

Las Líneas de Alta Velocidad frente a las convencionales desde el punto de vista de la Infraestructura.**2.1 Introducción**

En este capítulo se tratará de distinguir las diferencias existentes entre las líneas convencionales y las de Alta Velocidad desde el punto de vista de la infraestructura, analizando y justificando dichas diferencias. Se estudiarán las siguientes características o elementos correspondientes a la infraestructura:

- Características geométricas: ancho de vía, calidad geométrica (tolerancias), entrevía, inclinación del carril, trazado y gálibos.
- Superestructura: carril, aparatos de vía, traviesas, sujeciones, placa de asiento y vía en placa.
- Infraestructura: capas de asiento, rigidez vertical y plataforma.
- Obras civiles: pasos superiores, inferiores y a nivel, puentes y túneles.

Para realizar una correcta comparación, se tendrá en cuenta, en la mayoría de casos, líneas con tráfico de viajeros, pues resulta dificultoso comparar las líneas convencionales y de Alta Velocidad en términos de tráfico mixto y mercancías, por la existente escasez de líneas de Alta Velocidad con este tipo de tráfico en nuestro país. En cualquier caso, éstas últimas se diferencian de las de viajeros en tener pendientes de vía más tendidas (12,5‰ como máximo).

Las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad (2002) y las Instrucciones y Recomendaciones para la Redacción de Proyectos de Plataforma de la antigua GIF (2004) nos servirán de referencia para definir los criterios seguidos en los proyectos de Alta Velocidad, desde el punto de vista de la infraestructura, construcción y explotación. Para las líneas convencionales se hará uso de las normativas vigentes de la antigua RENFE.

2.2 Características geométricas

Se estudiarán a continuación las características geométricas de las líneas convencionales y de las de Alta Velocidad, poniendo énfasis en sus diferencias más notables y analizando las posibles razones de las mismas.

Antes de estudiar cada una de las partes que conforma la infraestructura ferroviaria, es necesario considerar un dato preliminar y conocer el espacio que ocupa aproximadamente una sección de vía doble. El espacio ocupado por una vía doble de ferrocarril depende de la velocidad de proyecto.

Distancias recomendadas		
v (km/h)	L (m)	D (m)
140	12,708	3,000
160	12,820	3,000
200	12,900	3,000
250	13,300	3,100

Tabla 2.1. Distancias recomendadas para anchura de plataforma L y distancia del eje de la vía al poste de catenaria. Fuente: Apuntes de Infraestructuras Ferroviarias. Tomo I.

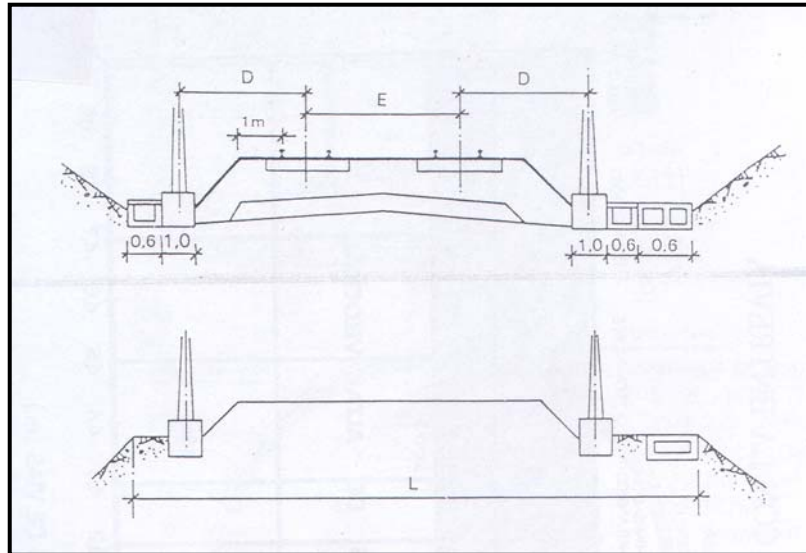


Figura 2.1. Sección tipo de en vía doble, mostrando las distancias L y D de la anterior tabla.
Fuente: Apuntes de Infraestructuras Ferroviarias. Tomo I.

En las figuras 2.1 y 2.2 se observan que las distancias crecen a medida que aumenta la velocidad de circulación. Parece lógico pues por razones de seguridad serán necesarias mayores distancias. Se analizará este tema con mayor profundidad en el apartado de gálibos (2.2.6).

2.2.1 Ancho de vía

El ancho de vía es la distancia entre las dos caras activas de las cabezas de los carriles, medida a una altura de 14,5 mm ($\pm 0,5$ mm) por debajo del plano de rodadura. Una de las principales diferencias entre las líneas convencionales y las de Alta Velocidad es el ancho de vía, siendo el primero de 1668 mm, llamado comúnmente ancho ibérico, y el segundo de 1435 mm, llamado comúnmente ancho de vía internacional.

Las razones por las que existe una diferencia de ancho no son meramente técnicas, sino históricas. Hacia el año 1830, los constructores de Europa y de Norteamérica adoptaron el ancho de 1435 mm (56 pulgadas y media) del proyecto de George Stephenson, director de la primera línea férrea pública del mundo, que se basó en los tendidos de vía para vagonetas de mina; empíricamente se había demostrado que era la dimensión más adecuada para el arrastre por medios humanos o con caballerías. La normalización internacional de este ancho no se produjo hasta la Conferencia de Berna de 1887. Pero España optó deliberadamente por el ancho de 1668 mm (el equivalente a seis pies castellanos de la época). Se ha especulado que esta adopción de ancho obedecía a una forma de protección contra la invasión francesa pese a estar ya en la segunda mitad del siglo XIX. Argumentos más técnicos apuntan a que siendo España un país de orografía accidentada, las fuertes pendientes de los trazados exigirían el uso de locomotoras más potentes y, por lo tanto, de calderas mayores, obligando a ensanchar el conjunto mecánico y, por ende, la vía.

Se define con precisión la separación entre las dos filas de carriles a fin de garantizar la compatibilidad de las infraestructuras con el material rodante.

Se adjunta a continuación una tabla (tabla 2.2) en la que se refleja los valores límites que se han de respetar en la explotación tanto de una línea convencional como de Alta Velocidad.

Tolerancias del ancho de vía (mm)			
Velocidades		R>10000 m	R≤10000 m
Línea convencional		-7 y +20	-7 y +20
Línea Alta Velocidad*	230<v≤250 km/h	-2 y +7	-2 y +9
	250<v≤280 km/h	-1 y +5	-1 y +8
	v>280 km/h	-1 y +5	-1 y +8

Tabla 2.2. Tolerancias del ancho de vía en líneas convencionales y de Alta Velocidad, en explotación.

Fuente: Elaboración propia. *Las tolerancias en Alta Velocidad son tolerancias medias en 100m.

Se aprecia claramente a partir de este cuadro que las exigencias son mucho mayores en Alta Velocidad, puesto que las tolerancias son mucho menores. A lo largo de este capítulo esta será la tendencia pues la vía de Alta Velocidad se caracteriza por su excelente calidad geométrica.

2.2.2 Calidad geométrica de la vía

La calidad geométrica de la vía juega un papel fundamental en la seguridad, fiabilidad y confort de la infraestructura. Las características de la vía evolucionan durante el tiempo de funcionamiento del sistema, es por ello que deben ser objeto de planes de vigilancia y mantenimiento. Los parámetros que definen la calidad geométrica de la vía son:

- Ancho de vía: Véase apartado 2.2.1.
- Alineación: La alineación teórica de la vía viene determinada por la proyección horizontal del hilo director definido por el Proyecto o replanteo. Llevando un ancho de vía a un lado de dicha proyección se obtiene la alineación teórica del otro hilo.
- Nivelación longitudinal: Parámetro que define la cota de la superficie de rodadura de un hilo de la vía, referida a un plano de comparación.
- Nivelación transversal: Es la diferencia de cota existente entre las superficies de rodadura de los dos carriles de una vía en la sección normal al eje de ésta (en términos de calidad geométrica, se habla de nivelación transversal en lugar de peralte).
- Alabeo: Considerando las cuatro ruedas de un vagón, o de un bogie de dos ejes, el alabeo de una vía en la sección transversal se define como la distancia existente entre el punto de apoyo teórico de una de las ruedas y el plano determinado por los puntos de apoyo reales de las otras tres, cuando el eje delantero se encuentra situado en la citada sección transversal. El alabeo, así definido, depende de la separación de los ejes de las ruedas delanteras y traseras que se utilice para su determinación (base de medida). Para hacer comparable las medidas realizadas con diferentes bases, se divide la distancia entre el punto teórico de apoyo de la cuarta rueda y el plano definido por los puntos reales de apoyo de las otras tres por su longitud de la base, expresando el alabeo en milímetros por metro.

La metodología para evaluar la calidad geométrica de la vía cambia según la línea sea convencional o de Alta Velocidad. En cualquier caso, los valores de los parámetros que definen la calidad vienen dados por los vehículos de inspección geométrica de la vía característicos de cada tipo de línea.

En líneas convencionales, la aptitud de una vía para ser utilizada como camino de rodadura del material rodante ferroviario viene expresada por el valor de un índice, Q, que pone de manifiesto su calidad en relación a este fin. Este indicador se calcula apreciando, ponderadamente, los defectos existentes en los diferentes parámetros que determinan la calidad geométrica de la vía.

El índice Q de calidad global se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 2,5 \cdot \left(0,25 \cdot \frac{S_0 + S_1}{2} + 0,12 \cdot S_3 + 0,60 \cdot S_4 + 0,35 \cdot \frac{S_6 + S_7}{2} \right) \quad (2.1)$$

S₀= Calificación del parámetro P₀, nivelación longitudinal del hilo izquierdo.

S₁= Calificación del parámetro P₁, nivelación longitudinal del hilo derecho.

S₃= Calificación del parámetro P₃, ancho de vía.

S₄= Calificación del parámetro P₄, alabeo de la vía.

S₅= Calificación del parámetro P₅, nivelación transversal.

S₆= Calificación del parámetro P₆, alineación en el hilo izquierdo.

S₇= Calificación del parámetro P₇, alineación en el hilo derecho.

PARAMETRO	BARRA LARGA					BARRA CORTA				
	Bien	Aceptable	Regular	Deficiente	Mal	Bien	Aceptable	Regular	Deficiente	Mal
NIVELACION S ₀ , S ₁	≤ 56	57-62	63-70	71-80	> 80	≤ 112	113-124	125-138	139-156	> 156
ALABEO S ₄	≤ 24	25-28	29-34	35-40	> 40	≤ 38	39-42	43-48	49-56	> 56
ANCHO S ₃	≤ 15	16-20	21-30	31-45	> 45	≤ 15	16-20	21-30	31-45	> 45
PERALTE S ₅	≤ 108	109-120	121-136	137-156	> 156	≤ 164	165-180	181-206	207-234	> 234
ALINEACION S ₆ , S ₇	≤ 56	57-62	63-70	71-80	> 80	≤ 112	113-124	125-138	139-156	> 156
INDICE DE CALIDAD	≤ 125	126-140	141-160	161-185	> 185	≤ 230	231-255	256-285	286-325	> 325

Tabla 2.3. Parámetros e Índice de Calidad. Vía en explotación. Fuente: NRV7300.

En base a los intervalos que se muestran en la tabla 2.3, se asocia a cada intervalo de variación de Q la calificación de vía con calidad: buena, aceptable, regular, deficiente y mala. La oportuna normativa aporta diferentes valores del índice según vía nueva o en conservación.

En líneas de Alta Velocidad, la calidad geométrica de la vía se controla independientemente para cada parámetro. Los defectos de geometría y sus desviaciones estándar no deberán sobrepasar unos límites. Para los casos de nivelación longitudinal y alineación se definen unos indicadores QN1, QN2 y QN3, cada uno de ellos con valores de nivel de calidad diferente:

- QN1: Valor que aconseja una vigilancia de su evolución o eliminación en ciclos normales de conservación.
- QN2: Valor que obliga a efectuar operaciones de conservación a corto plazo.
- QN3: Valor correspondiente a una situación no deseable.

Velocidad local admisible en km/h	Alineación		Nivelación longitudinal	
	Valores del nivel de calidad en mm		Valores del nivel de calidad en mm	
	QN 1	QN 2	QN 1	QN 2
Valor máximo absoluto Δy_{\max}^0 y Δz_{\max}^0 (media a pico)				
$v \leq 80$	12	14	12	16
$80 < v \leq 120$	8	10	8	12
$120 < v \leq 160$	6	8	6	10
$160 < v \leq 200$	5	7	5	9
$200 < v \leq 300$	4	6	4	8
Desviación estándar Δy_{σ}^0 y Δz_{σ}^0				
$v \leq 80$	1,5	1,8	2,3	2,6
$80 < v \leq 120$	1,2	1,5	1,8	2,1
$120 < v \leq 160$	1,0	1,3	1,4	1,7
$160 < v \leq 200$	0,8	1,1	1,2	1,5
$200 < v \leq 300$	0,7	1,0	1,0	1,3

N.B.: QN 1 no aplicable.

Tabla 2.4. Determinación de la calidad geométrica de la vía en una línea de Alta Velocidad.
Fuente: ETI 2005.

Para una correcta comparación de las exigencias en cuanto a calidad geométrica de la vía, López Pita realizó una tabla en la que se muestra la influencia de la velocidad en la calidad de la vía:

Tipo de línea	Alineación (mm)	Nivelación longitudinal (mm)	Alabeo (mm/m)	Nivelación transversal (mm)
Línea convencional	±5	±5	2-3	±5
Línea Alta Velocidad	3,5	2,5	1,5	2

Tabla 2.5. Influencia de la velocidad en la calidad de la vía.
Fuente: Apuntes de Infraestructuras Ferroviarias. Tomo I.

Se observa claramente que las exigencias en calidad geométrica de vía son mucho mayores en Alta Velocidad que en líneas convencionales.

