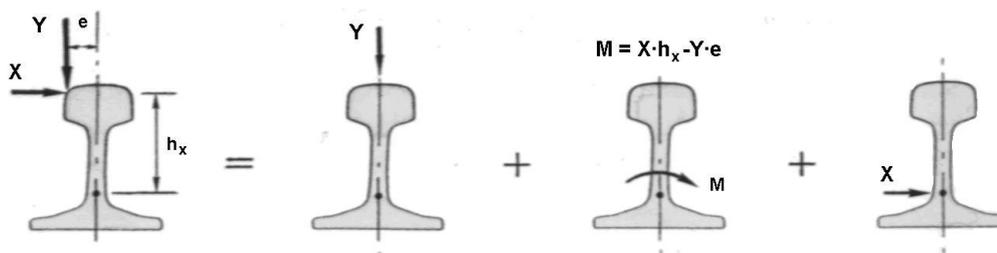


Figura 3.6. Descomposición de los esfuerzos soportados por la sujeción

Generalmente, las cargas se distribuyen desigualmente sobre los dos carriles y son a menudo difíciles de cuantificar. Dependiendo de la naturaleza de las cargas, estas se pueden dividir en:

- Cargas cuasi-estáticas como resultado del peso del vehículo, la fuerza centrífuga y la fuerza de centrado en curvas y cambios, y el viento transversal. La frecuencia de aplicación de cargas dependerá, fundamentalmente, de la velocidad de circulación del vehículo, por lo que, a velocidades elevadas este tipo de esfuerzo podría clasificarse dentro del siguiente grupo.
- Cargas dinámicas causadas por:
  - Las irregularidades geométricas de la vía (horizontales y verticales) y la rigidez irregular de la vía debido a las características variables y asiento del balasto;
  - Discontinuidades en soldaduras y juntas, cambios, etc.;
  - Superficie de rodadura irregular del carril debido al desgaste (corrugas);
  - Defectos del vehículo tal como rueda con planos, vibraciones naturales, oscilaciones, etc.

También el efecto de la temperatura en vía continua con carril soldado puede causar considerables tensiones longitudinales (fuerzas de compresión), que pueden generar inestabilidades en la vía (riesgo de pandeo).

### 3.1. ESFUERZOS VERTICALES

La carga vertical total por rueda sobre el carril está formada por los componentes siguientes:

$$Y_{\text{tot}} = \underbrace{Y_{\text{est}} + Y_{\text{cen}} + Y_{\text{vie}}}_{\text{Fuerzas cuasi-estáticas}} + Y_{\text{din}} \quad (3.16)$$

Donde:

- ❑  $Y_{est}$ : carga estática por rueda (mitad de la carga estática por eje, medida en vía horizontal y recta);
- ❑  $Y_{cen}$ : incremento en la carga por rueda sobre el carril exterior en curva debido a la fuerza centrífuga no compensada;
- ❑  $Y_{vie}$ : incremento en la carga por rueda debido al viento transversal
- ❑  $Y_{din}$ : componentes dinámicas de carga por rueda resultantes de:
  - Masa suspendida: 0-20 Hz;
  - Masa no suspendida: 20-125 Hz;
  - Corrugas, soldaduras, defectos de rueda: 0-2000 Hz.

Haciendo un balance de las fuerzas que actúan sobre el vehículo se puede obtener la siguiente expresión para cada conjunto de ruedas y para un peralte pequeño:

$$Y_{cen} + Y_{vie} = P \frac{l \cdot H}{a^2} + F_v \frac{q}{a} \quad (3.17)$$

donde:

$$l = \frac{a \cdot V^2}{g \cdot R} - h_t \quad (3.18)$$

- ❑  $l$ : insuficiencia de peralte
- ❑  $P$ : peso del vehículo por conjunto de ruedas
- ❑  $H$ : distancia al centro de gravedad del vehículo
- ❑  $a$ : ancho de vía
- ❑  $F_v$ : fuerza del viento transversal
- ❑  $q$ : distancia del centro de gravedad en la superficie lateral
- ❑  $V$ : velocidad
- ❑  $g$ : aceleración de la gravedad
- ❑  $R$ : radio de la curva
- ❑  $h_t$ : peralte teórico

El incremento en la carga por rueda sobre el carril exterior en curva debido a la fuerza centrífuga no compensada supone, generalmente, entre un 10 y un 25 % de las cargas estáticas por rueda. Con viento transversal en el lado opuesto,  $F_v$  es negativo, lo que es importante para vehículos detenidos en curvas.

Debido al alto número de repeticiones de carga, la carga dinámica por rueda se puede considerar como un esfuerzo de fatiga. Esto significa que no es la carga por rueda el mayor factor determinante para la capacidad portante sino que lo será la media cuadrática de todas las cargas que actúan en la rueda.

Aproximadamente 2 m por delante y 2 por detrás de la rueda, el carril flexa hacia arriba. Esto significa que fuerzas directas ascendentes también pueden actuar sobre la sujeción, pudiendo provocar la extracción del sistema de anclaje a la traviesa.

### 3.2. ESFUERZOS TRANSVERSALES

La fuerza lateral horizontal ejercida por la rueda sobre el carril exterior viene dada por la expresión:

$$X_{\text{tot}} = \underbrace{X_p + X_{\text{cen}} + X_{\text{vie}}}_{\text{Fuerzas cuasi-estáticas}} + X_{\text{din}} \quad (3.19)$$

Donde:

- $X_p$ : carga lateral en curva causada por la pestaña de la rueda contra el carril exterior;
- $X_{\text{cen}}$ : fuerza lateral debida a la fuerza centrífuga no compensada;
- $X_{\text{vie}}$ : fuerza lateral debido al viento trasversal;
- $X_{\text{din}}$ : componente de la fuerza lateral dinámica, en vía recta se trata predominantemente de fenómenos oscilatorios (movimiento de lazo).

Si se asume que  $X_{cen}$  y  $X_{vie}$  actúan en su totalidad sobre el carril exterior, el equilibrio considerado por conjunto de ruedas sería:

$$X_{cen} + X_{vie} = P \frac{l}{a} + F_v \quad (3.20)$$

La situación real es considerablemente mas compleja debido a la presencia de varios conjuntos de ruedas acoplados, las diversas posiciones que el vehículo puede asumir en una curva y las fuerzas de adhesión entre el carril y la rueda. Por todos estos motivos, la fuerza lateral total no puede ser pronosticada con gran fiabilidad. En la práctica, no obstante, se han desarrollado métodos experimentales de medida para determinar las fuerzas vertical y horizontal total sobre el carril. También se pueden emplear conjuntos de ruedas instrumentadas que permiten medir estas magnitudes y actualmente se están usando técnicas basadas en medidas geométricas [9].

### **3.3. ESFUERZOS LONGITUDINALES**

Las fuerzas longitudinales horizontales en el carril son originadas por:

- Fuerzas por temperatura, especialmente en el caso de carril continuo soldado, CWR. Estas fuerzas se puede considerar de carácter estático;
- Aceleraciones y frenazos;
- Disminución de tensiones causados por soldaduras de carril en la vía;
- Fluencia de la vía.

#### **3.3.1. Fuerzas por Temperatura.**

Por efecto de la temperatura, la variación de la longitud de un carril libre se expresaría como:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T \quad (3.21)$$

donde:

- $\alpha$ : coeficiente de expansión térmica en carriles de acero.
- $\Delta T$ : variación de la temperatura;
- $L$ : longitud inicial del carril.

Esta dilatación no sucede si el carril se ha fijado a la traviesa por medio de la sujeción, al encontrarse resistencias longitudinales que se oponen al desplazamiento axial. Esta resistencia surge por las fuerzas de fricción entre carriles y traviesas y entre traviesas y balasto.

En el caso de carril continuo soldado la longitud del carril es tan grande que existen condiciones de deformación plana, impidiendo el desplazamiento axial del carril completamente. El esfuerzo generado sobre el carril debido a un cambio de temperatura viene dado por la expresión:

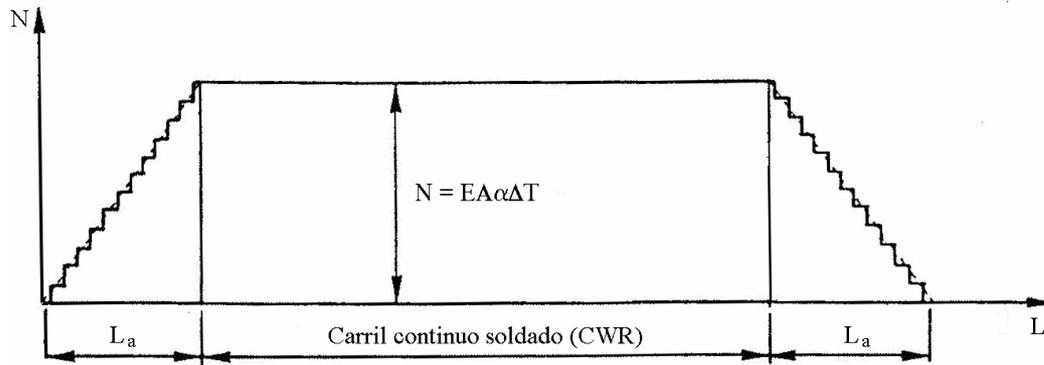
$$N = E \cdot A \cdot \frac{\Delta L}{L} = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (3.22)$$

donde:  $E$ : módulo de elasticidad del carril de acero

$A$ : sección transversal del carril

Si el carril está libre, por efecto del incremento de temperatura, no se produce un incremento de tensiones, pero si por el contrario, la longitud del carril estuviese anclada en ambos extremos, la distribución de tensiones sería uniforme y del valor indicado en la expresión (3.22). La dilatación que se produce realmente es un caso intermedio entre la dilatación libre y la totalmente coaccionada, ya que la libre dilatación del carril se ve impedida por el rozamiento entre los elementos del sistema carril-sujeción-traviesa-balasto.

Los esfuerzos sobre un carril continuo debido a la temperatura se distribuyen según se indica en la Figura 3.7.



**Figura 3.7.** Distribución de los esfuerzos en un CWR debido a la temperatura [9]

Las tensiones normales en los extremos del carril son nulos, y a lo largo de la longitud activa ( $L_a$ ) van creciendo de forma escalonada, incrementándose en cada una de las traviesas, con un valor que puede oscilar entre 7 y 10 kN por traviesa, hasta alcanzar el valor obtenido a partir de la expresión (3.22). La longitud activa tendrá una longitud aproximada de 70 m.

### 3.3.2. Fluencia en la vía.

La fluencia consiste en el desplazamiento gradual, en el sentido de la marcha, ya sea del carril sobre la traviesa o del carril junto con la traviesa sobre el balasto. En una vía simple sobre la que se puede circular en los dos sentidos de marcha, la fluencia será menor. En pendientes la fluencia de las vías decrece independientemente de la dirección del tráfico.

El fenómeno de la fluencia presenta las siguientes desventajas:

- ❑ Incremento de las fuerzas en carril continuo soldado.
- ❑ Juntas de expansión demasiado grandes o demasiado pequeñas en vía soldada.
- ❑ La fluencia del carril no uniforme produce un desalineamiento de la traviesa debido al cual se ejercen momentos flectores horizontales sobre el carril.

- ❑ Los desplazamientos de las traviesas producen alteraciones de la estabilidad de la vía en la cama de balasto

La fluencia se puede eliminar empleando sujeciones con una fuerza de apriete suficiente y balasto con una adecuada resistencia a cortante.

### **3.3.3. Carga de frenado**

Se trata de esfuerzos que comprimen el carril por delante del tren y lo traccionan por detrás. El valor de estas fuerzas es considerable y deben ser tenidas en cuenta cuando se dimensionan estructuras. Muchos ferrocarriles asumen un valor del 25 % del peso del tren para esta carga axial.

## **3.4. ESFUERZOS DINÁMICOS**

El incremento en la velocidad del transporte ferroviario ha planteado la necesidad de considerar el comportamiento dinámico de la vía. Dicho comportamiento incide sobre diferentes aspectos:

- ❑ La capacidad resistente de la vía
- ❑ La capacidad de disipación del ruido y vibraciones que son transmitidas al entorno más próximo
- ❑ El comportamiento dinámico del vehículo como consecuencia de su interacción con la vía.

Como consecuencia del incremento de la velocidad de circulación se produce una elevación de las frecuencias de excitación que podrían llegar a coincidir con las frecuencias propias de la vía. La coincidencia de estas frecuencias conducirá inexorablemente a un deterioro prematuro de la vía con los consiguientes costes asociados. Es por lo tanto necesario desarrollar modelos y herramientas de diseño que permitan considerar dicho comportamiento e introducir las modificaciones adecuadas para evitar este tipo de problemas.

Dentro de este campo existen diversos trabajos orientados fundamentalmente a obtener experimentalmente la función de respuesta en frecuencia [36-38] que permiten caracterizar y evaluar el comportamiento dinámico de diversos diseños.