En lo referente a la metodología de análisis de la calidad geométrica de la vía, hay que señalar que ambas metodologías son útiles siendo sus objetivos algo dispares. El Índice Q de calidad geométrica utilizado en líneas convencionales es un indicador global de calidad. Éste trata de resumir en un solo valor la calidad de la vía dando más o menos importancia a cada uno de los

parámetros. Los índices QN, en cambio, tratan de evaluar la calidad de la vía desde otro punto de vista. Cada uno de estos índices indica una situación: vigilancia, obligación de efectuar operaciones de conservación y situación no deseable (QN1, QN2 y QN3 respectivamente). Tratan, pues, de controlar la evolución de los defectos de la vía recomendando unas determinadas acciones de carácter preventivo para cada uno de los respectivos valores límites. Desde el punto de vista del mantenimiento y control de la infraestructura, este segundo método resulta más adecuado.

2.2.3 Entrevía e inclinación del carril

2.2.3.1 Entrevía

La entrevía es la distancia medida en dirección transversal entre los dos ejes de vías contiguas. Dicha distancia se fija en un valor compatible con la resistencia de las cajas de los vehículos a los esfuerzos aerodinámicos en los cruces de trenes. Se muestran a continuación (ver tabla 9) los rangos de valores más usuales de entrevías.

Tipo de línea	Entrevía (m)
Convencional	3,60-4,00
Alta Velocidad	4,20-5,00

Tabla 2.6. Rango de valores de entrevía usuales. Según las ETI, en líneas nuevas de Alta Velocidad, la entrevía será como mínimo de 4.5m. Fuente: Elaboración propia.

Señalar que se adoptan valores diferentes para la distancia entre ejes de vías en función de las prestaciones de éstas. A medida que aumenta la velocidad del vehículo, aumenta la inestabilidad del mismo y son por tanto necesarias mayores distancias entre vías. Actualmente existe la tendencia en Alta Velocidad de aumentar cada vez más la entrevía.

2.2.3.2 Inclinación del carril

El carril constituye el elemento principal de la vía actuando como dispositivo de sustentación y de guiado de las ruedas de los trenes. Se monta desplomado hacia el interior de ella para resistir mejor las acciones a las que está sometido y dándole una inclinación. Se define la inclinación del carril como el ángulo entre el eje de simetría del perfil nuevo del carril fijado sobre su soporte y la perpendicular al plano de rodadura. La inclinación del carril, además de otros elementos, aporta la estabilidad de marcha de los bogies. Es por tanto dicho elemento, uno de los elementos críticos para la seguridad del sistema global.

Tipo de línea		Inclinación del carril
Convencional		1/20
Alta Velocidad	$v \leq 280$ km/h	1/20 a 1/40
	$v > 280$ km/h	1/20

Tabla 2.7. Valores usuales de inclinación del carril. Fuente: Elaboración propia.

La inclinación del carril no sigue ningún criterio en función de la velocidad. Este parámetro se diseña para ser compatible con los perfiles de las ruedas del

material rodante. En la tabla 10 se observa que se adoptan inclinaciones de carril muy similares en ambas líneas.

2.2.4 Trazado en planta

La configuración del trazado de una línea ferroviaria tiene dos aspectos fundamentales: las alineaciones en planta y en alzado. El trazado en planta se compone de las siguientes alineaciones: rectas, curvas y curvas de transición entre éstas. Se tendrá en cuenta, a la hora de analizar las diferencias en el diseño del trazado, el hecho de que los trazados de las líneas de tráfico exclusivamente de trenes de viajeros y los trazados de las líneas de tráfico mixto son ligeramente diferentes. Los parámetros que caracterizan el trazado en planta de una línea ferroviaria son:

- Radios de curva en planta. Radio mínimo:

La velocidad de proyecto de una línea determina el valor de los radios mínimos en planta. Es necesario limitar el radio inferiormente debido a ciertos condicionantes: razones de seguridad debido a las fuerzas transversales que ejerce el vehículo sobre la vía y que tienden a desplazarla, razones de seguridad debido a la posibilidad de descarrilo o vuelco del vehículo ferroviario, razones de confort del viajero (es más sensible a las fuerzas variables en sentido transversal). El radio de curva mínimo de las vías se elige de tal forma que para el peralte de la curva considerada, la insuficiencia de peralte no supere ciertos límites (véase más abajo en este mismo apartado).

Radio mínimo a cumplir según normativa RENFE		
Velocidad (km/h)	Ancho de vía (mm)	Radio mínimo (m)
140	1668	1.000
160	1668	1.300
200	1668	2.000
200*	1435	2.100
250*	1435	3.300
300*	1435	4.700

Tabla 2.8. Radios mínimos a cumplir según normativas RENFE: NRV 0200, NRV 0201.
Fuente: Elaboración propia.* Para tráfico exclusivo de viajeros.

Los radios de las curvas habituales en los trazados de las líneas españolas son los siguientes:

Tipo de línea	Radio normal (m)
Línea convencional	1.000
Línea Alta Velocidad	5.000-7.000

Tabla 2.9. Radios normales en trazados en planta en las líneas ferroviarias españolas.
Fuente: Elaboración propia.

El incremento de la velocidad de proyecto de nuevas líneas puestas en servicio estos últimos años o actualmente en construcción ha hecho aumentar los radios. Un claro ejemplo de ello es la línea Madrid-Barcelona-Frontera

Francesa, cuyo radio mínimo ronda en los 7.000 m, permitiendo circulaciones a 350 km/h. Los radios amplios favorecen el desarrollo de altas velocidades sin tener que recurrir a peraltes elevados, lo cual favorece enormemente la buena conservación de la plataforma ferroviaria, con la consiguiente reducción de los costes de explotación.

Por otro lado, cabe destacar el hecho de que en las líneas, de Alta Velocidad o no, en las que se admite la circulación de trenes de mercancías, el valor del peralte ha de limitarse (como se verá más tarde), por lo que el valor de la fuerza centrífuga aumenta y resulta por tanto necesario adoptar unos valores de radios de curva en planta mayores.

- Peralte máximo, Insuficiencia de peralte y Exceso de peralte:

Se define el peralte como la diferencia de cota entre las superficies de rodadura de los dos carriles de una vía dentro de una misma sección normal a ella. En recta, el valor del peralte es nulo; en curva, el valor del peralte es constante e igual a un cierto valor. La curva de transición, entre la recta y la curva circular, permite una variación lineal del peralte a lo largo de la misma hasta alcanzar el valor del peralte en la curva circular.

Las funciones del peralte son varias: compensación del efecto de la fuerza centrífuga en curva, proporcionar confort al viajero (ver apartado de aceleración centrífuga sin compensar), mejor distribución de las cargas en ambos carriles, disminución del desgaste de los carriles y ruedas. Asimismo, se exigen ciertas limitaciones de peralte para tener un control sobre él. Las razones por las que ha de limitarse el peralte son las siguientes: los trenes lentos y, normalmente, pesados provocan desgastes importantes en el carril bajo si el peralte es excesivo, propiciando un indebido desgaste del carril y consecuente descarrilo; si un tren se detiene en una curva, el peralte podría provocar un desplazamiento de carga y un arranque dificultoso; el propio mantenimiento de un excesivo peralte se hace dificultoso.

Se definen así, pues, los siguientes parámetros:

- Peralte teórico (H_t): Es el obtenido por anulación de la fuerza centrífuga a la que se encuentra el vehículo al recorrer una curva a la velocidad de proyecto.
- Peralte práctico (H_p): Peralte que realmente tiene la vía.
- Insuficiencia de peralte (I): Diferencia entre el peralte teórico y el peralte práctico. Los trenes de viajeros, trenes rápidos, son los que circulan con insuficiencia de peralte, porque el peralte práctico sólo compensa una parte de la fuerza centrífuga. Dicho valor también se limita. La insuficiencia también está relacionada con el confort del viajero, como se verá más tarde. Ésta es otra de las razones por la cual se limita su valor.
- Exceso de peralte (E): Diferencia entre el peralte práctico y el peralte teórico. Los trenes de mercancías, trenes lentos, son los que circulan con exceso de peralte. Dicho valor también se limita por las razones expuestas anteriormente.

A continuación se muestran dos tablas en las que se muestran los valores límites de peralte e insuficiencia de peralte para líneas convencionales y Alta Velocidad:

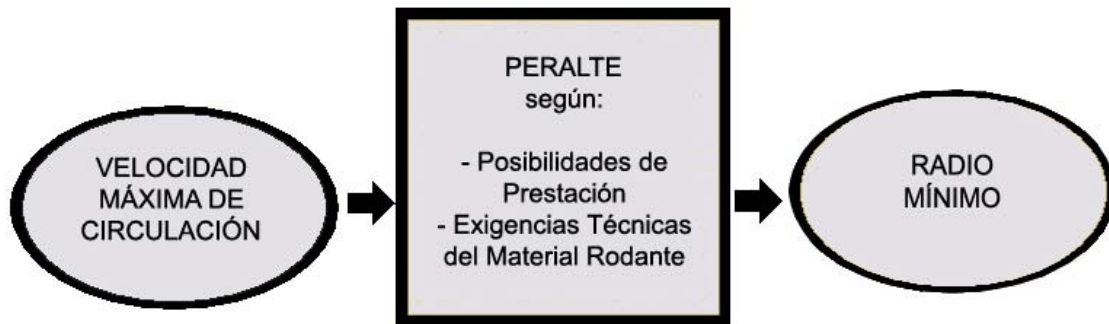
Peralte (mm). Valores límite.		
Línea convencional		160
Línea Alta Velocidad	Nueva construcción	180
	Explotación	190
	Vía exclusiva tráfico viajeros	200

Tabla 2.10. Valores límite de peralte adoptados en líneas convencionales y de Alta Velocidad.
Fuente: Elaboración propia.

Insuficiencia de peralte (mm). Valores límite.		
Línea convencional		115
Línea Alta Velocidad*	250 < v ≤ 300 km/h	100
	v > 300 km/h	60-80

Tabla 2.11. Valores límite de insuficiencia de peralte adoptados en líneas convencionales y de Alta.* Vías corrientes y directas en aparatos. En caso de trenes de Alta Velocidad con sistemas de basculación podrán adoptarse valores de insuficiencia mayores. Velocidad. Fuente: Elaboración propia.

Para un mayor entendimiento del procedimiento por el cual se diseña el trazado en planta de una vía, cuyo principal condicionante es el radio mínimo, se adjunta a continuación un pequeño esquema explicativo:



- Aceleración sin compensar:

La aceleración sin compensar γ_{sc} es la aceleración transversal hacia el exterior de la curva que queda al peraltar una vía cuando se circula por ella a una velocidad v . Tiene la siguiente expresión:

$$\gamma_{sc} = \frac{v^2}{R} - \frac{h \cdot g}{s} \quad (2.2)$$

v , es la velocidad del vehículo en m/s
 R , el radio de la curva en m
 h , el peralte de la curva en mm

g , es la aceleración de la gravedad, $9,8 \text{ m/s}^2$
 s , distancia entre carriles más el ancho de cabeza de carril, en mm

Otra manera de controlar la insuficiencia de peralte es a través de este parámetro. Ambos parámetros están relacionados a partir de la siguiente fórmula:

$$I = \gamma_{sc} \cdot \frac{s}{g} \quad (2.3)$$

Se suele limitar la aceleración sin compensar, tanto en líneas convencionales como de Alta Velocidad, en un valor de $0,65 \text{ m/s}^2$, con lo que la insuficiencia de peralte resultante ronda los 100 mm. Recordemos que la aceleración sin compensar mantiene una relación de proporcionalidad con la aceleración que realmente siente el viajero γ_v . Este factor de proporcionalidad depende de la tipología de suspensión utilizada por el material rodante.

Para vehículos convencionales, con suspensión tradicional:

$$\gamma_v = \gamma_{sc} \cdot (1 + \theta) \quad (2.4)$$

Para vehículos con caja inclinable, pendular o basculante:

$$\gamma_v = \frac{\gamma_{sc}}{(1 + \theta)} \quad (2.5)$$

θ es el coeficiente de Souplesse, con valores comprendidos entre 0,2 y 0,3. Se deduce de la expresión que en una curva de radio R , a igualdad de velocidad v , el viajero irá más cómodo en un vehículo de caja inclinable. Se hablará del material rodante en el apartado 4.3.

- Mínima longitud de transición en planta:

La curva de transición en planta más adecuada es la clotoide. Este tipo de curva permite una variación lineal del peralte a lo largo de la misma para así entrar en la curva circular con el peralte deseado. Se exige una longitud mínima de la curva de transición a partir de la siguiente condición:

$$L \geq 8 \text{ a } 10 vH \quad (2.6)$$

v es la velocidad máxima de circulación, en km/h
 H es el peralte, en mm

Esta condición puede ser utilizada tanto en líneas convencionales como Alta Velocidad y viene dada a partir de la velocidad de subida de la rueda en la curva de transición, que a su vez está relacionada con el confort del viajero. Se observa que a mayor velocidad de circulación, para un mismo valor de peralte, serán necesarias mayores longitudes de transición.

- Máxima pendiente del diagrama de peraltes:

En la curva de transición se debe controlar también la pendiente del diagrama de peraltes, pues dicha rampa está íntimamente relacionada con la seguridad del viajero. La limitación de dicha rampa viene dada por la siguiente expresión en líneas convencionales:

$$i = \frac{dh}{dx} = \frac{H}{L} \cdot 10^3 \leq \frac{180}{v} \leq 2,5 \quad (2.7)$$

H es el peralte, en mm

L es la longitud de la curva de transición, en m

v es la velocidad de circulación máxima, en km/h

Para líneas de Alta Velocidad, las Instrucciones y Recomendaciones para la Redacción de Proyectos de Plataforma de la antigua GIF recomienda, como valor normal, una pendiente del diagrama de peraltes de 0,5 mm/m para 250-350 km/h de velocidad máxima de circulación.

Se deduce de ello, y de la fórmula anterior, que la pendiente del diagrama de peraltes deberá ser menor a medida que la velocidad de circulación aumente. Por tanto, podemos concluir que las limitaciones en la rampa máxima en el diagrama de peraltes serán más restrictivas en líneas de Alta Velocidad que en convencionales, o bien, decir que se necesitarán mayores longitudes de transición para un mismo peralte.

2.2.5 Trazado en alzado

El trazado en alzado se compone de dos elementos fundamentales: la inclinación de las rasantes y las curvas de unión entre dos rasantes diferentes. La función de estas últimas es cambiar la pendiente de la rasante de modo gradual, sin que se ocasionen aceleraciones verticales molestas para los viajeros. Los parámetros que caracterizan el trazado en alzado de una vía son los siguientes:

- Rampa máxima:

El valor de la rampa máxima en alzado es, junto con el valor del radio mínimo en planta, uno de los dos parámetros más importantes en el diseño del trazado de una línea. En el caso en que el valor de la rampa máxima admisible fuera bajo se generarían sobrecostes, debidos a necesaria construcción de gran número de obras de fábrica y túneles. En el caso contrario, en que dicho valor fuera elevado, sería necesario dotar a los trenes de grandes potencias (y sistemas de frenado más potentes) para lograr una mayor fuerza de tracción. Por tanto, la elección del valor máximo de la pendiente es un compromiso entre las posibilidades ofrecidas por la orografía existente, para reducir los costes, y las restricciones que impone la explotación, a causa de las prestaciones ofrecidas por el material rodante que vaya a circular por la línea en cuestión.

Cuando se trata de una línea de tráfico mixto las limitaciones de rampa máxima son más estrictas. Si se quiere explotar una línea para tráfico de trenes de mercancías también, será necesario adoptar rampas más tendidas, de tal forma que los trenes puedan arrancar en cualquier punto de la pendiente y frenar para detenerse en ella. Por último, destacar el hecho de que la falta de potencia de las locomotoras obliga a reducir la velocidad en estos tramos, generando así desgastes en la vía debido al exceso de peralte. Ésta última es otra de las razones por la cual existe un valor de rampa máxima admisible en vías de tráfico mixto.

Según las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad y la normativa RENFE, los valores límites recomendados para las líneas de Alta Velocidad y líneas convencionales, son:

Pendientes máximas recomendables (‰). Según normativa correspondiente.		
Línea convencional	≤ 140 km/h	20
	~ 160 km/h	15
	~ 200 km/h	12,5
Línea Alta Velocidad	Tráfico viajeros	25
	Tráfico mixto	15

Tabla 2.12. Valores usuales de pendientes máximas, según normativa. Fuente: Elaboración propia a partir de las normativas NRV 0200 Y 0201 y las Recomendaciones para el Proyecto de Plataforma de GIF.

Las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad señalan que no se deberán sobrepasar las 35‰, debiendo respetarse, además, dos condiciones en las nuevas líneas especialmente construidas para la Alta Velocidad: la pendiente del perfil medio sobre 10 km deberá ser inferior o igual a 25‰, y la longitud máxima en rampa o pendiente continua de 35‰ no deberá superar los 6.000 m.

A continuación se muestra la tabla 2.13 con valores usuales de rampas en líneas convencionales.

Tipo de alzado	Kilómetros	Porcentaje (%)
Horizontal	2.981	22,2
$p < 5‰$	3.358	25,0
$5‰ < p < 10‰$	3.018	22,5
$10‰ < p < 25‰$	3.996	29,8
$p > 25‰$	53	0,4

Tabla 2.13. Características geométricas de la red española de líneas convencionales. Fuente: Apuntes de Infraestructuras ferroviarias. Tomo I.

La tabla 2.14 refleja los valores de rampas máximas en líneas españolas de Alta Velocidad:

Rampas máximas en líneas españolas Alta Velocidad (‰)	
Madrid-Sevilla	12,5
Madrid-Barcelona	25
Barcelona- Frontera Francesa	18

Tabla 2.14. Características geométricas de la red española de líneas de Alta Velocidad.
Fuente: Proyectos singulares en el desarrollo de la red europea de alta velocidad.

Comparando los valores admisibles de rampas máximas en alzado se puede comprobar que se admiten mayores pendientes en líneas de Alta Velocidad que en líneas convencionales. Está claro que a mayores rampas, mayor será el ajuste del trazado a la orografía y, por tanto, menores serán los costes de construcción. Por otro lado, se observa que la tendencia en líneas de Alta Velocidad es aumentar el valor de la rampa máxima. La tecnología de los trenes, sobre todo en Alta Velocidad, avanza año a año consiguiendo así que los vehículos puedan superar mayores rampas cada vez.

- Curvas de transición en alzado:

Recordemos que las curvas de transición en alzado son las encargadas de cambiar la pendiente de la rasante de forma gradual. Éstas pueden ser circulares o parabólicas, siendo éstas últimas más usuales en carreteras que no en trazados ferroviarios. Así pues, se hablará de radios de acuerdos verticales. Estas curvas verticales introducen, también, una aceleración centrífuga en su plano molesta para el viajero, sobre todo cuando se trata de acuerdos convexos. Igual que ocurría en el trazado en planta, dichas curvas generan aceleraciones centrífugas sin compensar sobre el viajero:

$$\gamma_v = \frac{v^2}{R_v} \quad (2.8)$$

γ_v es la aceleración vertical sin compensar, en m^2/s

v es la velocidad de circulación, en m/s

R_v es el radio de curvatura de la curva vertical, en m

Dicha expresión toma otra forma si expresamos la velocidad en km/h :

$$\gamma_v = \frac{v^2}{12,96 \cdot R_v} \quad (2.9)$$

La experiencia aconseja que, por criterios de confort, los valores máximos para la aceleración centrífuga vertical γ_v estén situados en el intervalo de 0,2 a 0,4 m/s^2 , siendo este último un valor no superable. De esta forma, se obtiene una relación entre el radio de curvatura de la curva de transición vertical y la velocidad de circulación:

$$R_v \approx \frac{v^2}{2} \quad \text{ó} \quad R \approx \frac{v^2}{4} \quad (2.10)$$

Así pues, se deduce de esta expresión que para velocidades mayores serán necesarios radios de curvatura mucho mayores en los acuerdos verticales. Radios mayores suponen, para una misma diferencia de pendientes, longitudes mayores en las curvas de transición.

Radios de curvatura en transición vertical recomendables		
Tipo de línea	Velocidad de circulación (km/h)	Radio (m)
Línea convencional	80	3.200
	100	5.000
	140	9.800
	160	12.800
Línea adaptada a Velocidad Alta	200-220	20.000-24.200
Línea Alta Velocidad	250	31.250
	300	45.000
	350	61.250

Tabla 2.15. Comparación de los radios de curvaturas necesarios en acuerdos verticales.
Fuente: Elaboración propia a partir de la primera fórmula (2.10).

En conclusión, en trazados de Alta Velocidad serán necesarios mayores radios y mayores longitudes en las curvas de transición frente a los trazados de líneas convencionales.

2.2.6 Gálidos

El gálibo se define como un contorno de referencia con unas reglas de aplicación. En el ámbito del ferrocarril existen muchos tipos de gálidos: gálibo de material motor, gálibo de material remolcado, gálibo de puentes, gálibo de túneles, etc. En este apartado se hablará únicamente de dos tipos de gálidos, el gálibo cinemático y el gálibo de implantación de obstáculos, llevando a cabo una comparación de los mismos en los dos diferentes ámbitos tratados durante todo este documento, las líneas convencionales y las de Alta Velocidad.

La UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) define tres tipos de gálidos: A, B y C. Se diferencian entre sí porque cada uno de ellos posibilita un transporte de mercancías diferente. El ferrocarril español se asimila más al contorno de referencia C, debido a su mayor ancho de vía. Por tanto, los contornos de referencia del gálibo cinemático y el gálibo de implantación de obstáculos de los que se hablará a continuación, permiten la circulación de trenes que se inscriban en el gálibo cinemático C de la UIC.

El gálibo cinemático se define como la envolvente de los lugares geométricos que pueden ocupar cualquier parte de un vehículo referenciada a los ejes de coordenadas representados por el plano de rodadura y el eje de la vía. Es un contorno de referencia que tiene en cuenta los movimientos geométricos de los vehículos, debidos a la curvatura de la vía y al juego de los ejes de la vía (existirán gálidos para vía en recta y gálidos para vía en curva), y movimientos

Gálibo cinemático de partes altas (mm)	
Línea convencional	1.720
Línea Alta Velocidad	1.920

Tabla 2.16. Gálibos cinemáticos partes altas.
Fuente: Elaboración propia.

Se observa claramente (ver figuras 2.2 y 2.3 y tabla 2.16) que el gálibo cinemático de partes altas es mucho mayor en líneas de Alta Velocidad (3.840 mm, en total) que en líneas convencionales (3.440 mm, en total). Ello es debido a que para la obtención del primero se tiene en cuenta un ancho de la caja del vehículo de 3.500 mm, mientras que para el segundo el ancho de caja considerado es de 2.950 mm, ancho de caja máximo en vehículos RENFE. El valor de 3.840 mm se obtiene teniendo en cuenta el valor inicial de 3.500 mm más una holgura. Dicha holgura es la existente entre el gálibo cinemático y la caja en línea convencional ($3.440 - 2.950 = 490$). Estos 490 mm, que deberían sumarse a los 3.500 mm considerados, se convierten en 345 mm, teniendo en cuenta la diferencia de peraltes y flechas entre las líneas convencionales y las de Alta Velocidad.

En cuanto al gálibo cinemático de las partes bajas, existen también diferencias, ya no sólo debidas a la diferencia de ancho de caja, sino por motivos de compatibilidad de andenes.

La normativa de sistemas de gálibos GIF para líneas de Alta Velocidad tiene en cuenta, en el contorno de referencia del pantógrafo del material de tracción eléctrica, el caso en que altura nominal del hilo de contacto sea de 5,50 m (figura 2.5), necesitando una altura de 5,25 m frente al valor usual de las líneas convencionales de 5,00 m (figura 2.4). El ancho de pantógrafo no presenta diferencias apreciables de uno a otro tipo de línea.

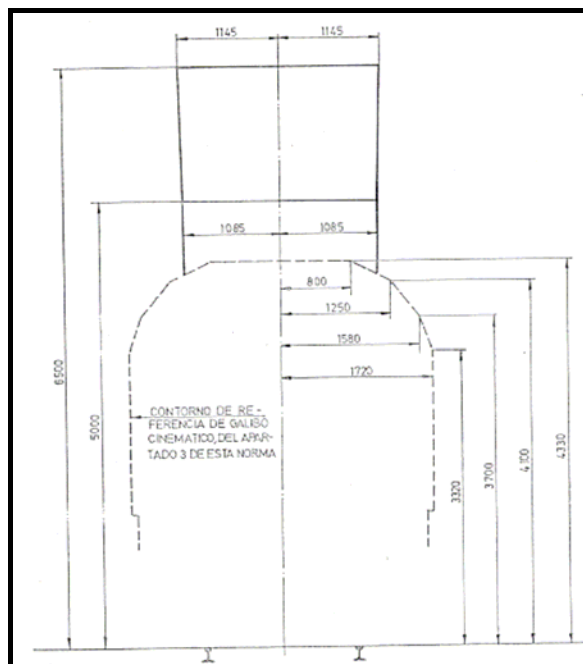


Figura 2.4. Contorno de referencia para pantógrafos.
Fuente: Instrucción Técnica de Gálibo de la Red.

al gálibo cinemático GIF se obtiene el gálibo de implantación de obstáculos GIF, 4.700mm ($3.840+860=4.700$).

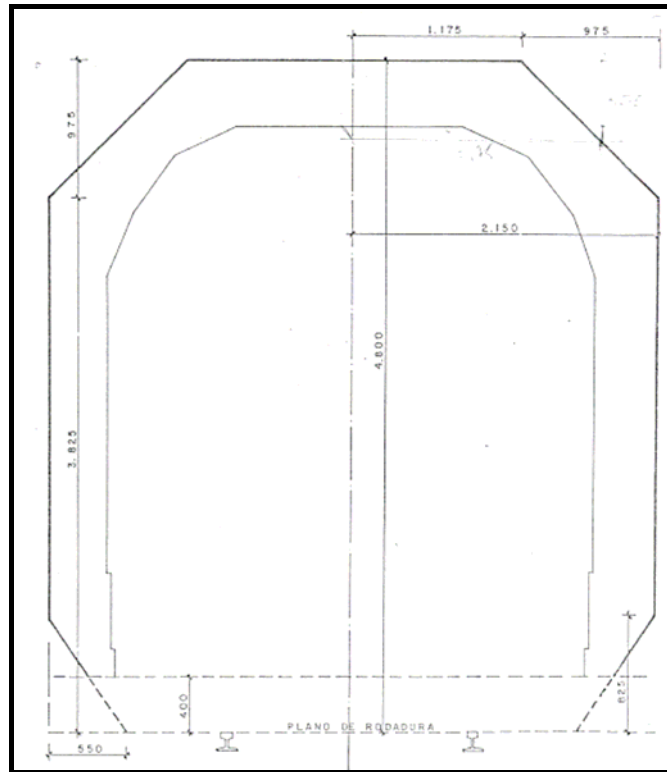


Figura 2.6. Gálibo de implantación de obstáculos, en vía recta.
Fuente: Instrucción Técnica de Gálibo de la Red.

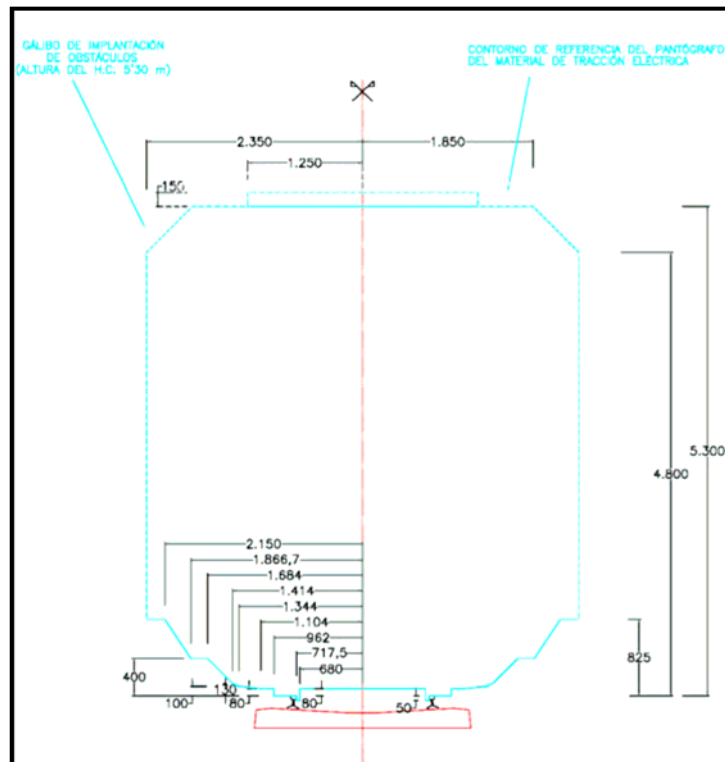


Figura 2.7. Gálibo de implantación de obstáculos GIF (Altura H.C. 5,30m) para $R > 1.400\text{m}$.
Fuente: Sistema de Gálibos GIF en Líneas de Alta Velocidad.