Independientemente de los efectos del balasto, el tipo de sujeción también condiciona el amortiguamiento del conjunto y por tanto la capacidad de atenuar las vibraciones transmitidas al entorno. El desarrollo de modelos fiables del comportamiento [39] permite considerar este aspecto en la fase de diseño mejorando los resultados finales.

No se debe olvidar que el comportamiento dinámico del vehículo se verá condicionado además, de por su sistema de suspensión, por la interacción de éste con la vía. Un diseño inadecuado afectará indudablemente al confort de los pasajeros así como a las prestaciones del vehículo.

Los efectos dinámicos derivados de la alta velocidad cobran mayor importancia en los puentes de ferrocarril, donde, para determinados vehículos y velocidades de paso, el riesgo de encontrar efectos resonantes es elevado. La resonancia en un puente puede generar esfuerzos superiores a los admisibles de proyecto y alterar las condiciones de circulación del tráfico.

Para valorar la importancia que los efectos resonantes Domínguez J. [40] presenta un estudio comparativo de los efectos dinámicos producidos en un puente por el paso de una carga estática, una móvil aislada y un tren de cargas móviles. Para una carga estática de 19.5 t y un vano del puente tiene 15 metros de luz la flecha estática en el centro del vano para las condiciones dadas de acuerdo a la resistencia de materiales es de 1.78 mm. Si se hace circular la carga aislada por el puente a una determinada velocidad, el desplazamiento máximo es de 3.02 mm y, se obtiene para la velocidad de 330 km/h, superando casi en un 70 % al estático. Por último, se considera el efecto de un tren formado por diez cargas puntuales del mismo valor que la anterior y separadas unas de otras 16 m (separación efectiva entre ejes de diferentes vagones, superior a luz del vano, de forma, que nunca se encontrarían dos cargas simultáneamente sobre el puente). Para una velocidad de 288 km/h aparece un

fenómeno resonante clásico, es decir, que los efectos dinámicos producidos por el paso de un eje se acoplan a los producidos por el anterior, amplificando, en consecuencia, la respuesta total del sistema. Para esta velocidad, se obtiene una flecha máxima de 15.44 mm, superando, por tanto, en más de un 400 % a las generadas por una carga aislada en movimiento y, en más de un 750 % a las esperables con un planteamiento estático.

### **3.5. CONDICIONES DE DISEÑO**

Cuando se plantea un incremento de la velocidad de circulación se debe atender a dos aspectos fundamentalmente:

- La seguridad
- La comodidad de los viajeros

#### **3.5.1. Condiciones de seguridad**

##### *3.5.1.1. Riesgo de vuelco*

El vuelco de los vehículos en curvas puede ocurrir en las siguientes situaciones:

- Por el carril exterior a altas velocidades, con una gran deficiencia de peralte y viento transversal, debido a la descarga del carril interior.
- Por el carril interior en el caso de vagones ligeros vacíos parados o vagones con la carga desplazada sobre vías con un peralte alto y con viento transversal en dirección desfavorable.

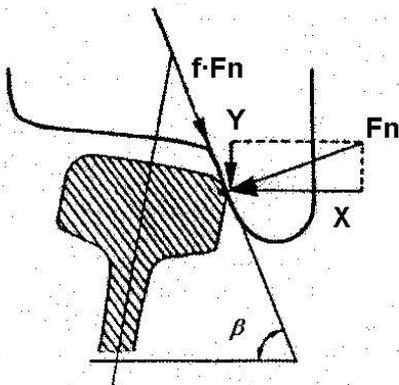
Para determinar la seguridad contra el vuelco se puede considerar un equilibrio teniendo en cuenta la carga y el desplazamiento del centro de gravedad debido a la suspensión.

### 3.5.1.2. Riesgo de Descarrilamiento.

El descarrilamiento no es consecuencia única de la aplicación de fuerzas transversales, sino que ocurre como resultado de la actuación conjunta de fuerzas verticales y laterales. El riesgo de descarrilamiento tiene lugar si ocurre que la relación  $X/Y$  aumenta en valor, ya sea debido a una fuerza lateral  $X$  alta o una baja carga por rueda  $Y$  en el caso de ruedas descargadas; en tal caso la pestaña de la rueda trepará hacia la parte alta del carril hasta que el descarrilamiento es inevitable. Se puede deducir en condiciones de equilibrio, ver Figura 3.8, que para que se produzca el trepado de la pestaña de la rueda, sería necesario:

$$\frac{X}{Y} > \text{tg}(\beta + \theta) \quad (3.23)$$

donde:  $\text{tg } \theta = f$  (coeficiente de fricción).



**Figura 3.8.** Trepado de la rueda por el carril [9]

Ensayos llevados a cabo por ORE [41] han mostrado que el descarrilamiento puede ocurrir si la relación  $X/Y$  supera el valor de 1.2, por lo que, usualmente, se ha tomado esta relación como criterio de seguridad.

Además de disminuir la relación  $X/Y$ , otra forma de disminuir el riesgo de descarrilamiento es emplear la pestaña o el carril lubricados ya que se disminuye la fricción entre ellos. Asimismo para prevenir el trepado de las pestañas, el ángulo de desgaste del carril se limita a  $32^\circ$ .

### 3.5.1.3. Riesgo de ripado o desplazamiento lateral de la vía

La fuerza lateral total ejercida por las ruedas sobre el carril debe ser resistida por medio de la resistencia al desplazamiento lateral de las traviesas en la cama de balasto y de la rigidez horizontal de la estructura de la vía.

En la dirección horizontal la resistencia de la vía es limitada y, por tanto, fuerzas laterales altas pueden provocar movimientos de las traviesas sobre el balasto, causando, posiblemente, deformaciones permanentes.

Un valor práctico determinado por SNCF para la resistencia lateral requerida por la vía para garantizar la estabilidad, conocido como la formula Prud'homme [9] es:

$$X_s > 10 + P/3 \quad (3.22)$$

donde

- $X_s$  : fuerza horizontal [kN] requerida para iniciar el desplazamiento lateral de la vía;
- $P$  : carga por eje [kN];

En lo que se refiere al material móvil, se requiere que la fuerza horizontal por rueda,  $X_r$ , ejercida por un vehículo se debe restringir de acuerdo a:

$$X_r < 0.85(10+P/3) \quad (3.23)$$

### 3.5.2. Condiciones de comodidad

La noción de comodidad, cuando se analiza el aumento de velocidad del ferrocarril, se limita a la fatiga provocada sobre el cuerpo humano por los movimientos del vehículo, dejando en segundo plano otros aspectos como el ruido, iluminación, etc.

El viajero sentado es más sensible a las aceleraciones aleatorias, mientras que, el viajero de pie es más aceptado por las aceleraciones cuasi-estáticas y, en

particular, a la velocidad de aplicaciones de las mismas. Los valores límites adoptados por SNCF se muestran en los apartados siguientes [33].

#### *3.5.2.1. Aceleraciones verticales.*

Este tipo de aceleración actúa, fundamentalmente, sobre las vísceras y pueden provocar náuseas con valores no excesivamente grandes. La sensación de incomodidad es mayor cuando la aceleración está dirigida hacia arriba que hacia abajo. El valor límite de estas aceleraciones no debe ser excesivamente elevado, pudiéndose adoptar en la práctica:

$$\gamma_{pv} \leq 0.05g = 0.5 \text{ m/s}^2$$

#### *3.5.2.2. Aceleraciones transversales*

Este tipo de aceleraciones pueden provocar fundamentalmente problemas de equilibrio, que son mejor soportados que las náuseas producidas por las verticales. El viajero está dispuesto a aceptar aceleraciones transversales cuasi-estáticas relativamente elevadas, encontrando incluso una cierta satisfacción en la velocidad, a condición de que las aceleraciones transversales aleatorias sean reducidas y de que la velocidad de variación de la aceleración transversal esté, también, limitada.

Para una vía en excelente estado, es decir, con aceleraciones transversales aleatorias prácticamente nulas, el valor límite de la aceleración transversal es:

$$\gamma_{pt} \leq 0.15g = 1.5 \text{ m/s}^2$$

Sin embargo, en la práctica, y aún con un buen estado de la vía, aparecen aceleraciones transversales aleatorias que, aunque pequeñas, aconsejan disminuir el valor límite:

$$\gamma_{pt} \leq 0.12g = 1.2 \text{ m/s}^2$$

## 4. ESFUERZOS MEDIDOS EN LA SUJECIÓN

### 4.1. ESTUDIOS PREVIOS

En junio de 1967 la ORE publica el informe nº 6 de la norma ORE/D71 [42] “Requerimientos de sujeciones. Ensayos en vía”, cuyo objetivo fue proporcionar los resultados de los ensayos efectuados en vía sobre diferentes tipos de sujeción y por diferentes administraciones:

- ❑ SNFC (Francia): empleó para los ensayos traviesa de madera de roble con sujeciones rígidas en base a tirafondo y elásticas tipo RN Y RNS (similar a la RN, montada con placa de asiento metálica y tres anclajes, dos de ellos por el exterior)
- ❑ DB (Alemania): empleó para los ensayos traviesas de madera de haya y sujeciones tipo K de 4 y 2 tirafondos con y sin arandela bajo los bulones y tirafondos (Figura 3.9)

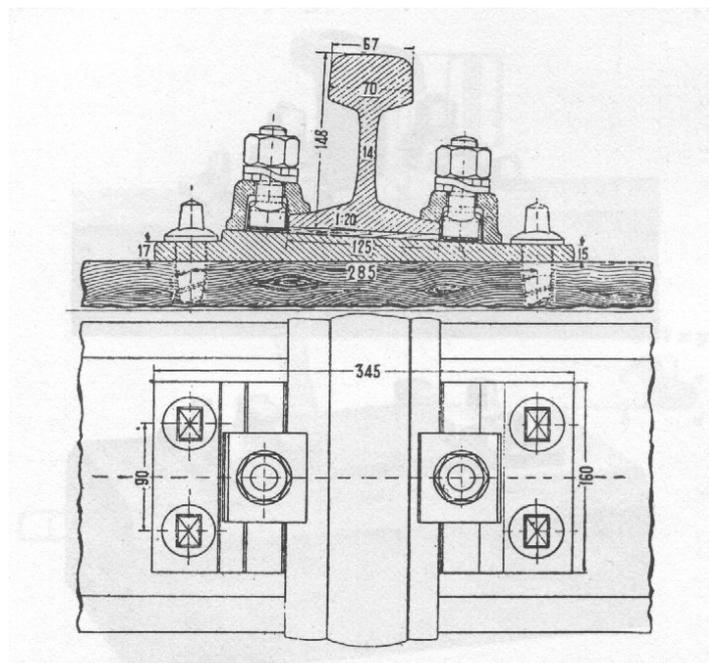


Figura 3.9. Sujeción tipo K [29]

- ❑ BR (Gran Bretaña): también empleó traviesa de madera sobre la que montó ocho tipos diferentes de sujeciones elásticas entre las que se encontraba la pandrol.

Los parámetros evaluados fueron:

- ❑ Separación entre los carriles de la vía no cargada por efecto de una fuerza horizontal ( $\Delta a$ )
- ❑ Esfuerzo vertical ejercido por la rueda de un vehículo sobre el carril ( $Y$ )
- ❑ Variación de la fuerza de apriete de los tirafondos al paso de cargas ( $\Delta F_T$ )

#### **4.1.1. Separación de la vía no cargada**

El ensayo consistió en la aplicación de sendas fuerzas horizontales transversales ( $X$ ) y de sentido opuesto intentando separar los carriles con la correspondiente medida del incremento del ancho de vía ( $\Delta a$ ).

Para comparar los diferentes resultados obtenidos, se caracterizó cada sujeción por el parámetro rigidez transversal de la vía ( $k_t$ ), definido por la expresión:

$$k_t = \frac{\text{Esfuerzo transversal}}{\text{Separación}} = \frac{X}{\Delta a} \quad (3.26)$$

En los diagramas de la Figura 3.10 y Figura 3.11 se muestra la evolución de la fuerza transversal aplicada en función del incremento en el ancho de vía y del apriete aplicado a los tirafondos.

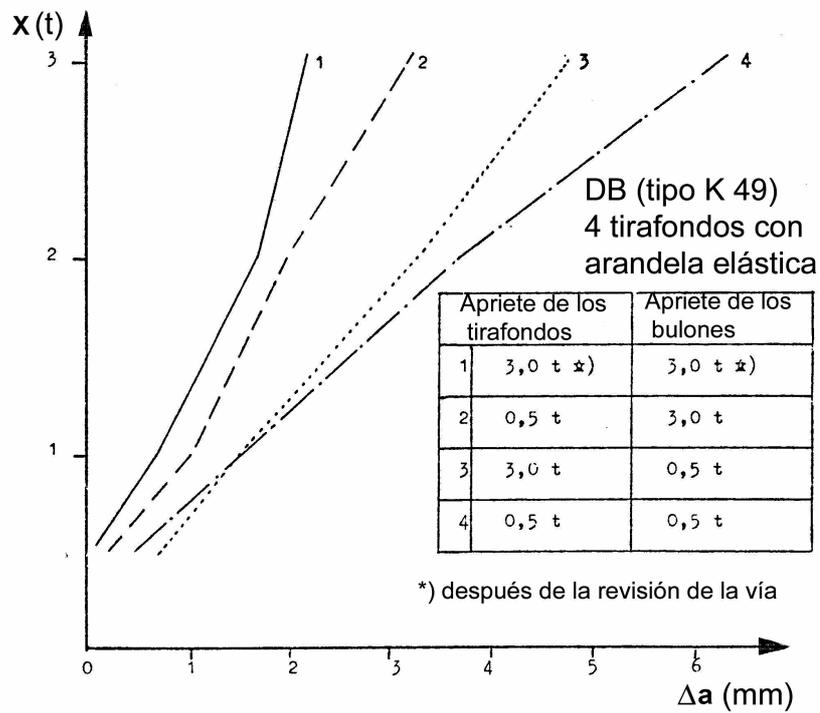


Figura 3.10. Relación entre el esfuerzo aplicado y  $\Delta a$  para sujeción tipo K [42]

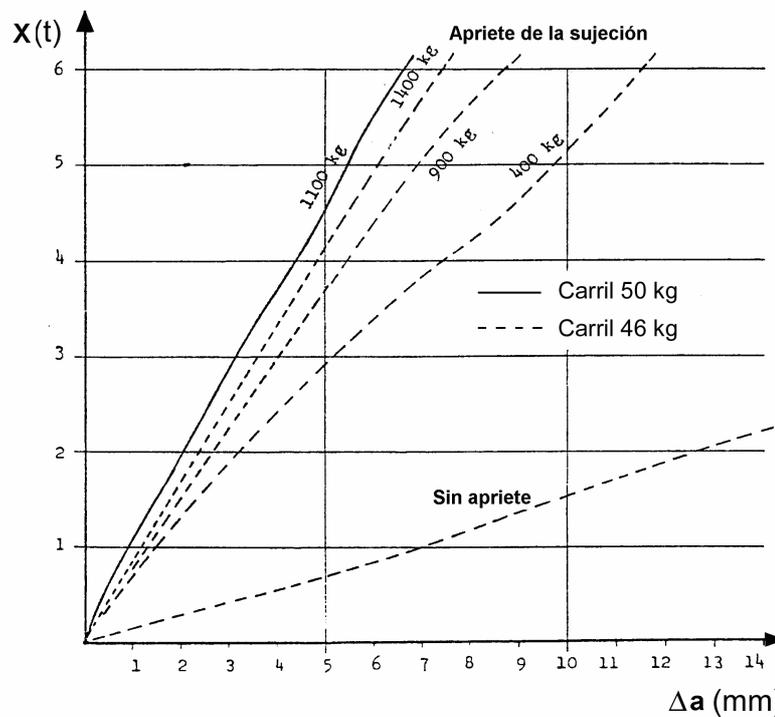


Figura 3.11. Relación entre el esfuerzo aplicado y  $\Delta a$  para sujeción tipo RNS [42]

Se comprueba por tanto que el coeficiente  $k_t$  de rigidez transversal depende de múltiples variables:

- Tipo de carril.
- Tipo y espaciado de las traviesas.
- Tipo de sujeciones.
- Apriete ( $F_T$ ) de las sujeciones.
- Envejecimiento de los diferentes elementos.

Debido a que en cada Administración todas estas variables cambian mucho, no fue posible hacer una comparación válida de los resultados presentados. Sin embargo, se constata que la rigidez transversal varía entre 0,30 y 1,5 t/mm.

La influencia del apriete,  $F_T$ , de las sujeciones es notable. Un desapriete lleva consigo una reducción de la rigidez transversal,  $k_t$ :

- En la sujeción tipo K sobre traviesas de madera, con 4 tirafondos por sujeción, el coeficiente  $k_t$  cae de 1,4 a 0,48 t/mm cuando el apriete de los tirafondos y bulones pasa de 3 a 0,5 t/mm.
- En la colocación francesa rígida sobre traviesa de madera, el coeficiente  $k_t$  decrece de 1,15 a 0,43 t/mm por un desapriete de tirafondos de  $\frac{1}{4}$  de vuelta.
- En la colocación francesa elástica RN, el coeficiente  $k_t$  cae de 0,77 a 0,33 t/mm cuando el apriete de los tirafondos pasa de 0,9 a 0,25 t.

La influencia de la rigidez propia del carril es también notoria. Así, en la colocación elástica francesa RNS, el coeficiente  $k_t$  es 0,82 t/mm en el caso de carriles U 33 de 46 kg con apriete de tirafondos de 1,4 t, mientras que se obtiene un valor de rigidez mayor,  $k_t = 1$  t/mm, para carriles U 36 de 50 kg, siendo menor el apriete de los tirafondos (1,1 t).

La DB con la sujeción tipo K, Figura 3.12, y la BR con sujeción BR1, Figura 3.13, comprobaron la influencia de la edad de la vía. Para sujeciones del mismo tipo, la rigidez transversal disminuye con la edad de la vía en una proporción de un 50% después de 15 años, en el caso de condiciones comparables de superestructura y de línea.

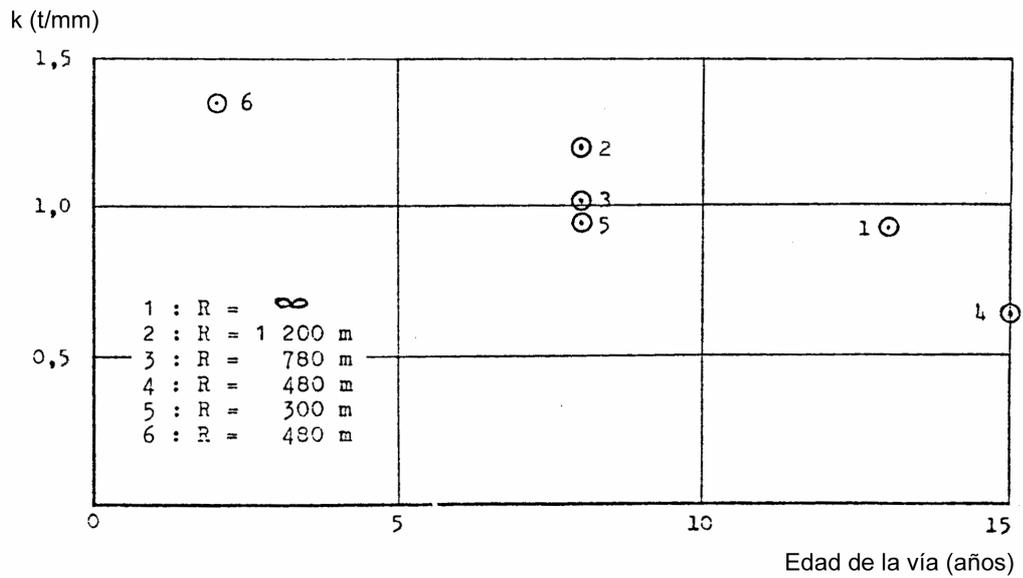


Figura 3.12. Influencia de la edad y del radio de la vía en  $k_t$  (sujeción tipo K) [42]

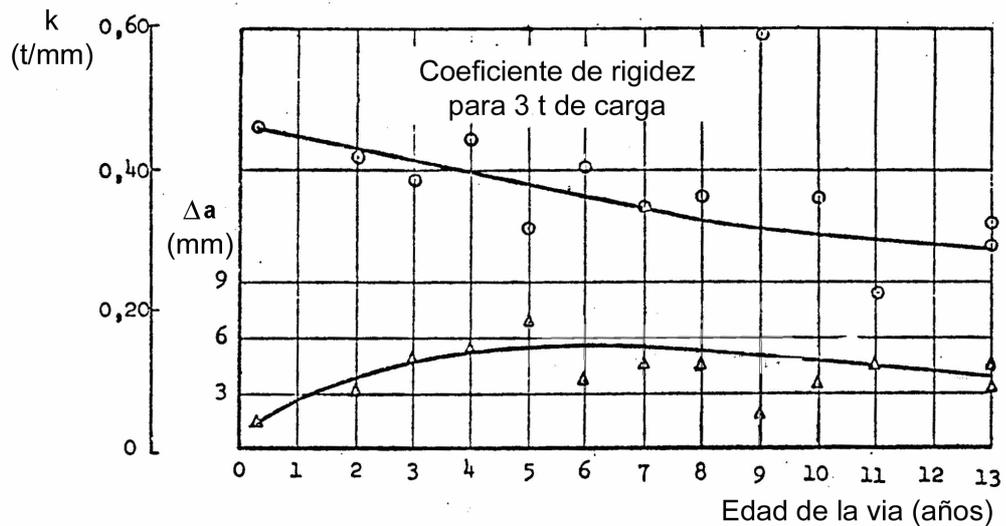


Figura 3.13. Influencia de la edad en  $k_t$  y  $\Delta a$  (sujeción BR) [42]

El tipo y espaciado de las traviesas también influyen sobre la rigidez transversal, pero dicha influencia es difícil de determinar con los ensayos realizados, que no fueron programados en ese sentido. El mayor espaciado de las traviesas inglesas (68 a 78 cm) contribuye algo a que las rigideces transversales sean las más bajas registradas de las tres administraciones.

#### **4.1.2. Fuerzas horizontales X ejercidas por la rueda sobre el carril**

Los ensayos fueron efectuados por la DB y la SNCF. La DB realizó sus ensayos, con dos máquinas diferentes, y con coches y vagones, para los siguientes radios de curva:  $R = \infty$ , 1200 m, 880 m, 480 m y 300m. La SNCF realizó sus ensayos con las tres máquinas diferentes y sobre vagones de minerales cargados con 20 t por eje. Los radios de curvas utilizados fueron:  $R = \infty$ , 2700m, 500m, 350m, 250m y 150m. No todas las máquinas fueron ensayadas en todos los radios de curva posibles.

Los ensayos, aunque numerosos, fueron insuficientes para evaluar todas las posibles influencias.

Las influencias más destacadas se deben al radio de curva (Figura 3.14) y al tipo de vehículo utilizado. En este sentido hay que resaltar que los primeros ejes de los bogies tienden a separar la vía. La presencia del peralte hace que las fuerzas aplicadas sobre el carril alto y bajo sean distintas, aunque sólo para altos valores de fuerza X.

La influencia de la elasticidad de las sujeciones sobre X es débil y poco significativa, tanto para las sujeciones de la DB como para las de la SNCF (Figura 3.15).

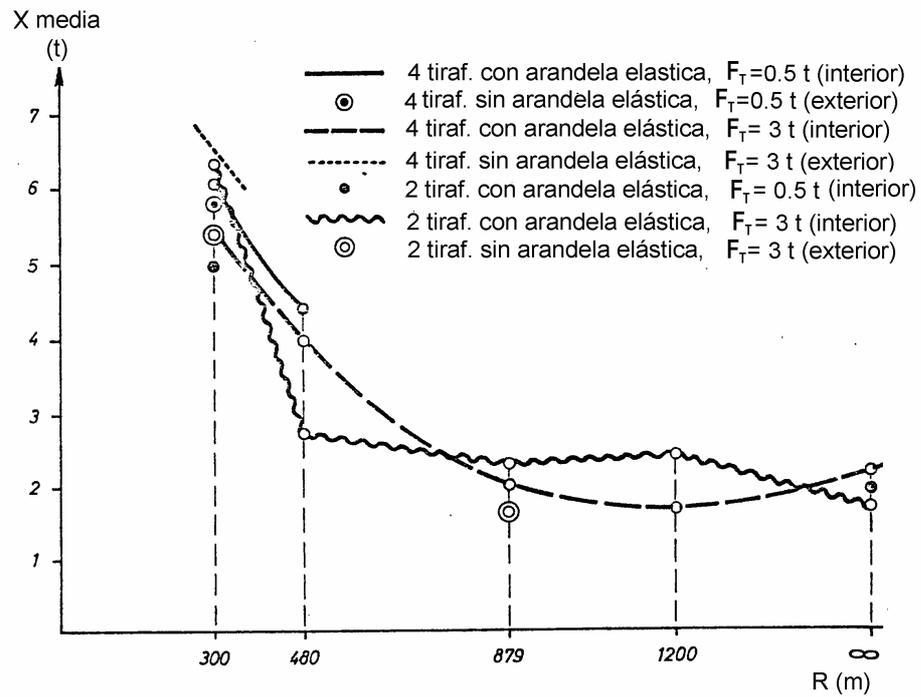


Figura 3.14. Evolución de X en función del radio de curvatura (DB) [42]