Carriles habituales en las diferentes líneas españolas		
Línea convencional	Antigua	UIC 45
	v~140-160 km/h	UIC 54
	v>160 km/h	UIC 60
Línea de Alta Velocidad		UIC 60

Tabla 2.18. Carriles habituales en las diferentes líneas españolas.
Fuente: Elaboración propia.

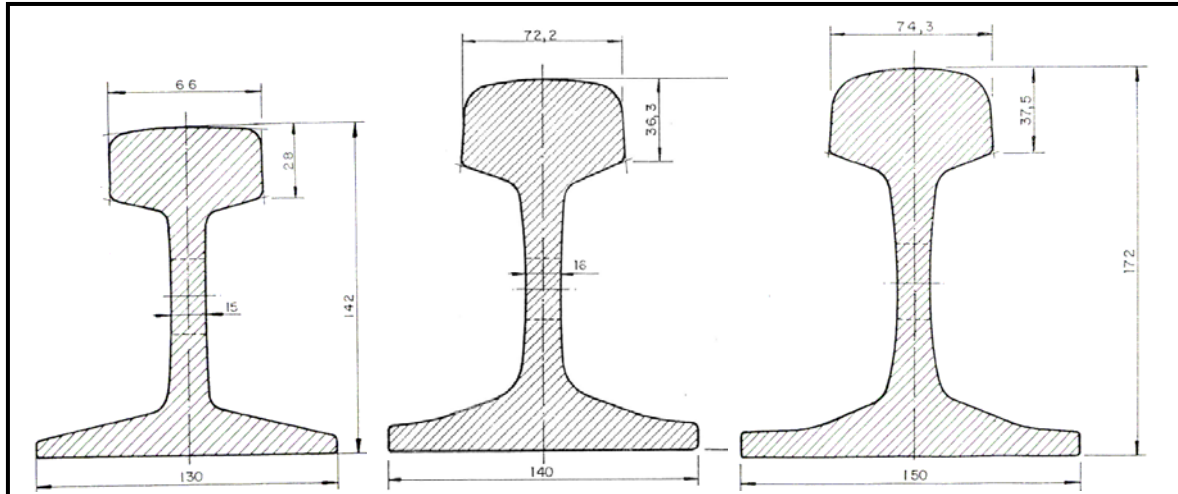


Figura 2.9. Perfil transversal de carriles de 45, 54 y 60kg/m.
Fuente: Esquemas de vía. RENFE.

El hecho de aumentar el peso por metro lineal es debido a la necesidad de aumentar la inercia para obtener una mayor resistencia a flexión. Así que resulta lógico que a medida que aumenta la velocidad y, por tanto, las solicitaciones de la vía, sea necesario un carril con mayor inercia. Las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad señalan que el carril para líneas de Alta Velocidad debe tener una masa mínima por metro lineal de 53 kg/m.

Los carriles convencionales suelen tener una dureza de 90 daN/mm², mientras que existen carriles excepcionales con una dureza de 110 a 120 daN/mm². En este aspecto no existen diferencias aparentes.

Las soldaduras entre cupones de carriles, en el caso de las líneas convencionales, se han realizado tradicionalmente en taller a partir de juntas. Los carriles utilizados en Alta Velocidad, en cambio, se someten a soldaduras eléctricas. Asimismo, las diferentes normativas señalan que los cupones deben ser de 6 m cuando se trata de una línea con velocidad de circulación inferior a 200 km/h, mientras que para velocidades mayores se aconsejan cupones de 12 m. Se concluye por tanto, que a medida que ha aumentado la velocidad de circulación en las líneas y, sobre todo con la aparición de la Alta Velocidad, se han mejorado las condiciones de unión entre cupones de carriles, disminuyendo el número de soldaduras a partir del aumento de longitud de los carriles, y mejorando la calidad de las mismas mediante la técnica de soldadura eléctrica.

2.3.2. Aparatos de vía

El desvío es un aparato de vía que permite el paso de las circulaciones de una vía a otra, o a varias, cuyos ejes se acuerdan tangencialmente con el de la primera o formando un ángulo muy pequeño con él. El caso más simple de un desvío es el llamado sencillo, o de dos vías, que da paso a las circulaciones a una vía o a la otra. La primera recibe el nombre de vía directa y la segunda, vía desviada.

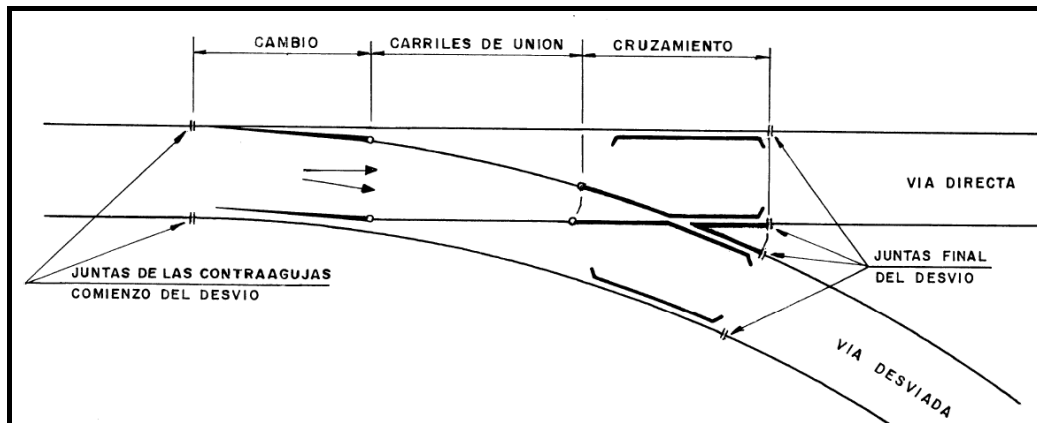


Figura 2.10. Esquema de un desvío sencillo, en recta.
Fuente: NRV 3600.

La separación y el cruce de los hilos de ambas vías se produce mediante dos elementos: el cambio y el cruzamiento. Un cambio consta de dos conjuntos de aguja-contraaguja. Un cruzamiento consta de corazón, carriles y contracarriles. Los corazones, y los desvíos, se definen a partir de la tangente del ángulo que forman los dos hilos que se cruzan de las vía directa y desviada expresado de forma decimal. La tabla 2.19 muestra las características de algunos desvíos usuales en las distintas líneas ferroviarias españolas.

Algunos desvíos usuales, según la velocidad máxima de circulación				
	V_{\max} por vía directa (km/h)	Tipo de desvío	Tipo de trazado	Tipo de corazón
Línea convencional	≤ 140	tipo A	secante	tg 0,09-0,11 CR
	~ 160	tipo B (B1,B2,B3)	secante	tg 0,09-0,11 CR
Línea Velocidad Alta y Alta Velocidad	$\sim 200-220$	tipo C	tangente	tg 0,075 CR- tg 0,09CC
		tipo P	tangente	tg 0,09 CR
	≥ 250	tipo AV	clotoide-circular-clotoide	Corazón de punta móvil

Tabla 2.19. Algunos desvíos usuales, según la velocidad máxima de circulación.
Fuente: Elaboración propia.

Los desvíos tipo A fueron los primeros desvíos que adoptó la compañía RENFE, en su inicio, en vías generales. En vías secundarias, existen aún hoy en día, desvíos anteriores a los tipo A. Los desvíos tipo B fueron desarrollados con la colaboración de la industria nacional para la modernización de líneas importantes admitiendo velocidades máximas de 160km/h. Los desvíos de tipo C se distinguen de estos últimos en admitir velocidades mayores. Los desvíos tipo P son polivalentes, es decir, están preparados para permitir cambiar el ancho de vía. Los de tipo AV son especiales para líneas de Alta Velocidad. Su geometría, con un trazado tipo clotoide-circular-clotoide, está mucho más cuidada permitiendo así mayores velocidades de paso.

En líneas de Alta Velocidad son altamente recomendables los desvíos con corazones móviles (véase figura 2.11). Al incrementar el radio de la vía desviada para aumentar la velocidad por ella, suele ser necesario disminuir el ángulo del corazón y, por tanto, aumentar su laguna. Este inconveniente se puede solucionar mediante el denominado corazón de punta móvil. Este tipo de corazón permite suprimir la laguna creando una superficie continua de rodadura.



Figura 2.11. Corazón de punta móvil.
Fuente: JEZ. Sistemas Ferroviarios.

2.3.3 Traviesas y sujeciones

La traviesa es el elemento que, situado en dirección transversal al eje de la vía, sirve de sostenimiento del carril, constituyendo el nexo de unión entre él y el balasto. Las principales funciones que desempeñan las traviesas en el conjunto de la vía son las siguientes:

- Transmisión y reparto de cargas sobre la banqueta de balasto.
- Soporte a los carriles asegurando posición, separación e inclinación.

Las figuras que se adjuntan a continuación (2.12 y 2.13) muestran dos tipos diferentes de traviesas, las bibloque para carril de 45 y las monobloque para carril de 60.

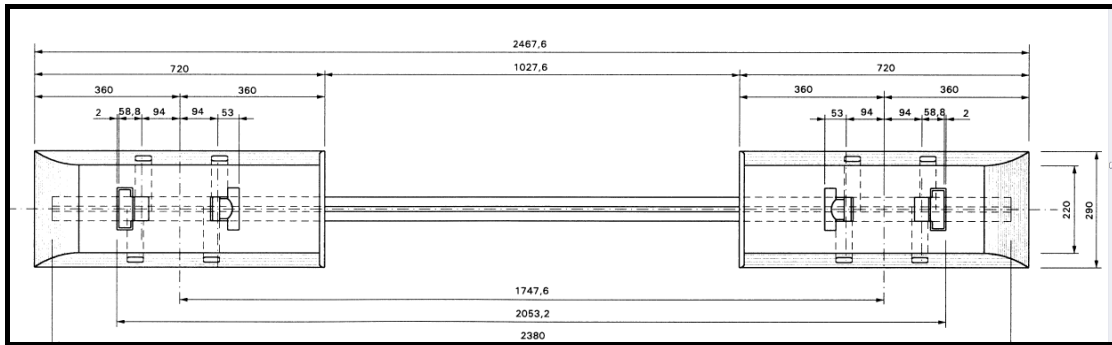


Figura 2.12. Travesía bloque tipo RS para carril de 45.
Fuente: NRV3131.

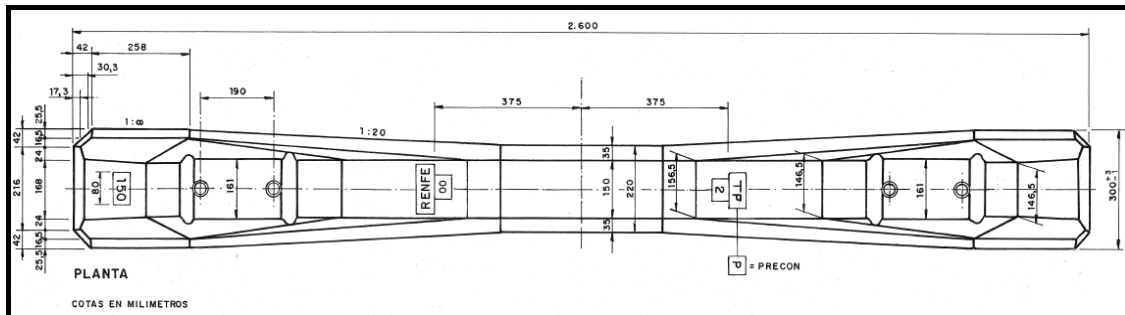


Figura 2.13. Travesía monobloque para carril de 60.
Fuente: NRV3121.

Las traviesas reducen las presiones transmitidas a la capa de balasto gracias al área de apoyo sobre la misma y proporcionan una mayor estabilidad a la vía debido a su peso. Zimmermann asegura que un aumento del área de apoyo de 2088 cm² (traviesas tipo RS) a 2436 cm² (traviesas U41), proporciona una reducción del 10% de asentamientos y tensiones. No es de extrañar, por tanto, que la tendencia haya sido la de aumentar el área de apoyo y el peso de las mismas.

Tipo de traviesa	Longitud (cm)	Peso (kg)
Madera	260	80
Bloque RS	230	~180
Monobloque	250	250-400

Tabla 2.20. Longitud y peso de los tres tipos de traviesas habituales.
Fuente: Elaboración propia.

Otra variable fundamental es la distancia entre ejes de traviesas consecutivas. Ésta puede variar entre los 50 y 70 cm. Los 50 cm suponen una limitación debido a las distancias mínimas necesarias para un correcto bateo de la vía. Por otro lado, sobrepasar los 70 cm supondría una deformación exagerada de la misma. De esta forma, el valor usual de distancia entre ejes de traviesas consecutivas es de aproximadamente 60 cm, valor que se toma tanto en líneas convencionales como en Alta Velocidad.

La sujeción es el elemento que sirve para fijar el carril a la traviesa. Debe asegurar la invariabilidad del ancho de vía y facilitar la transferencia de las acciones a la infraestructura. Existen, esencialmente, dos tipos: las sujeciones

rígidas y las elásticas. Las traviesas de madera siempre van acompañadas de sujeciones rígidas y las de hormigón, de elásticas. La sujeción debe desempeñar, junto con el resto de elementos, las funciones que se le exigen al conjunto de la vía, es decir, proporcionar la suficiente capacidad elástica para permitir absorber las acciones mecánicas a las que está sometida. Asimismo, la rigidez proporcionada al introducir el uso de las traviesas de hormigón se debe ver compensada por la utilización de sujeciones elásticas.

A medida que ha ido aumentando la velocidad de explotación de las líneas españolas, el tipo de traviesa ha ido evolucionando. Las líneas más antiguas, que no han sido modernizadas, aún poseen traviesas de madera. Hoy en día, éstas ya no se colocan (salvo en puntos excepcionales) y han sido sustituidas por las de hormigón, aumentando cada vez más su peso, sobre todo en líneas de Alta Velocidad.