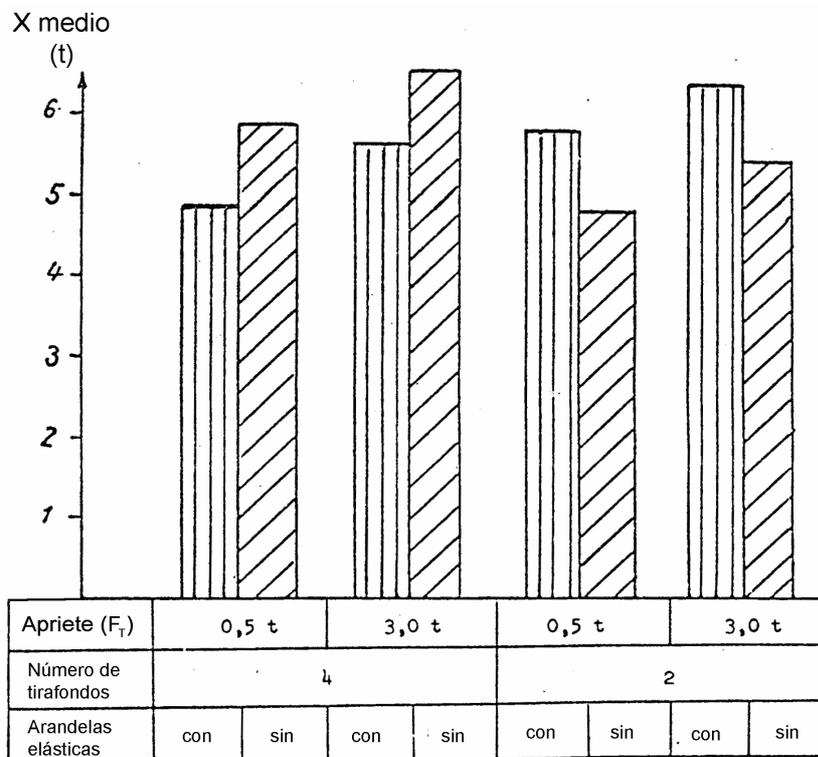


Figura 3.15. Influencia de la elasticidad de la sujeción en X [42]

En la Figura 3.16 se resumen todos los resultados obtenidos, y de ella se pueden obtener la relación entre los valores extremos de X, en toneladas, y el radio de la curva, en metros:

$$X_{\text{ext}} = (m + 2s)(X) = 3,5 + (740/R) \quad (3.27)$$

Y la relación entre los valores medios de X y el radio de la curva:

$$X = m(X) = 0,7 + (620/R) \quad (3.28)$$

El aumento del valor de X es sensible sobre todo por debajo de  $R = 800$  m.

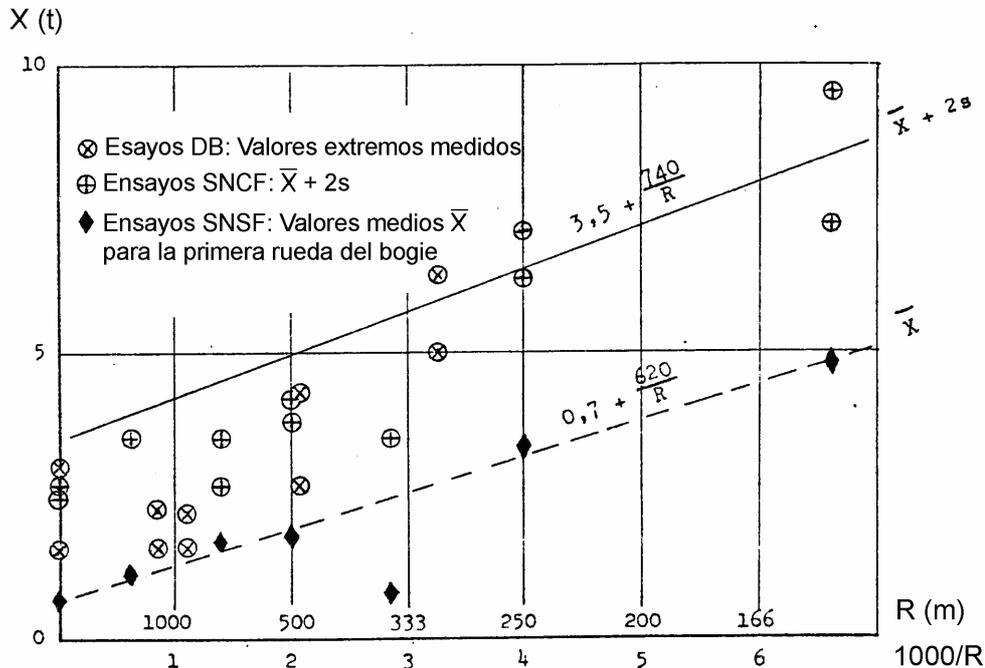


Figura 3.16. Evolución de X en función del radio de curvatura (DB y SNFC) [42]

#### 4.1.3. Variación de la fuerza de apriete en los tirafondos al paso de cargas rodantes, $|\Delta F_T|$

Uno de los problemas de mantenimiento de vías es debido a la consolidación de los tirafondos. Los esfuerzos de arrancamiento que sufren los tirafondos al paso de cargas rodantes producen una disminución progresiva del apriete  $F_T$ , más rápido cuanto mayor sea la frecuencia de paso de cargas. Es importante

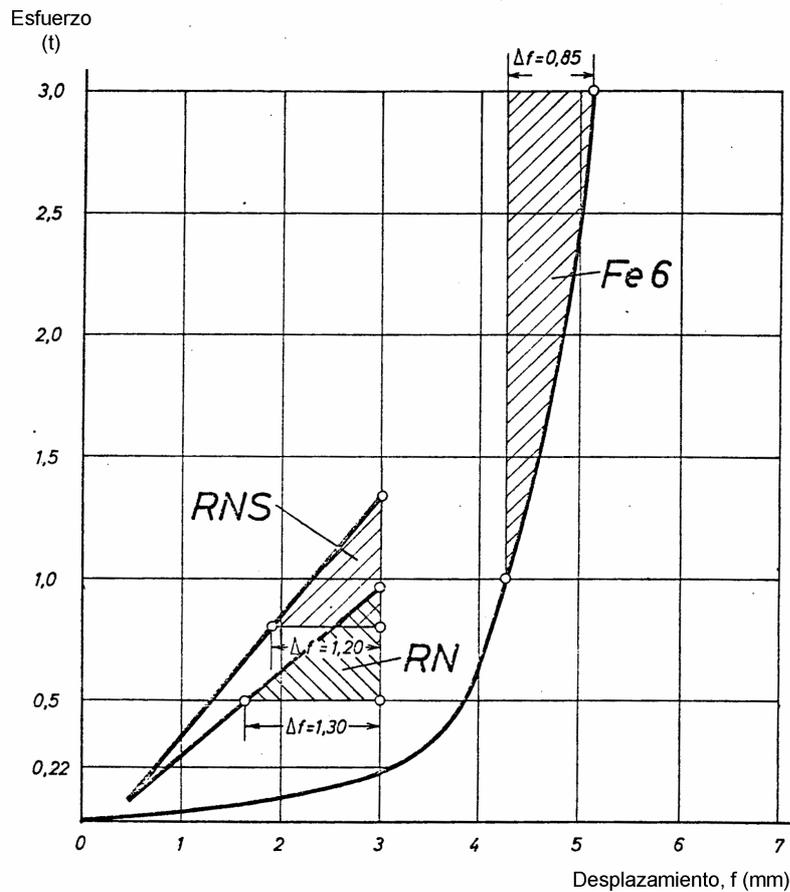
conocer las variaciones  $|\Delta F_T|$  para poder disminuirlas en el diseño y así espaciar el mantenimiento y trabajos de consolidación de vía necesarios.

El principio del estudio es el mismo en la DB que en la SNCF. Se ha utilizado un tirafondo perforado en su eje, con un agujero de 10 mm de diámetro. En el interior de ese agujero se colocan dos galgas de forma que se evite el efecto de la flexión.

A partir de la media de las deformaciones en el tirafondo se deduce la fuerza vertical de apriete  $F_T$  y sus variaciones dinámicas  $|\Delta F_T|$  al paso de las cargas.

Las sujeciones estudiadas por la DB y la SNCF son distintas en su constitución. Las sujeciones DB tipo K con 2 y 4 tirafondos son sujeciones indirectas, es decir, los tirafondos sólo aseguran la fijación de la placa a la traviesa. La fijación del carril a la placa se hace por dos bulones con gancho Hs. Por otra parte, la distancia entre tirafondos es de 285 mm a una parte y otra del carril. Las sujeciones SNCF son de tipo directo, es decir, los tirafondos fijan a la vez el carril a la placa y a la traviesa, estando, además, menos separadas a un lado y otro del carril (169 mm).

Los dispositivos elásticos utilizados en los dos tipos de colocación son también diferentes. La colocación K consta de arandelas elásticas con doble espira del tipo Fe 6 montadas bajo los bulones con gancho Hs y debajo de los tirafondos. Para estas arandelas la gráfica de respuesta es lineal (Figura 3.17) y la rigidez vertical en la zona útil de funcionamiento, es decir la relación entre la carga vertical aplicada y el desplazamiento en la misma dirección, es del orden de 2,5 t/mm. La colocación SNCF consta de pletinas tipo RN ó RNS para las que la curva de respuesta es lineal (Figura 3.17), pero la rigidez es mucho más baja. Varía de 0,30 a 0,45 t/mm dependiendo del tipo de pletina.



**Figura 3.17.** Curvas de respuesta de los elementos elásticos [42]

Antes del paso de la primera rueda hay un ligero movimiento de levantamiento de la vía, y se constata un esfuerzo de arrancamiento ( $+\Delta F_T$ ), pero casi siempre débil ( $\Delta F_T < +25$  kg). Al paso de la rueda, se produce siempre una relajación del esfuerzo ( $-\Delta F_T$ ) mayor que el anterior esfuerzo para todas las curvas de radio superior a 1200 m. No se observan esfuerzos de arrancamiento notables, ( $+\Delta F_T$ ), nada más que para las curvas de radio inferior a 1000 m, aumentando a medida que baja el radio de la curva. Esto está ligado, evidentemente, a la importancia de la fuerza Y.

Para una misma sujeción, los requerimientos de los diferentes tirafondos son a menudo muy distintos, a veces incluso para dos tirafondos situados del mismo lado del carril.

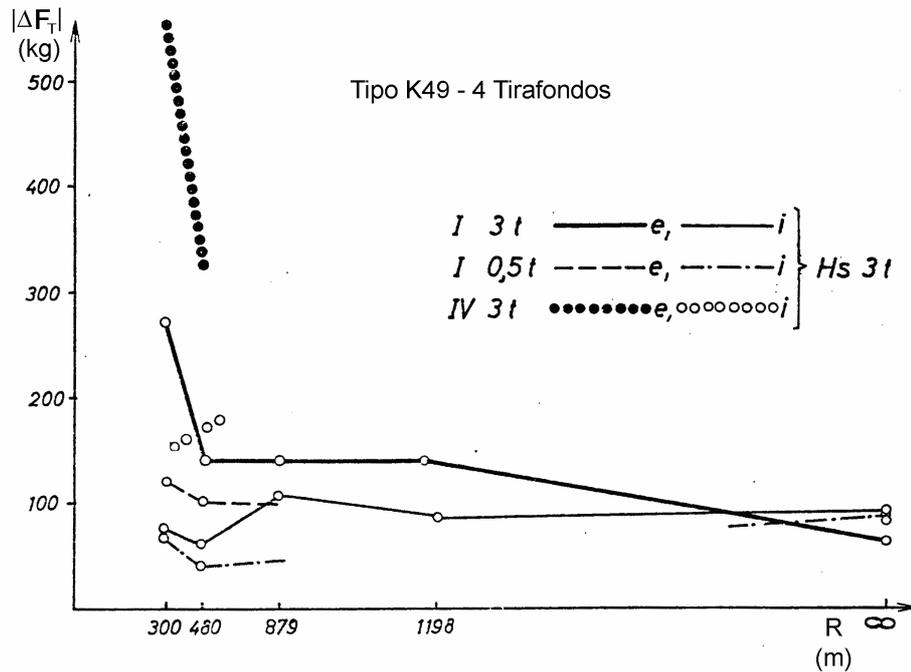
Los parámetros de los que se investigó su influencia fueron los siguientes:

- La presencia de sujeciones elásticas.
- El radio de la curva R.
- El número de tirafondos y su posición.
- El apriete inicial de los tirafondos,  $F_T$ .
- La velocidad de circulación de los trenes.
- La edad de la vía.
- El efecto ondulatorio.

La influencia de la elasticidad de las sujeciones es considerable para los dos tipos de sujeciones. Mientras que los valores más altos de  $|\Delta F_T|$  son de 100 kg, aproximadamente, en línea recta para las colocaciones DB o SNCF con dispositivos elásticos, ese valor pasa a 300 kg para las sujeciones K sin arandelas elásticas bajo los tirafondos y se acercan a 500 kg para las sujeciones rígidas SNCF.

En una curva de 300 m se examinó la diferencia entre la colocación K con o sin arandelas elásticas bajo los tirafondos. El valor medio de  $|\Delta F_T|$  de los tirafondos exteriores es de 270 kg para la colocación K con arandelas (Figura 3.18.I) y de 550 kg para la colocación K sin arandelas (Figura 3.18.IV). La presencia de arandelas elásticas reduce la variación de los esfuerzos en el tirafondo entre 1/3 y la mitad de su valor sin esas arandelas y reduce por tanto la fatiga de la madera.

En el estudio de la influencia del radio de la curva R se encuentra una correlación entre el valor de la fuerza vertical Y y la variación de la fuerza de apriete  $|\Delta F_T|$  del tirafondo. La fuerza Y crece a medida que el radio de la curva disminuye. Para  $|\Delta F_T|$  ocurre lo mismo, Figura 3.18.



**Figura 3.18.** Evolución de la variación de la fuerza de apriete en función del radio para una sujeción tipo K de 4 tirafondos [42]

Para las sujeciones SNCF se encontró una buena aproximación de los valores extremos y medios de  $\Delta F_T$  para los tirafondos más solicitados en función de  $1/R$ . Esas relaciones son las siguientes:

$$\Delta F_{T,ext} = (m + 2s) (\Delta F_T) = 0,200 + 60/R; \quad (\Delta F_T \text{ en t y } R \text{ en m}) \quad (3.29)$$

$$\Delta F_{T,m} = m (\Delta F_T) = 0,150 + 40/R; \quad (\Delta F_T \text{ en t y } R \text{ en m}) \quad (3.30)$$

Esos valores del tirafondo más solicitado dan también una buena aproximación para la relación  $\Delta F_T - (1/R)$  en las sujeciones K, aunque los valores de  $\Delta F_T$  parecen menos influenciados por los radios de curva grandes.

La influencia del número de tirafondos sobre la variación de la fuerza de apriete no puede ponerse de manifiesto en los ensayos efectuados, debido a la dispersión de los resultados.

En lo que concierne a la posición de los tirafondos, la situación se presenta de una forma diferente con los dos tipos de sujeción (DB y SNCF). Para las sujeciones K, los tirafondos exteriores de la vía tienen mayor sollicitación que los tirafondos interiores en curva, y mayor cuanto más bajo es el radio. En línea recta, los dos lados tienen requerimientos similares. Para las sujeciones elásticas SNCF (RN y RNS), la variación de la fuerza en el tirafondo depende de dos componentes: uno vertical de compresión de la placa, y otro de desplazamiento lateral del carril. Para radios de curvas bajos se igualan estos componentes.

Cuando  $\Delta F_T$  nunca es positivo, es decir, cuando no se producen efectos de arrancamiento ( $R > 1200$  m), parece inútil poner más de dos tirafondos por cabeza de traviesa. La relajación ( $\Delta F_T < 0$ ) es la misma sea cual sea el número de tirafondos. Se supone que las sujeciones tienen una construcción tal que los tirafondos no se ven afectados por los efectos horizontales.

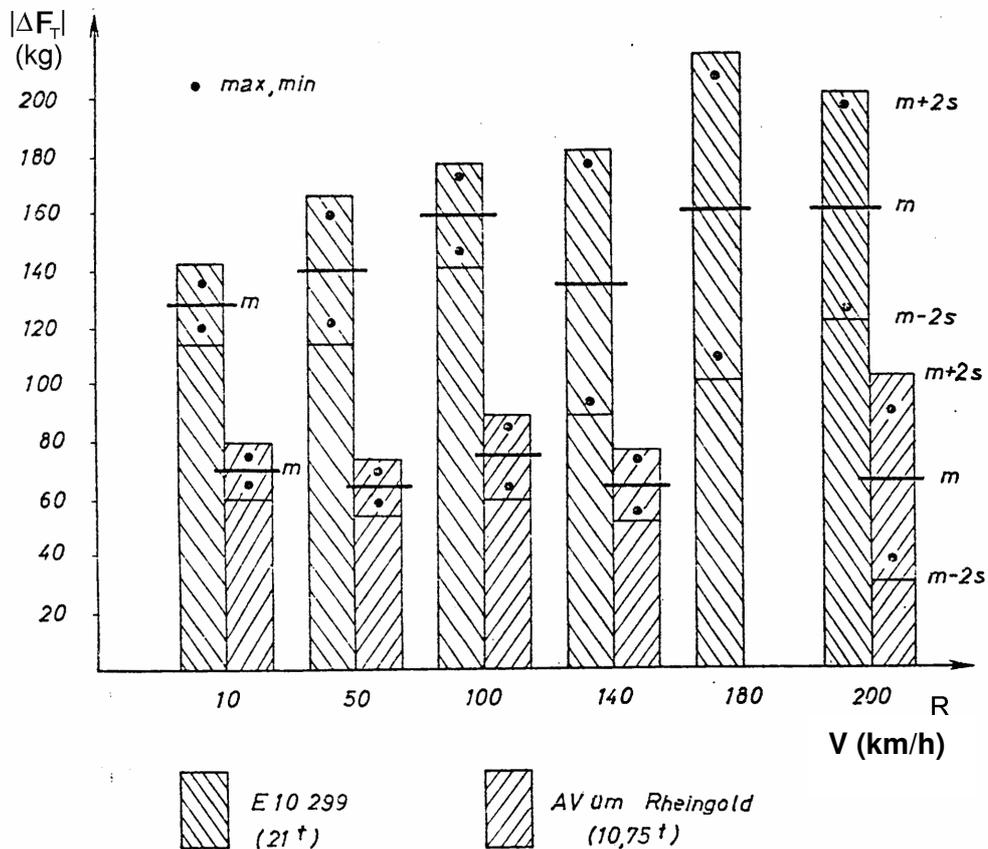
En cuanto a la influencia que pueda tener el valor del apriete, para las sujeciones K, se constata una reducción de las variaciones de  $|\Delta F_T|$  cuando la fuerza de apriete de los tirafondos pasa de 3 t a 0,5 t (Figura 3.18). Sin embargo, esta reducción es débil y no es absolutamente sistemática, lo cual no significa que haya que poner una fuerza de apriete baja, ya que en servicio conduciría, poco a poco, a una separación de las vías.

En la colocación K, el apriete de los tornillos con gancho no influye sobre el trabajo de los tirafondos. Los tornillos con gancho aflojados contribuyen a una disminución considerable de la rigidez transversal de la vía.

Para las sujeciones elásticas SNCF, las diferencias obtenidas no son significativas. El apriete inicial no tiene influencia, aunque esto es sólo verdadero en un cierto intervalo de fuerzas de apriete. Si el apriete es muy débil, o nulo, se produce un golpeteo del carril sobre la traviesa debido a fuerzas de arranque por percusión. Si el apriete es excesivo, el dispositivo elástico no funciona y la relajación al paso de las cargas se vuelve muy elevada.

El control de la fuerza de apriete es por lo tanto importante. Las sujeciones rígidas son mucho más sensibles que las sujeciones elásticas a las variaciones de apriete.

Para el estudio de la influencia de la velocidad de circulación los ensayos se realizaron por la DB en línea recta, y por la SNCF en curva de 4200 m de radio hasta los 200 km/h. Los resultados obtenidos se reflejan en la Figura 3.19.



**Figura 3.19.** Influencia de la velocidad en la variación del esfuerzo de apriete para una sujeción K49 y radio infinito [42]

Se constata un ligero aumento de la media de las fuerzas, y un crecimiento de la dispersión según aumenta la velocidad, pero esta influencia es débil.

Para comprobar la influencia de la edad de la vía se realizaron ensayos por la DB en curva de 480 m de radio sobre dos vías con sujeción tipo K, una vía de 2 años de antigüedad y otra de 14, y se comprobó que la media de los esfuerzos aumenta con la edad de la vía, pero de manera limitada.

#### 4.2. MEDICIONES EN ALTA VELOCIDAD

Para la obtención de esfuerzos reales medidos en vía bajo condiciones de alta velocidad se realizó un estudio que comprende mediciones en el vehículo y mediciones en varias secciones del trayecto, así como, el posterior análisis de los desplazamientos y aceleraciones obtenidas [43 y 44].

Para la realización de los ensayos se empleó una composición prototipo para alta velocidad desarrollada por Patentes Talgo S.A. en colaboración con Adtranz, Krauss-Maffei y Bombardier Transportation denominado Talgo 350, Figura 3.20. Este vehículo de ensayo, capaz de alcanzar y superar la velocidad exigida en la línea de alta velocidad, estaba compuesto de una cabeza tractora y de seis coches remolcados (Figura 3.21).



**Figura 3.20.** *Composición prototipo, TALGO 350*

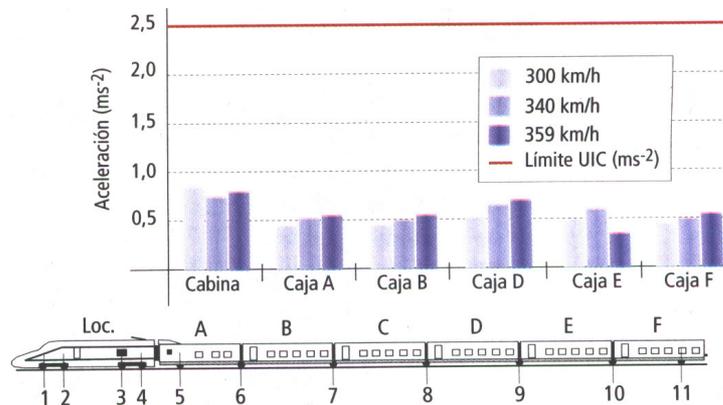


Figura 3.21. Aceleraciones verticales

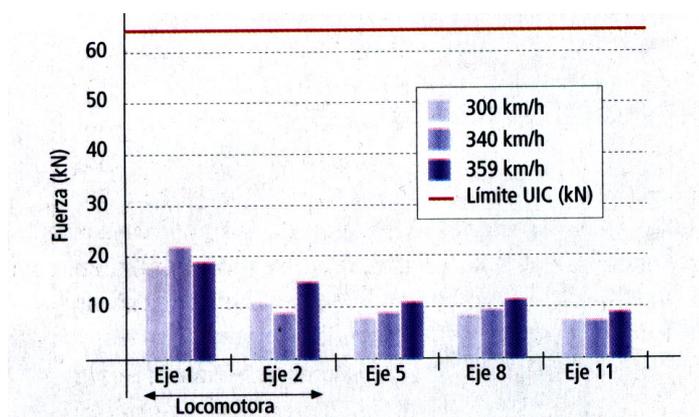
La composición que realizó las pruebas en la línea estaba formada por una cabeza motriz y seis coches remolques para alcanzar un total de 200 metros, denominados de la A a la F, y las mediciones se han realizado en los ejes 5, situado en el coche A; en el 8 entre los coches C y D y en el 11 en el coche F.

Las pruebas se iniciaron con una velocidad de 100 km/h y desde ésta se ha ido subiendo hasta los 362 km/h, que además constituye el récord de velocidad en España.

#### 4.2.1. Mediciones sobre el vehículo

Las mediciones que se realizaron atienden a cuestiones de seguridad y de comodidad de los clientes [43].

Así, en relación con la seguridad se han medido los resultados del sumatorio de las fuerzas laterales, un parámetro que evalúa el valor máximo de las fuerzas laterales con que la rueda empuja el carril. El límite de UIC es 62 kN, y el máximo alcanzado por Talgo, lo dio el primer eje de la motriz, con 21 kN a 340 km/h; mientras que la medición más alta de los ejes de los coches, supera ligeramente los 10 kN en los ejes 5 y 8 a 359 km/h, mientras que en el 11 la medición más alta, también a 359 km/h, es 9 kN, ver Figura 3.22.



**Figura 3.22.** Fuerzas laterales

Para comprobar la fatiga de vía se ha evaluado la fuerza vertical máxima que la rueda produce sobre el carril. En este caso, el límite de UIC estaba en 160 kN y en los ejes de la motriz la medición más alta fue a 340 km/h en el segundo eje que superaba ligeramente 100 kN, mientras que el eje 11 alcanzó los 119 kN a 350 km/h.

Por lo que se refiere a la comodidad que siente el viajero, se han medido aceleraciones laterales y verticales de la caja, parámetros que evalúan el movimiento de la caja y cómo lo percibe el viajero. También en este caso, los límites de UIC son muy superiores a los resultados de TALGO 350.

La aceleración lateral máxima permitida por UIC es  $2.50 \text{ m/s}^2$ , la medición más alta en cabina se registró a 359 km/h y estuvo en torno a 0.75. En cajas, la lectura más alta fue en torno a 0.40 a 359 km/h y se registró en la caja D.

En la medición rms (media cuadrática) de la aceleración lateral, los resultados vuelven a ser muy inferiores al límite. Así UIC marca 0.50 y en cabina se registra 0.25, mientras que la caja F tiene la medición más elevada a 340 km/h en torno 0.13.