De Francia se adoptó la traviesa bloque, que no tuvo mucho éxito en España. Su escasa aptitud para mantener el ancho de vía, su pequeña superficie de apoyo sobre la capa de balasto y su poca manejabilidad hicieron entrar en desuso a las mismas. Es por ello que tampoco son utilizadas en líneas de Alta Velocidad.

Las traviesas de hormigón polivalentes aparecieron para aquellas líneas de vía ancha que habrán de pasar en un futuro a ancho internacional. Hoy en día son usuales las de tipo PR-90 y PR-01 (la diferencia entre ambas se debe a la sujeción usada).

La siguiente tabla (tabla 2.21) muestra el tipo de material utilizado en las diferentes líneas ferroviarias españolas.

Tipos de traviesas y sujeciones habituales			
Tipo de línea	Velocidad máxima de circulación (km/h)	Tipo de traviesa	Tipo de sujeción
Línea convencional	<160	madera	SKL-12 o tirafondos
		hormigón monobloque DW o bloque RS	P-2
	>160	hormigón monobloque DW	elástica SKL-12
		hormigón monobloque polivalente	Vossloh
Línea Alta Velocidad		hormigón monobloque (ancho internacional)	Vossloh o Nabla

Tabla 2.21. Tipos de traviesas y sujeciones habituales en líneas convencionales y de Alta Velocidad.
Fuente: Elaboración propia.

Las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad indican que la masa de las traviesas en vías con balasto deberá ser de al menos 220 kg, y que en el caso de tratarse de traviesas de hormigón, éstas deberán tener al menos una longitud de 2,25 m. Dichas especificaciones van ligadas al hecho de obtener estabilidad transversal y longitudinal del conjunto formado por carril-traviesa-balasto y un mejor comportamiento frente al fenómeno de la onda de levante. Para el tramo Madrid-Sevilla se utilizaron las de tipo AI-88 y AI-89, traviesas monobloque de hormigón pretensado (con armaduras pretesas o postesas). Para el tramo Madrid-Barcelona se están utilizando de tipo AI-99.

Para líneas convencionales no se especifica en normativa alguna un peso mínimo de traviesas, constatando de esta manera que el peso de éstas ha empezado a ser estudiado con minuciosidad con el aumento de velocidad.

La tecnología de los elementos de sujeción del carril a la traviesa ha mejorado también notablemente. La aparición de los carriles continuos soldados tuvo lugar, en parte, gracias a la introducción de la sujeción elástica. El hecho de aumentar la velocidad de circulación, que provoca mayores movimientos en esta zona de unión entre carril y traviesa, ha obligado a mejorar la técnica de sujeción y apretado de estos elementos (sujeciones Nabla y Vossloh en Alta Velocidad) y a introducir, a su vez, el concepto de elasticidad en las sujeciones.

Se puede concluir que las líneas de Alta Velocidad están dotadas, frente a las líneas convencionales, de carriles de mayor rigidez a flexión y traviesas más pesadas y con mayor superficie de apoyo.

2.3.4 Placa de asiento

La placa de asiento (figura 2.14) es un elemento que se interpone entre el carril y la traviesa. Sus principales funciones son las siguientes:

- Protección de las traviesas de la acción directa del carril.
- Reducir las tensiones sobre la traviesa, ampliando la superficie de apoyo del carril sobre ésta.
- Constituir un buen posicionamiento del carril en la traviesa, tanto para la inclinación como para el ancho de vía.

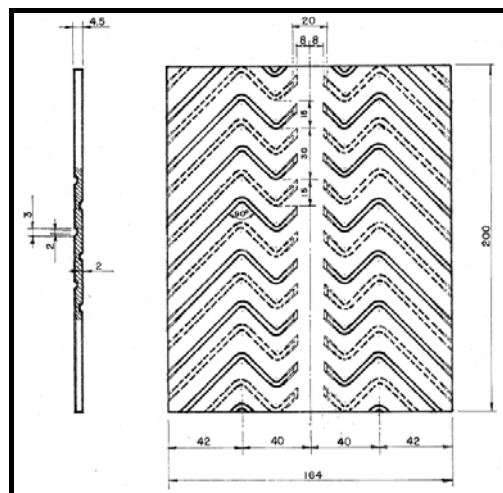


Figura 2.14. Placa de asiento de caucho. Fuente: NRV3210.

Rigidez vertical de la placa de asiento en líneas españolas			
Tipo de línea		Rigidez (kN/mm)	Espesor (mm)
Línea convencional		500	4,5
Línea Alta Velocidad	Madrid-Sevilla	400-500	6
	Madrid-Barcelona	100	7

Tabla 2.22. Rigidez vertical de las placas de asiento en líneas españolas.
Fuente: Elaboración propia.

Con el fin de no deteriorar las traviesas de madera sobre las que se apoyaban, las primeras placas de asiento en líneas convencionales fueron de tipo rígido. La introducción de traviesas de hormigón, que incrementaba notablemente la rigidez vertical de la vía, supuso la disminución de rigidez de las placas de asiento. Así se pasaron a utilizar placas elásticas de caucho o polietileno. Los primeros estudios constataron que dichas placas producían menores deterioros en la vía, debido a la reducción de los esfuerzos verticales en la misma.

La Alta Velocidad adoptó este tipo de placa de asiento para asegurar un menor deterioro de la vía. Las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad señalan que para líneas especialmente construidas para Alta Velocidad la rigidez de la placa de asiento, sobre traviesas de hormigón, no debe exceder de 600 kN/mm, valor que asegura la elasticidad de dicha placa. Las líneas de Alta Velocidad están adoptando cada vez menores valores de rigidez (véase tabla 2.22) y, por tanto, mayores valores de espesor en las placas de asiento, con el propósito de reducir la rigidez vertical de la vía.

Estudios recientes aseguran también que un valor bajo de rigidez vertical de la placa genera menores vibraciones en el balasto, suponiendo así un menor deterioro de la vía. Como se verá más adelante, la elasticidad de la placa de asiento es el elemento clave para regular la magnitud de la rigidez vertical de la vía.

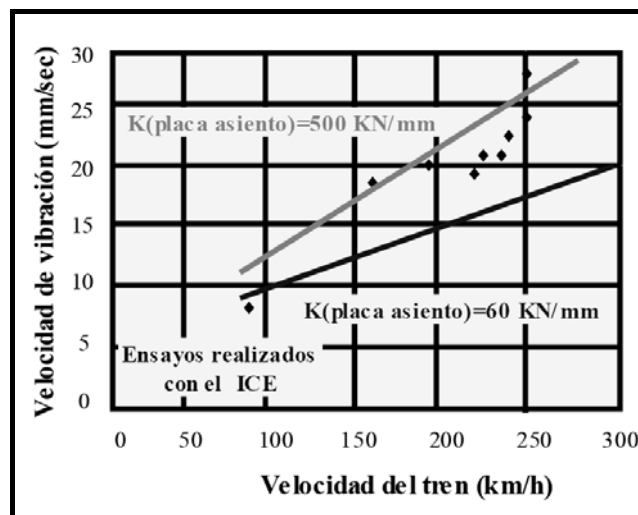


Figura 2.15. Influencia de la rigidez vertical de la placa de asiento en la velocidad de vibración del balasto. Fuente: DBAG. A. López Pita (2001).

La placa de asiento es uno de los pocos elementos del conjunto vía (carril, traviesas, placa, balasto, subbalasto, plataforma) que permite regular la

magnitud de la rigidez vertical de la vía, de tal forma que se aproxime al valor óptimo buscado (apartado 2.4.2).

2.3.5 Aparatos de dilatación

Los aparatos de dilatación son dispositivos cuya función es mantener la teórica continuidad de la vía permitiendo movimientos relativos importantes. La necesidad de colocar dichos aparatos puede derivar de tres causas:

- tensiones de carril excesivas en caso de no disponer de un aparato de dilatación, como puede ser, en puentes metálicos o de hormigón
- existencia de aparatos de vía que no soportarían las tensiones que transmite la barra larga soldada
- tener que proteger una vía de barra corta de una vía de barra larga.

Dicho aparato debe colocarse también en el estribo y en el interior de los puentes metálicos sin balasto, en los estribos y juntas de los viaductos hiperestáticos de hormigón con balasto. El funcionamiento del aparato de dilatación consiste en que, cuando el tablero hiperestático realice su movimiento, debido mayoritariamente a dilataciones térmicas, la parte móvil de éste acompañe dicho movimiento para que el carril no sufra deformaciones y la distancia entre las traviesas continúe invariable. Los tableros isostáticos reparten el movimiento entre pilas, siendo por tanto innecesarios los aparatos de dilatación.

A continuación se muestran un par de figuras (figuras 2.16 y 2.17) con los aparatos de dilatación más comunes. Más abajo, un cuadro descriptivo (tabla 2.23) con los tipos y aplicaciones de los aparatos de dilatación según el tipo de línea.

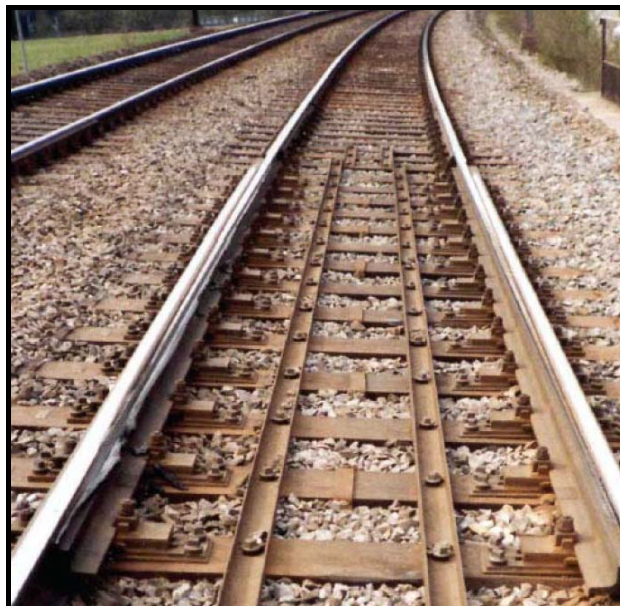


Figura 2.16. Aparato de dilatación, de tipo A, colocado para la protección de una vía de barra larga de una vía de barra corta. Fuente: Sistemas ferroviarios. JEZ.



Figura 2.17. Aparato de dilatación en un estribo de un puente hiperestático.
Fuente: Montaje de Aparatos de Dilatación. C.Bago.

Aparatos de dilatación		
Tipo de línea	Tipo de aparato	Aplicación
Línea convencional	Tipo Martinet	- Protección de desvíos y traviesas - En puentes metálicos sin balasto antiguos
	Tipo A	- En grandes puentes hiperestáticos con balasto
Línea de Alta Velocidad	Tipo AV (nuevas tecnologías)	- En grandes puentes hiperestáticos con balasto

Tabla 2.23. Aparatos de dilatación. Tipos y aplicaciones en los diferentes tipos de líneas.
Fuente: Elaboración propia.

El tipo de aparato de dilatación denominado Martinet es el primero que se utilizó en las líneas convencionales españolas y aún hoy se pueden encontrar en líneas antiguas de RENFE. Cuando apareció la nueva tipología, los aparatos de dilatación tipo A, los Martinet dejaron de colocarse, siendo sustituidos por aquellos en caso de encontrarse en mal estado.

En líneas de Alta Velocidad y en algunas líneas convencionales renovadas recientemente los desvíos y travesías utilizados resisten las tensiones de la barra larga soldada, por lo que no necesitan su protección con aparatos de dilatación.

En la actualidad no es posible diseñar líneas de Alta Velocidad sin utilizar aparatos de dilatación, pues así lo requiere la concepción y construcción de los viaductos debido a las desmesuradas acciones causadas por la circulación de los trenes en los puentes. Es por ello que se han desarrollado aparatos de dilatación de altas prestaciones, permitiendo cada vez más carrera, adaptándose mejor a los movimientos producidos en los estribos y juntas de los

puentes. Los aparatos de dilatación actuales permiten carreras de más de 1.000 mm.

En líneas de Alta Velocidad es recomendable analizar con más exhaustividad la interacción vía-tablero de puente y evitar de esta manera, si es posible, la colocación innecesaria de aparatos de dilatación, lo cual es conveniente desde el punto de vista del mantenimiento de la infraestructura sobre todo en las zonas de transición terraplén-estructura.

2.3.6 Vía en placa

Se denomina vía en placa a la estructura de vía donde la banqueta de balasto ha sido sustituida por una losa de hormigón o capa asfáltica, y los elementos destinados a proporcionar el apoyo al carril y a mantener la estabilidad de la vía son bloques que, en mayor o menor medida, según el tipo de vía en placa, se colocan dentro de la losa.

La introducción de este nuevo concepto de superestructura surgió básicamente a partir de las siguientes ideas:

- reducir los costes y operaciones de mantenimiento de las vías
- dificultad de poder mantener la calidad geométrica de la vía con balasto en los túneles y en las líneas de Alta Velocidad
- aumento del tráfico mixto experimentado en las últimas décadas.

Las ventajas e inconvenientes de la instalación y disposición de vía en placa frente a la vía convencional embalastada se refleja en el cuadro siguiente (tabla 2.24).

Ventajas e inconvenientes de la vía en placa frente a la vía embalastada	
Ventajas	Inconvenientes
Mejor absorción de esfuerzos sobre el carril frente a la limitada estabilidad transversal de la vía con balasto.	Elevados costes de reparación en caso de deformaciones.
Permite radios de curvatura menores.	Mayores costes de instalación (30%-40%)
Menor sección de túneles.	Difícil corrección de errores de diseño, construcción. Difícil cambio de trazado.
Reducción de los costes de mantenimiento.	Asientos en las transiciones (túnel-terraplén, puente-terraplén)
No se producen proyecciones de balasto ni arrastre de balasto.	
Posible reducción de las vibraciones.	
Uso de frenado por corrientes de Foucault (fuertes rampas y pequeños radios)	

Tabla 2.24. Ventajas e inconvenientes de la vía en placa frente a la vía convencional, sobre balasto.
Fuente: Elaboración propia.