Por lo que respecta a la aceleración vertical ( $\text{m/s}^2$ ) el límite UIC está en 2.50 y la máxima de la cabina se produce a 300 km/h y está en torno a 0.80; mientras que en la caja D la medición máxima es menor a 0.70 y se produce a 359 km/h, ver Figura 3.21.

El valor cuadrático medio, rms, de la aceleración vertical en cabina sigue la tendencia y para un límite UIC de 0.75, en la cabina la lectura más alta algo inferior a 0.30 a 300 km/h, mientras que la medición más alta en coches se realiza en la caja D a 359 km/h es 0.21.

Por lo que se refiere a las pruebas que se realizaron en condiciones degradadas, sin aire en la suspensión secundaria, los resultados obtenidos en un eje intermedio fueron parecidos. La medición de fuerza con aire fue 0.90 kN y sin aire 11 kN, cuando el límite UIC se encuentra en torno a 66 kN; algo parecido ocurre cuando se mide el máximo de fuerza vertical cuyo límite UIC marca en 160 kN y los resultados con aire están en torno a 108 kN y sin aire a 110 kN. En relación a la aceleración lateral en caja, con aire es de  $0.11 \text{ m/s}^2$  y sin él de  $0.18$ . Para UIC el límite está en  $0.50 \text{ m/s}^2$ .

La aceleración vertical en caja es de  $2.50 \text{ m/s}^2$  en el límite UIC. Con aire obtiene  $0.50$  y sin él, en torno a  $1.40$ . Al medir el rms, el límite que establece UIC está en torno al  $0.78$  y el que se obtiene con aire está en  $0.20$ ; sin aire el límite está en  $1.00$  y se obtiene  $0.39 \text{ m/s}^2$ .

#### **4.2.2. Mediciones sobre la superestructura**

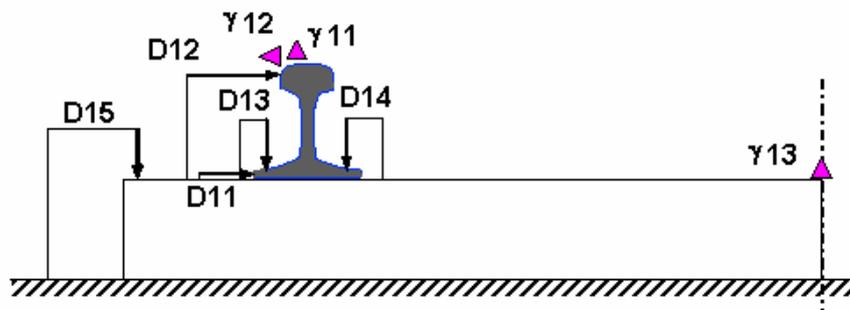
Para realizar las medidas sobre la superestructura se instrumentó una “sección tipo” de cada una de las tipologías constituyentes de la líneas: vía en curva y vía en recta sobre un tramo experimental en el que el vehículo de ensayo circuló hasta la velocidad de homologación (velocidad máxima nominal + 10%), sin que la respuesta de los distintos componentes instrumentados de la superestructura sea indicativa de la existencia de una anomalía. Dicha verificación es importante debido al nuevo desarrollo que suponen los distintos elementos empleados en la vía de la línea de alta velocidad (traviesas, sujeciones...), en la que la velocidad máxima será de 350 km/h [44].

Para la medida de los esfuerzos se instrumentaron dos traviesas en cada uno de los tramos seleccionados. Para el tramo en recta se eligió el punto donde se

preveían las mayores velocidades y para el otro se seleccionó una curva de 11.000 m de radio.

La instrumentación se realizó según se indica en la Figura 3.23 y Figura 3.24. Se colocaron en cada una de las traviesa los captadores necesarios para medir las siguientes magnitudes:

- ❑ 5 medidas de desplazamientos (D).
- ❑ 3 registros de aceleración en recta y 1 en curva ( $\gamma$ ).



**Figura 3.23.** Esquema de la instrumentación de la traviesa



**Figura 3.24.** Detalle de la instrumentación de la traviesa

La instrumentación se colocó en la parte exterior de la vía por la que fuera a circular el vehículo de ensayo que, en el caso de la curva, coincide con el hilo alto que es el que recibe más cargas.

Los resultados obtenidos en las secciones en recta y en curva tanto de desplazamientos como de aceleraciones se obtuvieron como media de los resultados conseguidos con las dos traviesas instrumentadas del mismo modo.

#### 4.2.2.1. Desplazamiento transversal entre patín y traviesa

En la Figura 3.25 se muestran los valores máximos absolutos medios obtenidos en las mediciones realizadas en recta y en curva en el caso de desplazamiento transversal patín-traviesa en función de la velocidad del vehículo. Se completa el gráfico con un ajuste lineal de los datos para conocer la progresión de la medida con respecto de la velocidad.

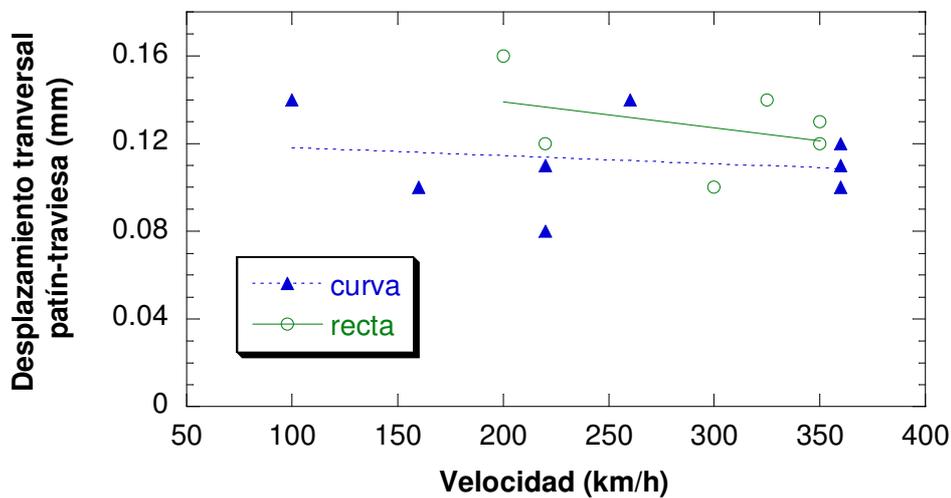


Figura 3.25. Desplazamiento transversal patín-traviesa

Al comparar los resultados no se detectó una diferencia notable entre los desplazamientos producidos en recta y en curva.

El valor de descenso medio, según se puede observar en el gráfico, se sitúa entre 0.11 y 0.12 mm para el caso de la sección en curva, y entre 0.12 y 0.13 mm para la sección en recta.

Con respecto de la velocidad, los desplazamientos transversales carril-traviesa registrados no parecen sufrir una influencia grande, si bien se aprecia un ligero descenso del desplazamiento en ambas secciones conforme al aumento de la velocidad.

No se apreciaron diferencias significativas en las medidas del desplazamiento transversal al comparar el estado de carril (seco-mojado) o el sentido de la marcha (avance-retroceso).

4.2.2.2. *Desplazamiento transversal entre cabeza de carril y traviesa*

El paso de las circulaciones provoca en la cabeza del carril un movimiento en ambos sentidos. A continuación se presentan en el gráfico de la Figura 3.26 los resultados medios medidos en cada una de las pasadas con su correspondiente velocidad. También se acompaña un ajuste lineal para dar idea de la progresión de la medida con la velocidad.

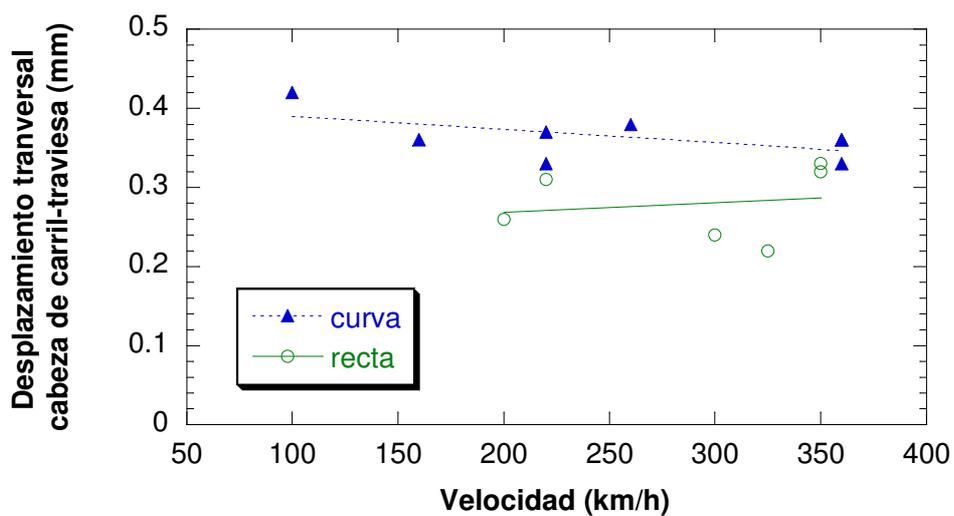


Figura 3.26. *Desplazamiento transversal cabeza de carril-traviesa*

No se observaron diferencias significativas de las circulaciones en avance o retroceso, ni por el estado del carril.

Observando los resultados obtenidos se puede apreciar un mayor movimiento de la cabeza de carril en la sección en curva debido a la componente centrífuga pero dentro del mismo orden de magnitud.

El valor medio en la sección en recta es de 0.28 mm y en la sección en curva asciende a 0.36 mm. En este caso tampoco se aprecian diferencias significativas en el movimiento de la cabeza del carril por el paso del vehículo de ensayos a distintas velocidades. Se aprecia, sin embargo, un ligero descenso de la medida en la sección en curva conforme al aumento de la velocidad y, por el contrario, un ligero aumento del desplazamiento en la sección en recta conforme con el aumento de la velocidad.

#### 4.2.2.3. Desplazamiento vertical del patín exterior respecto a la traviesa

A continuación en la Figura 3.27 se presenta una gráfica con los valores medios obtenidos y sus respectivas velocidades.

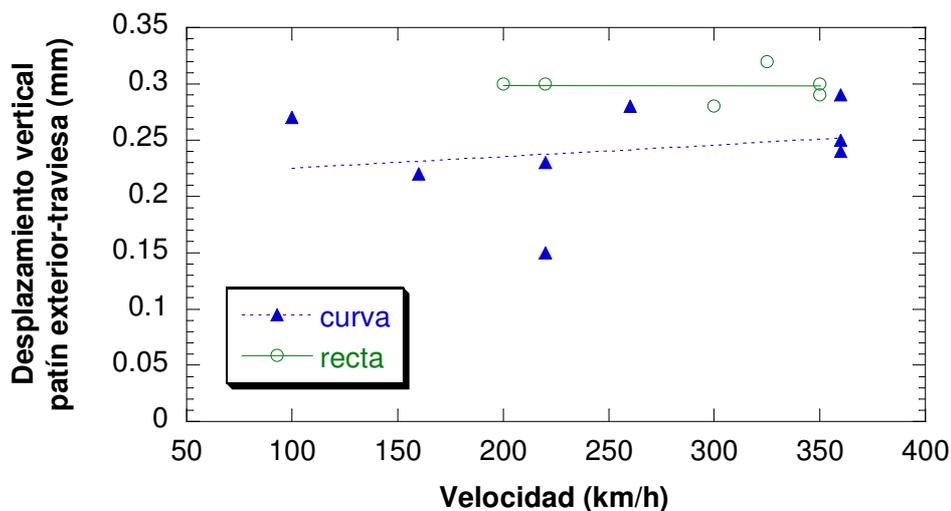
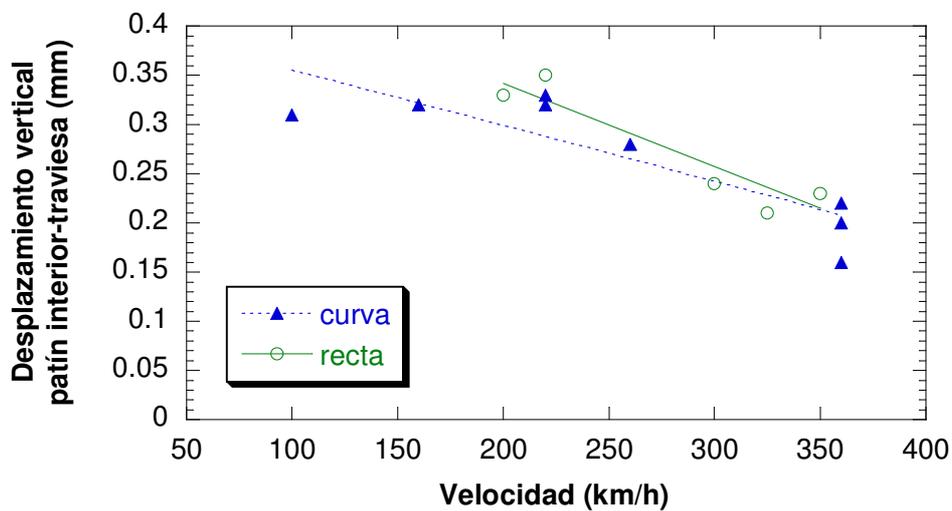


Figura 3.27. Desplazamiento vertical patín exterior-traviesa

Con respecto a la velocidad, no se observan diferencias en las medidas tomadas cuando ésta aumenta. El valor más común se sitúa entre los 0.22 y los 0.32 mm. Sólo en una pasada en retroceso se sale de esta horquilla (0.15 mm en curva). Los valores medios obtenidos en la sección en recta han sido de 0.29 mm y en la sección en curva (sin incluir el de la pasada en retroceso) de 0.25 mm. Se puede apreciar que en la sección en curva se da un valor ligeramente menor que en la sección en recta, cuando parece que lo lógico hubiera sido al contrario. No obstante, las diferencias no son significativas.

4.2.2.4. *Desplazamiento vertical del patín interior respecto a la traviesa*

En el diagrama de la Figura 3.28 se representa la evolución de los desplazamientos verticales del patín por el lado interior respecto a la traviesa en función de la velocidad del vehículo.



**Figura 3.28.** *Desplazamiento vertical patín interior-traviesa*

En general, los valores medidos aquí no difieren en gran medida a los datos tomados en el desplazamiento vertical del patín por el lado exterior. El valor

medio tanto en la sección en recta como en la sección en curva ha sido de 0.26 mm. Se observa que para velocidades superiores a 300 km/h el desplazamiento vertical desciende hasta un valor alrededor de los 0.2 mm, cuando en velocidades inferiores el descenso del patín se encuentra en el entorno de los 0.3 mm.

No se observaron diferencias significativas de las circulaciones en avance o retroceso, ni por el estado del carril.

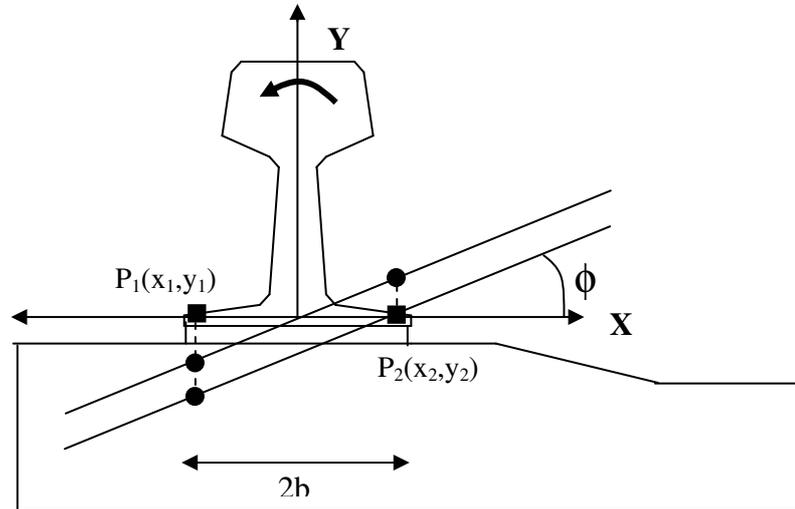
#### *4.2.2.5. Torsión máxima del carril*

Conocidos los desplazamientos del lado interno y externo del carril podrá conocerse la torsión del mismo.

Se puede observar que a medida que la velocidad aumenta, el patín exterior presenta en las dos secciones prácticamente el mismo desplazamiento, mientras que el patín interior desciende mucho menos a velocidades grandes (>300 km/h) que a velocidades menores (<220 km/h). Esto puede ser debido a que a grandes velocidades se producen unos esfuerzos que hacen que la vía se abra al paso del tren.

Se puede hacer un sencillo cálculo de la torsión del carril de la siguiente manera: Se toma como referencia para hallar la torsión, la línea imaginaria que une los dos puntos de medición ( $P_1$  y  $P_2$ ) que como puede apreciarse en la Figura 3.29 coincide con el eje X cuando el carril está en reposo. Cuando pasa una circulación los puntos  $P_1$  y  $P_2$  sufren desplazamientos y por lo tanto la recta que los une cambia de posición, y el ángulo que forma esta nueva recta con el eje de las X será el ángulo de giro del carril. Observando la siguiente figura se deduce que la fórmula a aplicar será:

$$\operatorname{tg} \phi = (y_2 - y_1) / (2 \cdot b) \quad (3.31)$$

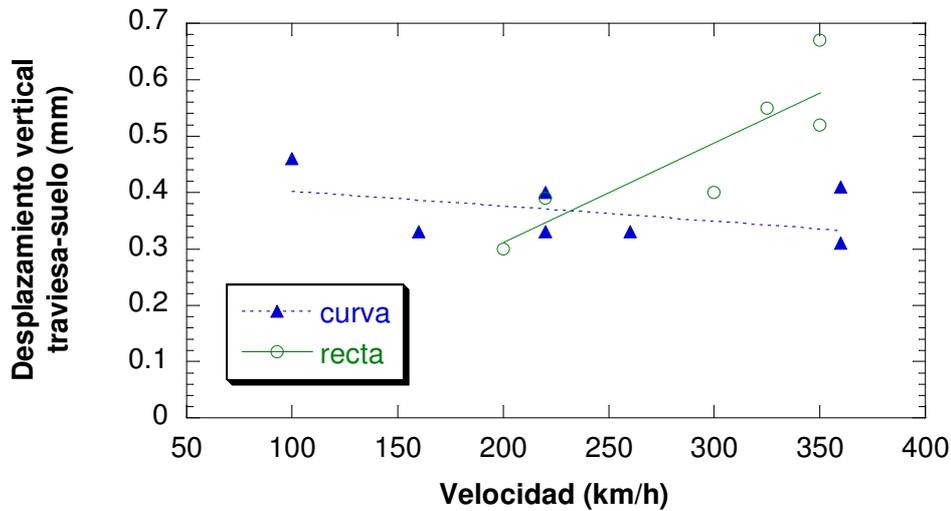


**Figura 3.29.** Determinación de la torsión del carril

Los valores extremos medidos entre patín interior y exterior hallados están entre 0.36 mm y 0.14. En el caso más desfavorable se puede decir que como máximo habrá una rotación de 8 centésimas de grado ( $0.084^\circ$ ) debido al movimiento del carril. Como se puede observar, los movimientos verticales relativos entre extremo interior y exterior del patín son perfectamente admisibles y la rotación derivada es prácticamente despreciable.

#### 4.2.2.6. Desplazamiento vertical entre la traviesa y el suelo

En el gráfico de la Figura 3.30 se representa la evolución de los desplazamientos relativos entre la traviesa y el suelo, tanto en curva como en recta, para diferentes velocidades.



**Figura 3.30.** Desplazamiento vertical traviesa-suelo

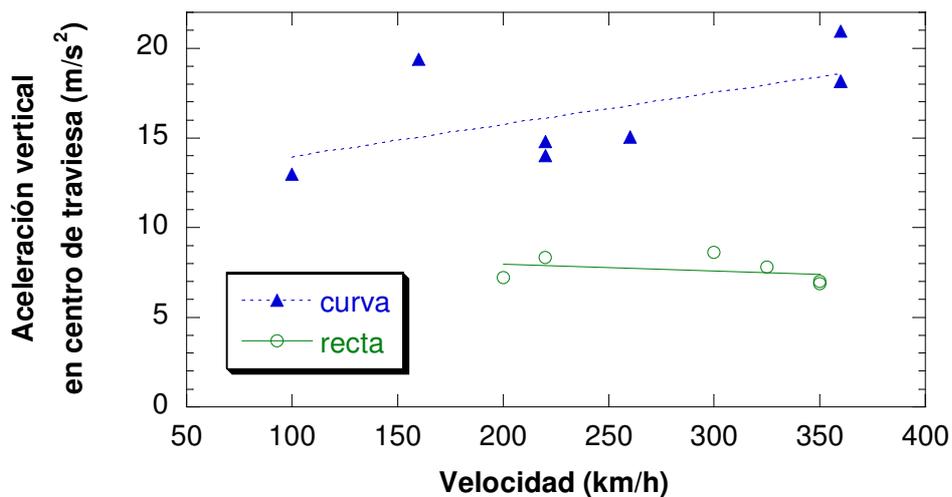
Los valores máximos se encuentran entre los 0.29 y los 0.67 mm dependiendo de las pequeñas irregularidades de la banqueta de balasto. El valor medio que se produce en recta es de 0.45 mm y el producido en curva es de 0.36. En la sección en recta se produce un aumento del descenso vertical de la traviesa con respecto del suelo conforme al aumento de la velocidad. La línea de tendencia de los datos de la sección en recta refleja que para una velocidad de 200 km/h se produce un descenso de unos 0.30 mm y para una velocidad de 350 km/h este descenso aumenta hasta casi el doble (cerca de los 0.60 mm).

En cambio, para la sección en curva, no se produce una variación significativa del descenso de la traviesa con respecto de la velocidad. Su valor se encuentra entre los 0,30 y los 0,40 mm. Esta diferencia entre las dos secciones se puede deber a que la sección en curva se encuentre más compactada que la sección en recta.

El valor obtenido del descenso de la traviesa, que muestra un comportamiento elástico de la capa de balasto, presenta unos resultados totalmente coherentes con una capa de balasto de buena calidad, de 35 cm, pero sin haberla sometido a todas las operaciones de bateo y estabilización pertinentes, como ocurría en el momento de ensayo.

4.2.2.7. *Aceleración vertical en centro de traviesa*

Como se puede ver en el gráfico de la Figura 3.31, los valores en recta y en curva se mueven en rangos diferentes: en recta varían entre 7 y 9 m/s<sup>2</sup> y en curva van de 13 a 21 m/s<sup>2</sup>.



**Figura 3.31.** *Aceleración vertical en el centro de la traviesa*

En curva tenemos más dispersión de valores, y una ligera tendencia al aumento con la velocidad, mientras que en recta las aceleraciones se mantienen. Además, las aceleraciones verticales en traviesa en la sección en curva presenta unos valores bastante más altos que en recta.

4.2.2.8. *Aceleración vertical y transversal de la cabeza del carril*

En la Figura 3.32 se presentan los resultados de las aceleraciones transversales y verticales en cabeza de carril medidas en recta.

Las aceleraciones máximas transversales y verticales en cabeza de carril en recta se agrupan en valores entre los 2 y los 4 m/s<sup>2</sup> para casi todas las velocidades ensayadas. Estas aceleraciones son muy bajas respecto a las halladas en el eje de la vía. Se observa un ligero aumento conforme al aumento

de la velocidad en el caso de la aceleración vertical. En cambio, para la aceleración transversal se produce un ligero descenso con respecto a este aumento de la velocidad.

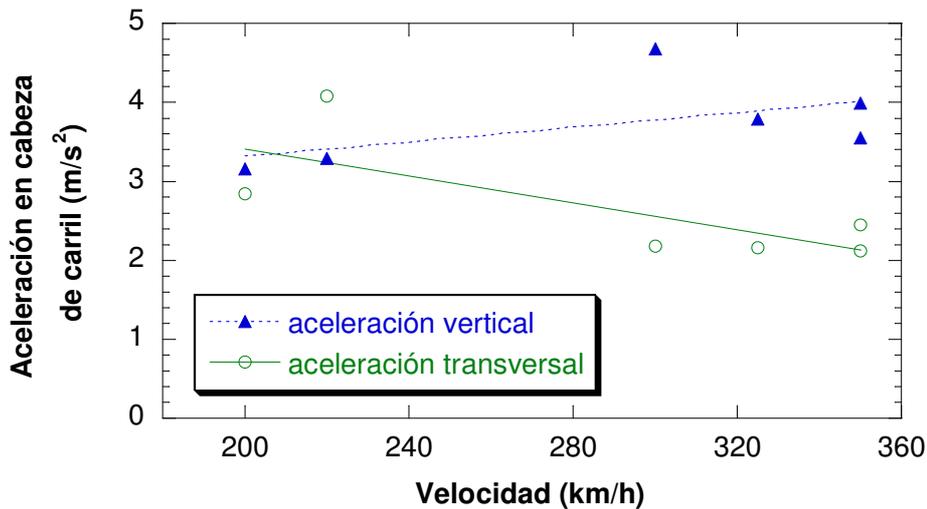


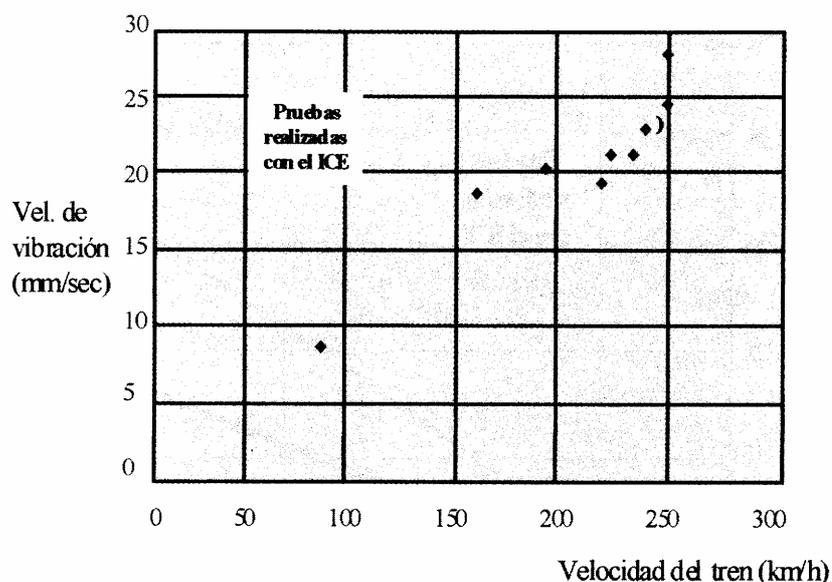
Figura 3.32. Aceleración en la cabeza del carril

## 5. INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD EN EL DETERIORO DE LA VÍA

A medida que una vía nueva se va sometiendo a las cargas repetitivas originadas por el paso de las ruedas de los trenes va sufriendo deformaciones plásticas decrecientes hasta que con el tiempo se llega a un régimen de verdadera elasticidad semejante al de los sólidos homogéneos [45 y 46].