Las situaciones que favorecen la implantación de la vía en placa en las líneas convencionales son:

- a) Túneles con gran longitud
- b) Tramos con muchas obras de fábrica, puentes y viaductos
- c) Estaciones terminales y en las de parada obligada
- d) Tramos en los que no se cumpla el gálibo y sea necesario colocar vía en placa, debido a que posee mayor estabilidad transversal
- e) Líneas con mucha densidad de tráfico y con tráfico simultáneo de viajeros y mercancías (como líneas de cercanías de grandes ciudades), con cargas por eje de 225 kN

Las situaciones que favorecen la implantación de la vía en placa en las líneas de Alta Velocidad son:

- a) Velocidad de 250 km.
- b) Túneles de gran longitud.
- c) Líneas con gran cantidad de obras de fábrica, puentes y viaductos.
- d) Estaciones terminales y en las de parada obligada.
- e) Líneas que provocan un fuerte impacto ambiental y que, para evitarlo, la directriz de la línea debe adaptarse lo mejor posible al terreno, reduciendo sus radios mínimos.
- f) Líneas a las que se les aplican valores límites a su trazado, aproximando el peralte de las curvas al límite de explotación admisible, y que están sometidas a tráficos pesados (tráfico no homogéneo).

La experiencia española sobre la aplicación de la tecnología de la vía en placa se centra básicamente en la red convencional. En 1974 se ejecutó un tramo experimental de 4,1 km del modelo denominado PACT, proveniente de los ferrocarriles británicos, en el tramo del trayecto de la línea Madrid-Barcelona Ricla-Calatorao. Éste tuvo que ser levantado debido a que surgieron problemas en el mantenimiento de la vía.

En España podemos encontrar vía en placa en:

Tipo de línea	Puntos con vía en placa
Línea convencional	<ul style="list-style-type: none">▪ Túneles▪ Trayectos de Cercanías▪ Carril embebido en estaciones
Línea de Alta Velocidad	<ul style="list-style-type: none">▪ Carril embebido en estaciones (Sevilla, Toledo, Lérida,...)▪ Tramos con muchas obras de fábrica (entrada a Barcelona)

Tabla 2.25. Puntos donde ha sido instalada vía en placa.
Fuente: Elaboración propia.

En Japón, así como en muchos otros países, se está extendiendo muy rápidamente el uso de la vía en placa como superestructura para líneas de Alta Velocidad, debido básicamente a la alta reducción de costes de mantenimiento.

Tanto en líneas convencionales como en líneas de Alta Velocidad es recomendable el uso de vía en placa en caso de tratarse de nuevos trayectos. La decisión en la elección del tipo de superestructura, vía convencional con balasto o vía en placa, debe tomarse en la fase de planificación del proyecto.

En España, el uso de este tipo de superestructura no está todavía muy extendido. Con el objetivo de ampliar el conocimiento en este campo se construyó un tramo de ensayo de vía en placa en un tramo del Corredor Mediterráneo, en el que se estudiaron seis modelos de vía en placa aptos para circulaciones a 220 km/h, que se muestran en la tabla 2.26.

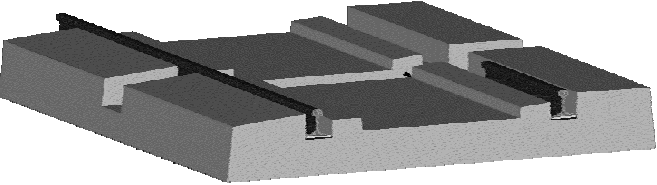
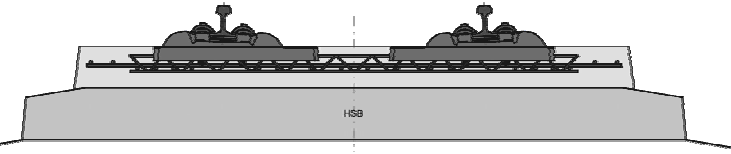
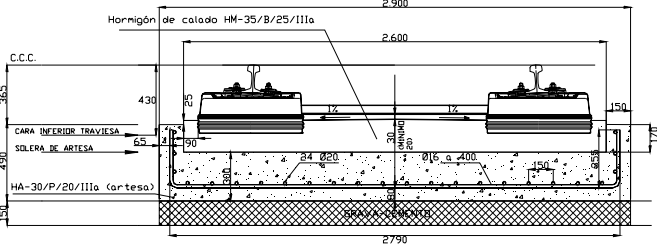
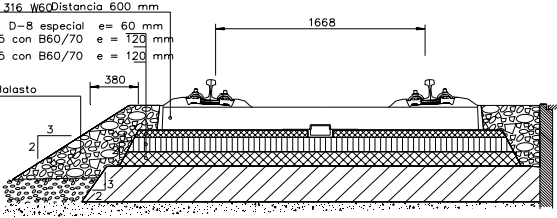
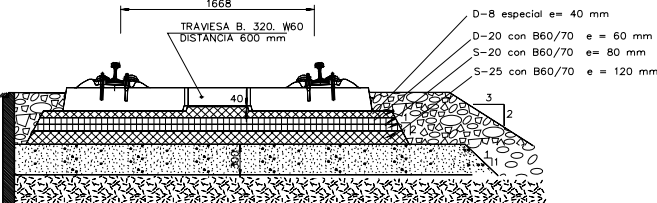
Tipo de sistema de vía en placa	Esquema
<p>Sistema Edilon:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Carril embebido - Losa de hormigón armado 	
<p>Sistema Rheda 2000:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Travesía - Losa superior de hormigón armado - Capa inferior de hormigón pobre 	
<p>Sistema Stedeff regulable:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Travesía bloque embebida - Capa superior hormigón en masa - Capa inferior hormigón armado 	
<p>Sistema Getrac:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Travesía monobloque - Capa superior asfáltica - Capas inferiores asfálticas 	
<p>Sistema ATD:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Travesía monobloque - Capa superior asfáltica - Capas inferiores asfálticas (diferentes espesores) 	

Tabla 2.26. Diferentes tipos de vía en placa. Fuente: Elaboración propia a partir de Construcción de tramos de ensayo de Vía en Placa en el Corredor Mediterráneo.

Dicho estudio concluyó que el diseño y la construcción de vía en placa a cielo abierto y para Alta Velocidad suponen tener en cuenta los siguientes aspectos, algunos de ellos ya comentados:

- Las exigentes tolerancias geométricas derivadas de la Alta Velocidad y de la naturaleza de los modelos.
- El tratamiento de las variaciones térmicas del carril y de los factores meteorológicos durante la fase de construcción.
- Los problemas logísticos emanados de la singularidad de los sistemas y de sus componentes particulares.
- El alto coste de la construcción.

En conclusión, la solución constructiva de vía alternativa a la tradicional vía sobre balasto, la vía en placa, es una solución todavía no contrastada en el tiempo, aunque ya ha demostrado en la práctica importantes ventajas desde el punto de vista del mantenimiento de la vía.

2.4 Infraestructura

2.4.1 Capas de asiento. Balasto.

Las capas de asiento son el material que se dispone entre las traviesas y la capa de terminación de la plataforma. Está compuesto por la banqueta de balasto y por una subbase formada, en general, por varias capas de diferentes materiales. Se disponen para asegurar el buen comportamiento de la vía frente a las acciones verticales, transversales y climáticas.

La tabla 2.27 muestra las diferentes capas de asiento con sus respectivas funciones.

Capa de asiento		Función principal
Banqueta	Balasto	Elasticidad, resistencia a abrasión y choque, amortiguamiento y disminución de presiones.
Subbase	Subbalasto	Protección de plataforma de la erosión de las aguas de lluvia, disminución de presiones.
	Capa fundación	Permitir circulación maquinaria de obra.
	Capa anticontaminante	Proteger balasto de la contaminación.
	Filtro anticontaminante	Proteger subbase de la contaminación.

Tabla 2.27. Las capas de asiento y sus funciones.
Fuente: Elaboración propia.

Las capas que conforman la subbase contribuyen en conjunto a:

- Reducción y homogeneización de los esfuerzos sobre la plataforma.
- Proporcionar en parte estabilidad longitudinal y transversal a la vía.
- Proporcionar la manutención de las propiedades estructurales de la plataforma con el tiempo frente a eventuales factores externos.
- Amortiguar en parte las vibraciones originadas en el contacto rueda-carril.

Los espesores y propiedades mecánicas de las distintas capas vienen definidos en catálogos estructurales en función de la tipología del tráfico y de la calidad de la plataforma. Son más de una las soluciones previstas, quedando en manos del proyectista la elección de la solución más adecuada.

Con la construcción de las nuevas líneas de Alta Velocidad se introdujo, desde el punto de vista de la infraestructura, un nuevo concepto: las capas de asiento. La circulación a Alta Velocidad supuso disponer bajo la traviesa no sólo el balasto, directamente sobre la plataforma, sino también un conjunto de capas intermedias que permitieran una mejor distribución de las presiones y una menor contaminación, tanto del balasto como de la plataforma ferroviaria.

Se muestran a continuación, en la figura 2.18, las configuraciones típicas de las capas de asiento sobre la plataforma en líneas convencionales y en líneas de Alta Velocidad.

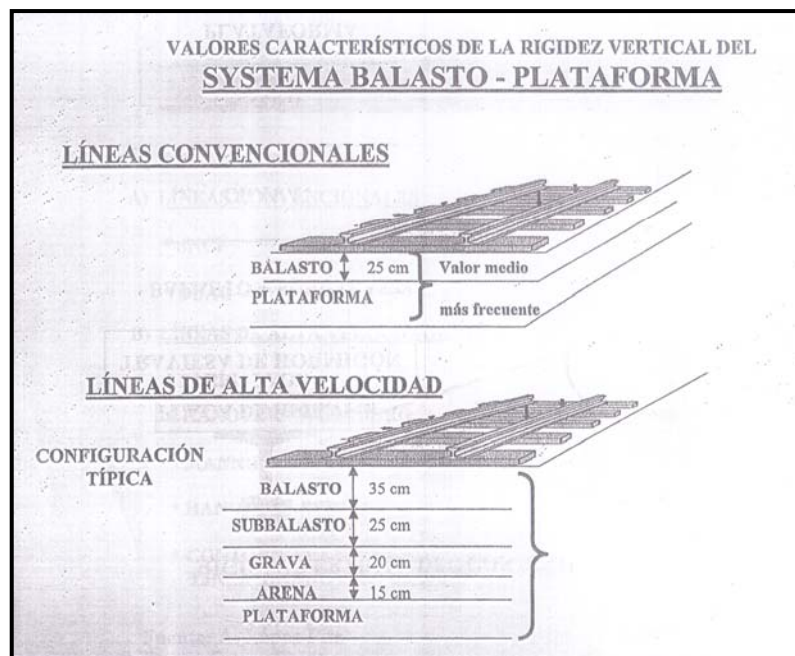


Figura 2.18. Configuraciones típicas de las capas de asiento en líneas convencionales y en líneas de Alta velocidad. Fuente: Apuntes de Infraestructuras ferroviarias. Tomo I.

El balasto

El balasto es el conjunto formado por materiales granulares que conforman la capa de apoyo de las traviesas. Su principal misión es permitir la nivelación de la vía. Por estar interpuesto entre el carril y el terreno debe ser resistente a las cargas aplicadas, y duradero a las cargas repetitivas. Una de las propiedades más importantes exigible para el balasto es la resistencia al choque, que se mide mediante el ensayo de los Ángeles y refleja la resistencia a las acciones cíclicas, el impacto causado por los trenes y el proceso de bateado. La otra característica del balasto es la resistencia a la abrasión, que se mide con el ensayo Deval obteniendo el coeficiente de Deval.

El valor del coeficiente de Deval refleja la fragilidad del árido de tal forma que a mayor coeficiente, menor fragilidad del material. Asimismo, para el ensayo de

Los Ángeles, el coeficiente determina la diferencia de peso entre la muestra sin ensayar y la muestra sometida a un proceso abrasivo mediante bolas de acero. Así pues, una muestra con menor índice de Los Ángeles será más resistente al choque.

Exigencias en la resistencia al choque y al desgaste del balasto		
Tipo de línea	Coefficiente Deval	Coefficiente L.A.
Línea convencional	>8	<18
Línea Alta Velocidad	>12	<15

Tabla 2.28. Resistencia al choque y al desgaste exigida en los dos tipos de líneas.
Fuente: Elaboración propia.

Se observa en la tabla 2.28 que las exigencias de los materiales que conforman la capa de balasto son mucho más exigentes en líneas de Alta Velocidad que en convencionales.

En cuanto al espesor de la capa de balasto, se observa en la figura 24 que éste es mayor en líneas de Alta Velocidad. La razón es obvia: un mayor espesor de la capa significa una mejor distribución de las presiones en las capas inferiores. Pero esto tiene un límite, ya que un mayor espesor de este material significa también mayores deformaciones en esa capa. La limitación del espesor de las capas de balasto y subbalasto solucionan este problema.

2.4.2 Rigidez vertical de la vía

La rigidez vertical de la vía depende de la rigidez de sus componentes: carril, placa de asiento, fijaciones, balasto, subbalasto y plataforma. Ésta se obtiene teniendo en cuenta las consideraciones que se describen a continuación.

Cuanto mayor es la rigidez vertical de la vía, mayores son las sobrecargas dinámicas sobre el carril según la formulación de Prud'Homme (1970) para el cálculo de las sobrecargas dinámicas:

$$\sigma_{(\Delta QNS)} = 0,45 \cdot \frac{v}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot k \cdot \gamma(\varepsilon)} \quad (2.11)$$

Donde:

$\sigma_{(\Delta QNS)}$ es la desviación típica estándar de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material circulante

v es la velocidad de circulación del vehículo, en km/h

b es una variable relacionada con los defectos de vía y del vehículo

m_{NS} es la masa no suspendida por rueda del vehículo, en t

k es la rigidez vertical de la vía, en t/mm

$\gamma(\varepsilon)$ es la amortiguación de la vía

Este aspecto va ligado al hecho de que cualquier deformación vertical o deflexión en el carril excesiva puede hacer que el coste del mantenimiento de la vía se haga inaccesible.

Por otro lado, al disminuir la rigidez vertical de la vía, la disipación de energía de la misma aumenta y, por tanto, los costes de tracción también, como se observa en la figura 25.