La evaluación del deterioro de la calidad geométrica de una vía por causa de la modificación de la capa de balasto, desde hace unos años y a partir de unas investigaciones desarrolladas por los ferrocarriles alemanes, se realiza en base al nivel de vibraciones que el tráfico genera en la superestructura de vía.

A partir de estas investigaciones, se estableció un límite máximo de la velocidad de vibración en el balasto (15 a 18 mm/s) para evitar un rápido deterioro de este material. En la Figura 3.33 se comprueba cómo se incrementa la velocidad de vibración del balasto a medida que aumenta la velocidad de circulación del ICE, hasta el punto de alcanzar para una velocidad de 250 km/h una velocidad de vibración de 30 mm/s, prácticamente el doble del límite máximo establecido.



**Figura 3.33.** Velocidad de vibración en el balasto para diferentes velocidades. [45]

Previamente Prud'home registró las aceleraciones producidas en la capa de balasto al paso del tren de alta velocidad TGV 001. Los valores obtenidos se reflejan en la Tabla 3.3, constatando el aumento de la aceleración del balasto con la velocidad de circulación y con ello, un incremento del deterioro de la vía superior al sufrido por líneas convencionales.

**Tabla 3.3.-** Aceleraciones medidas en la capa de balasto con el TGV001 [45]

Velocidad de circulación (km/h)	Aceleración balasto (g)
140	0.88
245	1.40
300	1.40

Si se replantea el caso desde la óptica de la mecánica de suelos, podría asemejarse el comportamiento del balasto frente a las vibraciones al de las arenas. En este sentido D'Appolonia estudió la evolución de la densidad de las arenas frente a diferentes valores de aceleración aplicada [45], como se refleja en la Figura 3.34.

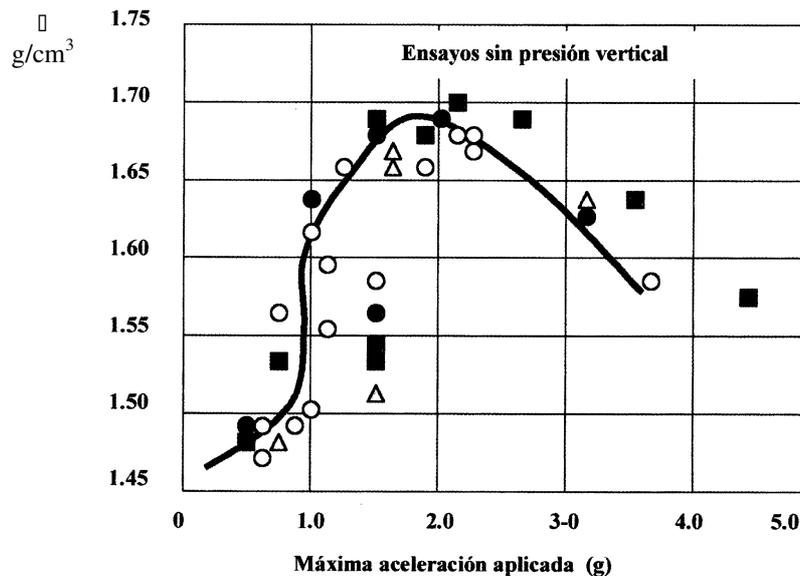


Figura 3.34. Evolución de la densidad de arenas con la aceleración aplicada [45]

Se puede comprobar en dicha figura que la compactación de la arena es baja hasta niveles de aceleración de 1 g, alcanzándose el valor máximo para aceleraciones de 2 g, valor a partir del cual la compactación volvía a disminuir.

### 5.1. RELACIÓN DE LA SUJECIÓN CON EL DETERIORO DE LA VIA

Prud'homme destacó la importancia del parámetro Rigidez vertical de la vía al relacionarlo con las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas a través de la expresión [45]:

$$\sigma(\Delta Q_{NS}) = 0.45 \frac{V}{100} B \sqrt{mK\phi(\epsilon)} \quad (3.32)$$

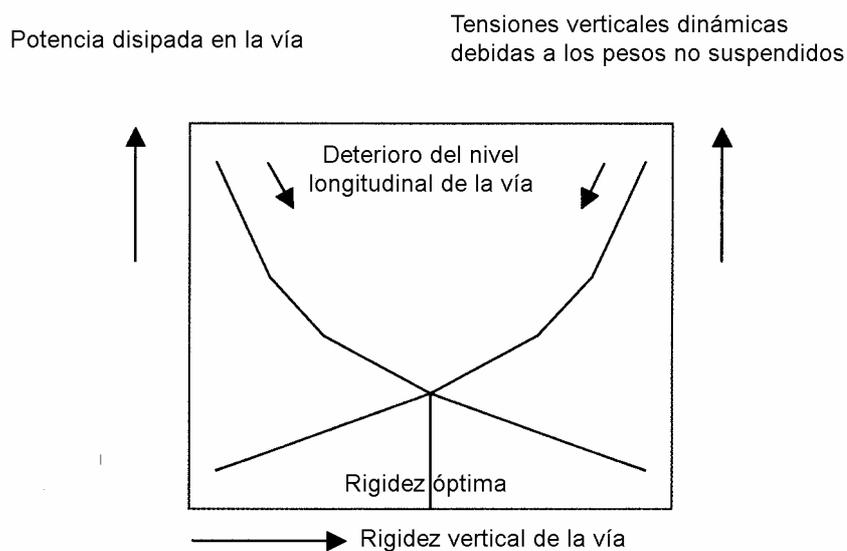
donde:

- $\sigma(\Delta Q_{NS})$  es la desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masa no suspendidas del material.
- $V$  es la velocidad del vehículo
- $B$  es una variable relacionada con los defectos de la vía y el vehículo
- $m$  es la masa no suspendida del vehículo
- $\varphi(\varepsilon)$  es el amortiguamiento de la vía
- $K$  es la Rigidez vertical de la vía

Por tanto se comprueba el interés práctico de conseguir un valor bajo de la rigidez de la vía, pero siempre limitado inferiormente con el correcto comportamiento mecánico de la vía.

Por otro lado, también se ha demostrado mediante cálculos, que la potencia disipada en la vía por una rueda disminuye cuando se incrementa la rigidez vertical de la vía.

Por tanto, y como se muestra en la Figura 3.35, se trata de encontrar un valor óptimo para la rigidez vertical de la vía.



**Figura 3.35. Rigidez óptima [1]**

Un valor bajo ocasionaría un hundimiento excesivo de la vía, con una importante elevación de la tensión en los carriles, mientras que un valor superior al deseable en la rigidez, incrementaría las sobrecargas verticales ejercidas por los vehículo, y por tanto, aceleraría el deterioro de la vía.

Se podría cuanficar la rigidez vertical del soporte del carril ( $K_s$ ) a partir de la rigidez de sus componentes, suponiendo el soporte del carril como un conjunto de sistemas elásticos en serie. Conocidas las rigideces de sistema balasto-plataforma ( $K_{bp}$ ) y la rigidez vertical de la placa de asiento ( $K_{pla}$ ), se puede expresar la rigidez del soporte del carril por la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{K_{pla} \cdot K_{bp}}{K_{pla} + K_{bp}} = \frac{K_{bp}}{1 + \frac{K_{bp}}{K_{pla}}} \quad (3.33)$$

Se puede comprobar en la expresión anterior, como un incremento en la rigidez de la placa provocaría un aumento en la rigidez del soporte del carril.

En la Tabla 3.4 se presentan los valores de rigidez vertical de la placa de asiento elegidos por las diferentes administraciones europeas para las líneas de alta velocidad [1]. Así mismo, en la Tabla 3.5 se refleja la variación de la rigidez de sistema balasto-plataforma, en función del espesor de los materiales que lo componen [45].

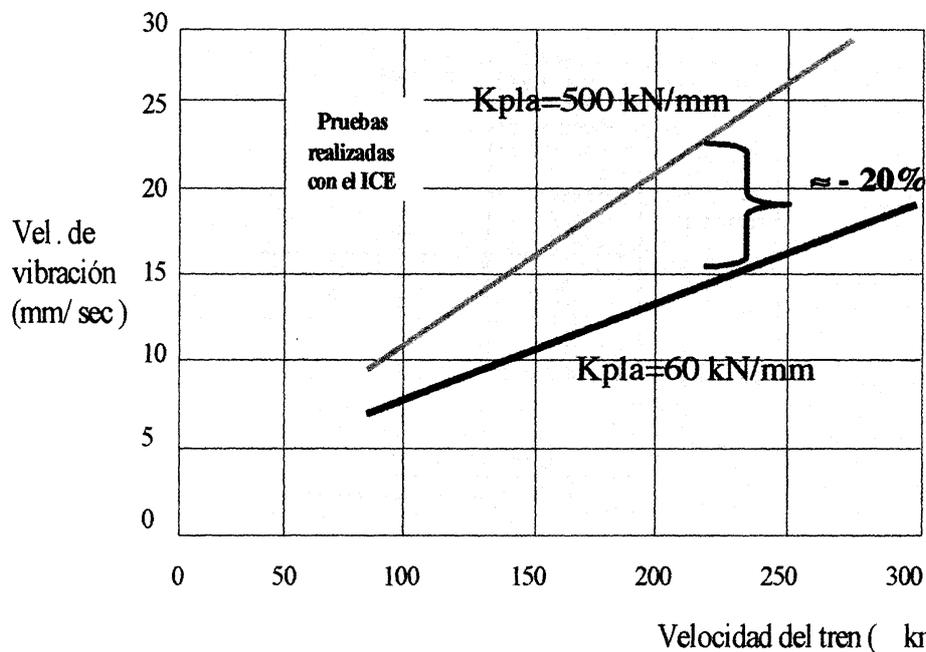
**Tabla 3.4.-** Valores de  $K_{pla}$  adoptados por diferentes administraciones europeas para alta velocidad [1]

Parámetro	Administración							
	Francia		Alem.	Italia		España		Bélg.
Vel. (km/h)	300	350	300	300	350	300	350	320
Espesor (mm)	9	9	10	10	10	6	7	10
$K_{pla}$ (kN/mm)	100	100	27	100	100	500	100	50-100

**Tabla 3.5.- Valores de  $K_{bp}$  sobre infraestructura arcillosa [45]**

	Tipo de material			$K_{bp}$ (kN/mm)
	Balasto	Grava	Arena	
Espesor de cada material (cm)	25	40	15	107
	25	30	15	96
	25	15	15	68
	25	---	15	46

Para comprobar si la rigidez de la placa de asiento puede tener alguna influencia sobre el deterioro de la vía, es decir, sobre la velocidad de vibración que el balasto alcanza al paso de los vehículos, especialmente a altas velocidades, los ferrocarriles alemanes realizaron pruebas con placas de diferente rigidez, llegando a utilizar placas de reducida rigidez vertical, 20 a 60 kN/mm. En la Figura 3.36 se muestra la velocidad de vibración del balasto para diferentes velocidades de circulación y placas de 60 y 500 kN/mm.



**Figura 3.36. Influencia de la rigidez de la placa de asiento en la vibración del balasto [45]**

Se aprecia una notable disminución en la velocidad de vibración al pasar de la placa de 500 a la de 60 kN/mm, que, por ejemplo, para una velocidad de 225 km/h puede rondar una disminución del 20 %

En resumen, la reducción de la rigidez vertical de la vía podría disminuir el deterioro de la geometría de la vía por dos motivos, fundamentalmente:

- Por contribuir a limitar las sollicitaciones dinámicas verticales producidas sobre la vía, por las masas no suspendidas de los vehículos.
- Por contribuir a disminuir la velocidad de vibración de las partículas de balasto, con la velocidad de circulación, especialmente a través de placas de asiento de gran elasticidad.