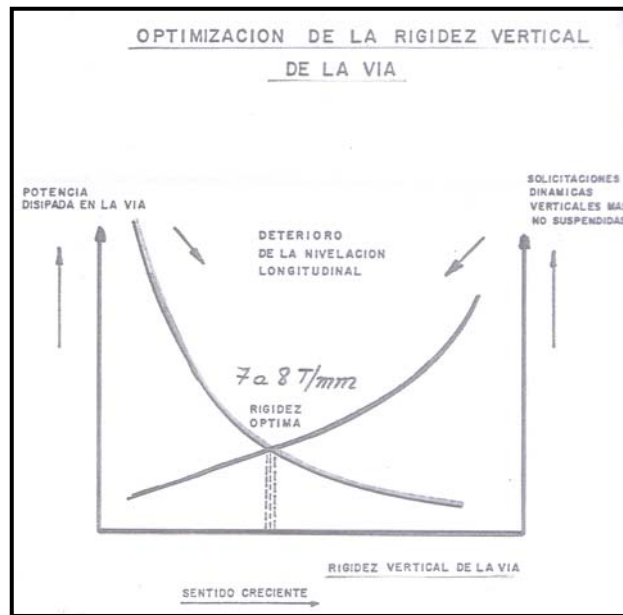


Figura 2.19. Potencia disipada en la vía y solicitaciones dinámicas verticales de las masas no suspendidas en función de la rigidez vertical de la vía. Fuente: Infraestructuras Ferroviarias. Tomo I.

En base a estas consideraciones, P. Fonseca Teixeira (2004) indica, como primera aproximación, que para una vía con circulaciones con velocidad máxima menor a 200 km/h, la rigidez vertical óptima de la vía debería situarse en torno a los 50 y 60 kN/mm, mientras que para una velocidad de 300 km/h esa magnitud subiría hasta los 78 kN/mm.

Velocidad máxima de circulación	Rigidez vertical de la vía óptima (kN/mm)
≤200	50-60
~300	78

Tabla 2.29. Valores óptimos de la rigidez vertical de la vía. Fuente: Infraestructura ferroviaria. Tomo I.

Ligado a ello, está el tema de las presiones en la plataforma. Eisenmann (1974) comprobó que la incorporación de nuevas capas de asiento en el sistema balasto-plataforma disminuía notablemente las presiones sobre esta última, como se puede observar en la figura siguiente (figura 2.20). Se observa que a medida que aumenta el número de capas las presiones sobre la plataforma disminuyen.

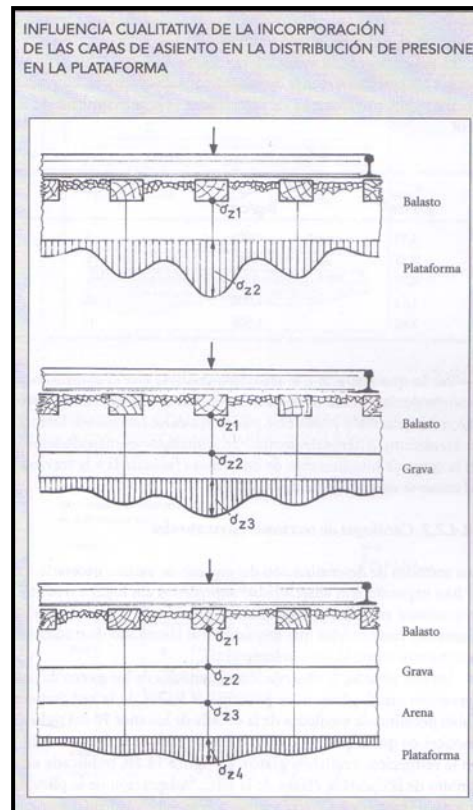


Figura 2.20. Influencia cualitativa de la incorporación de las capas de asiento en la distribución de presiones en la plataforma. Fuente: Infraestructuras Ferroviarias.

El diseño del sistema balasto-plataforma-capas de asiento proporciona a dicho sistema una rigidez vertical mucho mayor como muestra la tabla 2.30.

Tipo de línea	Tipo de infraestructura	Rigidez vertical del sistema balasto-plataforma (kN/mm)
Línea convencional	Balasto-plataforma	$K_{bp}=35$
Línea Alta Velocidad	Balasto-Subbalasto-Grava-arena-plataforma	$K_{bgsp}= 70-110$

Tabla 2.30. Valores característicos de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma. Fuente: Infraestructura ferroviaria. Tomo I.

Los elementos que contribuyen a la reducción de la rigidez vertical de la vía para conseguir un valor óptimo de la misma, frente a la elevada rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, son las placas de asiento (apartado 2.3.4).

Destacar que a partir de la formulación de Prud'Homme se concluye que una reducción de los esfuerzos dinámicos sobre el carril con el aumento de velocidad van ligados al aumento de la calidad geométrica de la vía (que es lo mismo que decir que el valor de "b" de la fórmula de Prud'Homme sea muy reducido). Esto se ha podido comprobar en la diferencia en cuanto a calidad geométrica de la vía se refiere entre líneas convencionales y de alta velocidad.

2.4.3 Plataforma

Se trata de la estructura construida sobre la explanación que sustenta las capas de asiento, la vía y los dispositivos destinados a los movimientos de los trenes.

La plataforma tiene como función proporcionar apoyo a las capas de asiento, a la vía y a los dispositivos destinados a controlar los movimientos de los trenes para que la explotación pueda realizarse eficazmente. Está formada por el propio terreno, cuando se trata de un desmante, o por suelos de aportación, cuando forma un terraplén en el relleno de una depresión.

La plataforma debe quedar rematada por una capa de terminación, llamada también capa de forma, provista de pendientes transversales para la correcta evacuación de las aguas de lluvia.

En los terraplenes la capa de forma suele estar constituida por suelos de mejores características que el utilizado para la formación del núcleo, teniendo, además, un mayor grado de compactación. En los desmontes la capa de forma se obtiene por compactación del fondo de la excavación, cuando los suelos son adecuados, o por aportación de suelos de mejor calidad.

En Alta Velocidad se requieren plataformas de mayor calidad que en líneas convencionales, evitando al máximo que los asientos diferenciales del terreno produzcan grandes deformaciones en la vía, muy peligrosas a altas velocidades.

2.5 Obras civiles

Las características geométricas de los trazados de Alta Velocidad, con radios de curva en planta en el intervalo de 6.000 a 7.000 m, suponen un gran número de obras civiles, en comparación con el número de obras que podemos encontrar en las líneas convencionales. Como media, en Alta Velocidad existe una obra de fábrica por cada kilómetro de línea construida.

2.5.1 Pasos superiores, inferiores y a nivel

Se adjunta un cuadro resumen (tabla 2.31) con las diferencias entre líneas convencionales y de Alta Velocidad en cuanto a pasos superiores, inferiores y a nivel.

		Paso superior	Paso inferior	Paso a nivel
Línea convencional	v≤140	h=6.5m	S=10m	Entablonado o prefabricado; nuevas, ninguno
	v~160	h=7.0m	S=12.8m	Ninguno
Línea Alta Velocidad		h=7.0m	S=12.8m	Ninguno

Tabla 2.31. Exigencias en pasos superiores, inferiores y a nivel en las distintas líneas. En paso superior, h es el gálibo medido desde cabeza de carril. En paso inferior, S es la sección de la plataforma.
Fuente: Elaboración propia.

Se observa un claro parecido en cuanto a las exigencias en los pasos en las líneas de Alta Velocidad con las convencionales diseñadas para velocidades superiores a los 140 km/h.

Destacar en este punto que existe una clara diferencia entre las líneas convencionales y las de Alta Velocidad en cuanto al cerramiento de las líneas. Es obligado el cerramiento de las de Alta Velocidad, mientras que en líneas convencionales se aconseja el cierre de aquellas con velocidades superiores a los 200 km/h.

2.5.2 Puentes

Un puente ferroviario es una obra destinada a permitir que la vía férrea mantenga su continuidad física y geométrica en aquellas zonas en que el terreno no la presenta.

Los puentes de ferrocarril se caracterizan por ser estructuras muy rígidas. Deben soportar cargas permanentes muy elevadas, debidas principalmente al balasto, y sobrecargas de elevada intensidad, producidas por el paso de las circulaciones sobre la estructura. Esa elevada rigidez es asimismo requerida para garantizar suficientes niveles de comodidad al viajero.

En el caso de puentes ferroviarios no sólo tienen especial importancia las fuerzas verticales. A diferencia de otros puentes, como los de carretera, los de ferrocarril deben soportar eventualmente fuerzas horizontales de elevada magnitud. Éstas provienen, entre otros, de los efectos de interacción vía-tablero, del frenado y arranque de vehículos sobre el puente, de las fuerzas sísmicas y del viento.

La tabla 2.32 refleja los tipos de puentes de ferrocarril en función del tipo de línea ferroviaria.

Tipología de puentes de ferrocarril	
Línea convencional	Obra de fábrica Metálicos Hormigón armado o pretensado
Línea Alta Velocidad	Hormigón pretensado

Tabla 2.32. Las diferentes tipologías de puentes ferroviarios en líneas españolas.
Fuente: Elaboración propia.

Los puentes metálicos suelen ser sin balasto; los puentes de hormigón, con balasto. Los puentes metálicos y de fábrica, instaurados en las líneas convencionales antiguas, están en desuso. La tipología estructural más frecuente para resolver los viaductos de líneas de Alta Velocidad suele ser la viga continua apoyada sobre pilas mediante doble aparato de apoyo tipo POT. Los puentes de estructura mixta acero-hormigón no han sido apenas utilizados en nuestro país ni en las líneas de Alta Velocidad ni en las convencionales.

Las condiciones funcionales y medioambientales que exigen las nuevas líneas de Alta Velocidad obligan a condiciones de trazado muy exigentes que conducen a un gran número de puentes largos, de gran altura y muy rígidos,

diferenciándose así, claramente, de los puentes de ferrocarril en líneas convencionales.

Efectos dinámicos

El diseño de puentes y estructuras de ferrocarril se caracteriza por los efectos dinámicos debidos a las cargas móviles, a tener en cuenta en el análisis estructural.

Los puentes de Alta Velocidad se ven sometidos a acciones dinámicas elevadas, ya que al efecto clásico de la carga móvil se le ha de añadir la resonancia, efecto que se produce por la repetición cíclica de cargas y que se manifiesta para velocidades superiores a 220 km/h. Así, puede producirse resonancia cuando la longitud característica D_k de separación de los ejes coincide con un múltiplo entero de la longitud de onda, definida como:

$$\lambda = \frac{D_k}{i}, i = 1, 2, 3, 4, \dots \quad (2.12)$$

Por tanto, uno de los aspectos a verificar en los puentes de Alta Velocidad es su adecuado comportamiento dinámico frente a las sobrecargas. Asimismo se comprobará que no se produzcan fenómenos de resonancia y que las aceleraciones máximas inducidas por el paso de los trenes reales a altas velocidades estén por debajo de valores admisibles ($0,35 \text{ m/s}^2$ en vías sobre balasto). Se exige, por tanto, un cálculo dinámico exhaustivo. En cambio, para líneas convencionales, con velocidades máximas de circulación por debajo de los 220km/h, es suficiente comprobar que la primera frecuencia de flexión ($i=1$) del tablero está dentro de un rango establecido.

El fenómeno de resonancia es muy importante porque éste puede llegar a ocasionar los siguientes efectos:

- Rápida trituración de la capa de balasto
- Formación de espacios huecos bajo traviesas
- Deterioro de la nivelación longitudinal y transversal de la vía

Cabe destacar que dicho efecto puede aparecer tanto en puentes largos como cortos, teniendo en estos últimos especial importancia en cuanto a estabilidad del balasto y comodidad del viajero.

Los puentes de las líneas de Alta Velocidad españolas se proyectan considerando las acciones de la normativa nacional IPF y, adicionalmente, del Eurocódigo 1.

Acciones transversales y longitudinales

Las acciones transversales y longitudinales son ocasionadas por los propios vehículos a su paso por la vía y, frecuentemente, por la acción del viento. Para puentes pertenecientes a líneas convencionales el viento no juega un papel importante en las acciones a considerar en el análisis estructural. Sin embargo,

en líneas de Alta Velocidad los puentes se caracterizan por su gran longitud. Esto hace que las fuerzas longitudinales del viento puedan llegar a ser muy importantes, teniendo que estudiar detalladamente este aspecto. Asimismo se debe prever la existencia de fuertes vientos transversales. Es, por tanto, conveniente adoptar medidas en los laterales del puente frente a la acción del viento en puentes de ferrocarril, sobre todo en Alta Velocidad.

Interacción vía-tablero

La interacción entre vía y tablero se produce a través del sistema de traviesas y balasto, que tiene un comportamiento elastoplástico. Se produce principalmente por las variaciones de temperatura del carril, fuerzas de frenado y arranque de los vehículos sobre el puente y flexión del tablero. Cabe señalar aquí que este fenómeno sólo tiene lugar en vías con carril continuo soldado.

Dicha interacción debe ser estudiada en profundidad, pues es necesaria para conocer los movimientos de la vía respecto del balasto y la distribución de acciones horizontales entre los distintos apoyos del puente. Es obvio que para mayores velocidades, los movimientos serán también mayores.

Este fenómeno se puede ver reducido gracias a unos elementos que se disponen en las vías longitudinalmente, llamados aparatos de dilatación. Este aspecto ya ha sido estudiado con anterioridad en este documento.

Se ha realizado una tabla comparativa en cuanto a fenómenos producidos en puentes ferroviarios tanto en líneas convencionales como en Alta Velocidad (tabla 2.33), en la que se especifican las causas de dichos fenómenos.

	Línea convencional	Línea Alta Velocidad	Causa
Fuerzas verticales	++	+	Vehículos de a.v. más ligeros
Fuerzas de frenado y arranque	++	+	Proporcionales a las fuerzas verticales
Fuerza centrífuga	++	+	Radios y longitudes mayores en a.v.
Fuerzas transversales	+	++	Acción del viento en mayor longitud en a.v.
Interacción vía-tablero	+	++	Mayores movimiento relativos en a.v.
Efectos dinámicos	+	++	Posible efecto añadido de la resonancia en a.v.
Deformabilidad y Vibraciones	+	++	Mayores aceleraciones verticales en a.v.
Aparatos de dilatación	+	++	Imprescindibles en a.v.

Tabla 2.33. Comparativa de los fenómenos producidos en puentes, en líneas convencionales y de Alta Velocidad. Fuente: Elaboración propia.

2.5.3 Túneles

Un túnel ferroviario es una obra de fábrica cuya misión es la de permitir la continuidad física y geométrica de la vía férrea en el caso de que se presente

en su camino un obstáculo natural masivo que debe ser atravesado por la línea.

La diferencia fundamental existente entre los túneles de líneas convencionales y los de Alta Velocidad se encuentra en la sección transversal de los mismos (ver tabla 2.34). Esta diferencia de sección es consecuencia de los diferentes fenómenos físicos que tienen lugar con el paso del tren por el túnel, entre los que se destacan los fenómenos aerodinámicos, llamados también efecto pistón, y los relacionados con el rozamiento túnel-aire-tren.

Sección de túnel habitual (m ²)		
Tipo de línea		Sección
Línea convencional*	Vía única	20-30
	Vía doble	40-50
Línea Alta Velocidad	Vía única	45-50
	Vía doble	70-110

Tabla 2.34. Secciones de túnel habituales en líneas convencionales y en Alta Velocidad.

*Para $v_{m\acute{a}x}=160-200\text{km/h}$. Fuente: Apuntes de Infraestructura ferroviaria. Tomo II.

Para la línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla la sección de túnel diseñada era de 75 m² (año 1992, $v=250-300\text{ km/h}$). En cambio, para la línea Madrid-Barcelona (en construcción, $v=350\text{ km/h}$) la sección proyectada es de 100 m² aproximadamente. Los criterios de diseño han ido evolucionando con el tiempo a medida que la velocidad de explotación de las líneas ha ido aumentando. Se ha pasado de los 160-200 km/h de los trazados convencionales a los 350 km/h en los nuevos itinerarios de Alta Velocidad. Los criterios de diseño de los túneles se han ido modificando en paralelo, sustituyendo a los antiguos que se basaban básicamente en el gálibo del material. Con el aumento de velocidad aparecen nuevos criterios de diseño basados en los fenómenos aerodinámicos (criterio de confort y criterio de salud) y el efecto rozamiento túnel-aire-tren.

La estructura de la vía en el interior de un túnel apenas se diferencia de la existente a cielo abierto.

Fenómenos aerodinámicos

Cuando la cabeza de un tren entra en un túnel, el aire que se encuentra a la entrada es comprimido creando una onda de presión que se propaga a lo largo del mismo a la velocidad del sonido ($\sim 340\text{ m/s}$). Esta onda, al llegar a la boca de salida del túnel, se refleja como onda de depresión en dirección a la boca de entrada (ver esquema figura siguiente). A medida que el tren entra en el túnel, tiene lugar un aumento progresivo de la presión delante del tren, que alcanzará su nivel máximo, en los túneles largos, cuando se produzca la entrada de la cola del tren. Por otra parte, cuando la cola entra en el túnel, se produce una caída de presión (onda de depresión) que también se propaga hacia la cabeza del tren a la velocidad del sonido. La onda primaria de presión que se había generado en el inicio del tren, es reflejada por la salida del túnel en una onda de depresión que vuelve hacia el tren (véase figura 2.21).

Si la longitud del tren es tal que esta onda de depresión alcanza al tren en el momento en que llega a él también la caída de presión provocada por la entrada de la cola en el túnel, los dos valores de depresión se suman, provocando el efecto máximo.

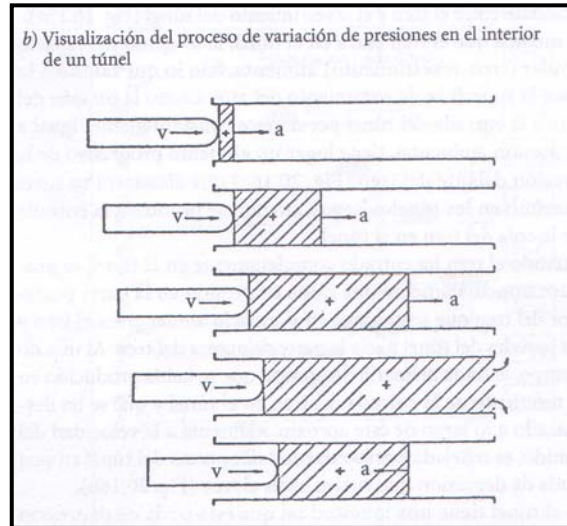


Figura 2.21. Visualización del proceso de variación de presiones en el interior de un túnel.
Fuente: Infraestructuras Ferroviarias.

En el caso de un túnel de doble vía la complejidad se puede incrementar por la existencia de un segundo tren en sentido contrario.

Los principales parámetros que hay que considerar para la cuantificación de las variaciones de presión son los siguientes:

- velocidad de circulación del tren
- sección transversal de la cabeza del tren
- longitud del tren
- forma de la cabeza y cola del tren
- forma y rugosidad de la superficie exterior del tren
- sección del túnel
- longitud del túnel
- rugosidad del revestimiento
- discontinuidad de la sección del túnel

En general, se caracterizan estos problemas mediante el coeficiente de bloqueo, es decir, mediante la relación entre la sección transversal del tren y la sección libre del túnel. Como órdenes de magnitud, los valores usuales en líneas convencionales y de Alta Velocidad de coeficiente de bloqueo, para vía doble, son de 0,25 y 0,19 respectivamente.

Estos cambios de presión pueden provocar molestias auditivas en los viajeros que aumentan con la velocidad máxima de circulación, como se puede observar en la figura 2.22. Se observa claramente que los incrementos de presión delante del tren aumentan de manera exponencial con la velocidad y empiezan a ser importantes a partir de los 200-250 km/h.

Se concluye entonces a partir de esta gráfica que los túneles ferroviarios en líneas convencionales se verán sometidos a variaciones de presión casi inapreciables, aun teniendo un coeficiente de bloqueo alto.

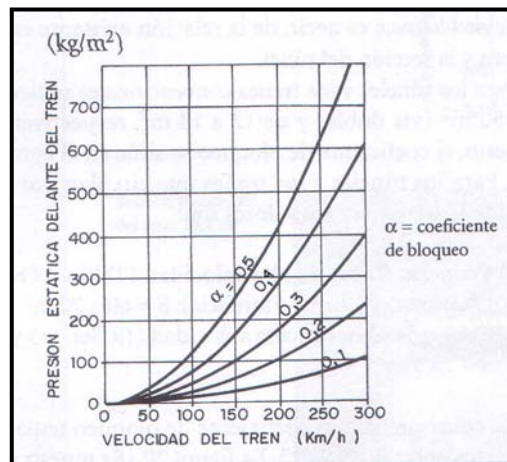


Figura 2.22. Variación de presión delante del tren con la velocidad de circulación y el coeficiente de bloqueo. Fuente: Infraestructura Ferroviaria.

El análisis de dichos fenómenos tiene como objeto cuantificar no sólo las máximas variaciones de presión que tienen lugar, sino también las velocidades de estos cambios de presión. Los criterios que derivan de este análisis son, respectivamente, el criterio de salud y el criterio de confort del viajero.

Hay que tener en cuenta que la tecnología del material rodante también ha mejorado con el incremento de la velocidad. En el tema en cuestión es interesante conocer el estado de los vehículos en cuanto a estanqueidad se refiere. A partir de ciertas velocidades, teniendo en cuenta un tren no estanco, las secciones necesarias para obtener unas variaciones de presión admisibles para los criterios de confort recomendables son muy grandes y, por tanto, tremendamente costosas. Sin embargo, para alta y muy Alta Velocidad las líneas son explotadas con trenes estancos (véase tabla 2.35), resolviendo así una parte del problema. Cabe señalar que los trenes no son completamente estancos sino que poseen un alto grado de estanqueidad.

Coeficiente de estanqueidad	
Tipo de tren	Coef. estanqueidad (segundos)
Tren convencional moderno sin ningún sistema de estanqueidad activa	>0,5
Tren de baja estanqueidad	≈ 2
Tren AVE	≈ 4,5
Tren de estanqueidad alta	>6
Tren de muy alta estanqueidad	≈ 12

Tabla 2.35. Órdenes de magnitud de coeficientes de estanqueidad en vehículos ferroviarios. A mayor coeficiente, mayor tiempo en sufrir un cambio de presión. Fuente: Infraestructura Ferroviaria.

El criterio de salud prevalece antes que el criterio de confort del viajero (tabla 2.36). Así pues, y tal como indican las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad, la sección del túnel ha de ser tal que para la máxima

velocidad de circulación programada, y en previsión de que los sistemas de estanqueidad puedan no funcionar, el viajero no experimente variaciones de presión superiores a 10000 Pa.

Síntesis de criterios actuales de confort y salud a variaciones de presión (1999)	
Confort Normal (Material no estanco)	2500 Pa / 4s ⁽¹⁾ 2000 Pa / 4s ⁽²⁾
Confort Límite (Material no estanco)	4000 Pa / 4s ⁽¹⁾ 3000 Pa / 4s ⁽²⁾
Confort (Material estanco)	800 Pa / 4s ⁽²⁾
Criterio de salud	10000 Pa

⁽¹⁾si longitud tren menor que 10% longitud túnel, ⁽²⁾si longitud tren mayor que 25% longitud túnel.

Tabla 2.36. Criterios actuales de confort y salud a variaciones de presión.

Fuente: Infraestructura ferroviaria. Tomo II.

Se han llevado a cabo ciertas actuaciones y mejoras en el diseño de los trenes y túneles destinados a circulaciones de altas velocidades, que no se llevaron a cabo en las líneas convencionales:

- Optimización de la sección del túnel a partir del adecuado coeficiente de bloqueo, resultado de análisis en función del criterio de salud (Ábaco UIC, véase figura 2.23)
- Sistemas de presurización en los vagones de los trenes
- Diseño aerodinámico, sobre todo en las cabezas de los trenes
- Mejora de las separaciones de los vagones (juntas elastoméricas)
- Galerías de ventilación naturales o forzadas

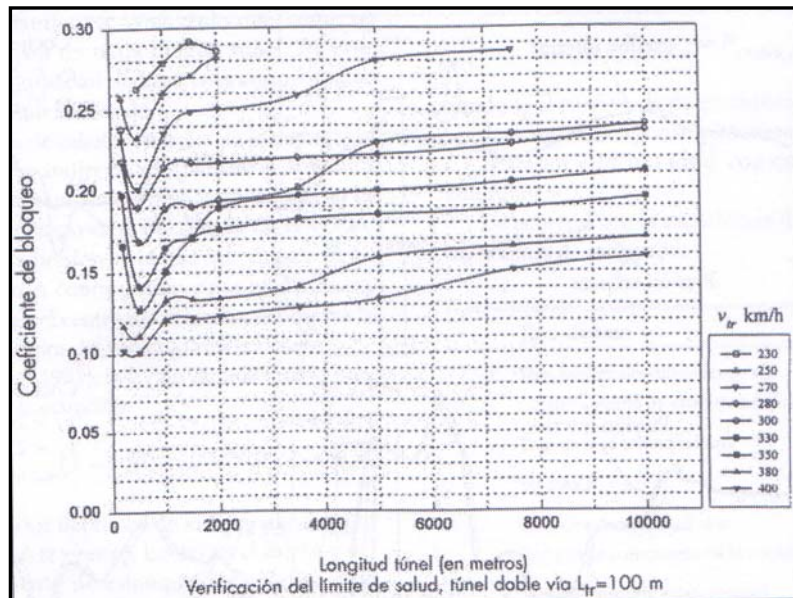


Figura 2.23. Ábaco para dimensionar la sección transversal de un túnel por criterio de salud. Fuente: UIC.

Fenómeno rozamiento túnel-aire-tren

Teniendo en cuenta como único criterio el explicado anteriormente, se llega a una curiosa conclusión: a mayor longitud de túnel, la sección necesaria es menor. Efectivamente esto es válido siempre y cuando la longitud del túnel sea

menor a 5 km. A partir de ese valor empieza a tomar importancia otro fenómeno: el rozamiento tren-aire-túnel.

Al mismo tiempo que el tren entra en el túnel una parte del aire se desplaza de la zona comprimida situada delante del tren hacia el exterior a través del espacio existente entre el tren y el revestimiento del túnel. A medida que el tren entra en el túnel, la longitud del espacio entre el tren y el revestimiento aumenta, con lo que también aumenta la superficie de rozamiento del aire. Este aumento de fricción provoca una pérdida de velocidad en el interior del túnel.

El análisis de este fenómeno tiene como objetivo determinar la resistencia al avance de los trenes en su paso por un túnel para poder prever la potencia necesaria de los mismos. La resistencia al avance depende de diversos factores: la rugosidad del revestimiento, la longitud del túnel y el área de la sección transversal del túnel, aumentando la resistencia con los dos primeros factores y disminuyendo con el último. Dicha resistencia podría llegar a impedir circular a la velocidad máxima para la que se ha proyectado el túnel.

Este segundo fenómeno es mucho más severo en túneles largos. Se considerará que se trata de un túnel largo aquel en que se sobrepase la longitud de 5 ó 10 km. La resistencia al avance es aún mayor para el caso de un AVE de dos pisos.

Este criterio obliga a unas secciones de túnel mucho mayores que las derivadas del criterio basado en fenómenos aerodinámicos, permitiendo además el paso de cargas mayores (contenedores). Se tendrán que tener en cuenta en todo momento, las repercusiones económicas que suponen estos requisitos: si el diámetro (sección) es demasiado grande, se irá a un coste innecesario. De cara a solventar parte de este problema, es aconsejable tener en cuenta las rugosidades, tanto del túnel como del tren, en el diseño del túnel.

Resulta de interés señalar que la tendencia, debido a la necesidad en ocasiones de tener que construir túneles ferroviarios muy largos, es la de proyectar dos tubos independientes, uniéndose entre sí o realizando una galería de servicio entre ellos. Estas dos técnicas son mucho más eficaces de cara a la evacuación de personas que no la de un único tubo de mayor sección.

La tabla 2.37 resume lo comentado en cuanto a diseño de túneles.

	Líneas convencionales	Líneas de Alta Velocidad	Causa
Fenómenos aerodinámicos	+	+++	Variaciones de presión más rápidas
Fenómeno fricción tren-aire-túnel	+	+++	Mayor superficie de rozamiento
Estanqueidad de los vehículos	+	++	Mejor diseño en a.v.

Tabla 2.37. Comparativa de los aspectos que rigen el diseño de los túneles ferroviarios en líneas convencionales y de Alta Velocidad. Fuente: Elaboración propia.