

# OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DE ZONAS DE TRANSICIÓN EN VÍAS DE ALTA VELOCIDAD USANDO MÉTODOS NUMÉRICOS

**DOCTORANDO:**

**Roberto Sañudo Ortega**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos  
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.

**DIRECTORES DE TESIS:**

**Luigi dell'Olio.**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Titular del  
Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos.  
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.

**Valéri Markine.**  
Dr. Ir, Mechanical Engineer.  
Assistant Professor in Department Design and  
Construction Road and Railway Engineering  
Railway Engineering  
DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

Santander, Abril 2013



# OPTIMISING TRACK TRANSITIONS ON HIGH SPEED LINES USING NUMERICAL MODELS

**CANDIDATE:**

**Roberto Sañudo Ortega**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos  
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.

**SUPERVISORS:**

**Luigi dell'Olio.**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Titular del  
Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos.  
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.

**Valéri Markine.**  
Dr. Ir, Mechanical Engineer.  
Assistant Professor in Department Design and  
Construction Road and Railway Engineering  
Railway Engineering  
DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

Santander, April 2013



## **AGRADECIMIENTOS**

Son muchas las personas que me han ayudado a conseguir tal propósito, a continuar en los momentos difíciles y los fáciles. A mis padres Maria del Carmen y Pedro por su apoyo, a mi abuela Cándida que me ha criado y aguantado, como si de un hijo se tratase, a mis hermanas y hermanos políticos Rosa, Isabel, Miguel y Fernando, a mi sobrina Ariadna y a toda mi familia, gracias por estar ahí y ayudarme frente a la adversidad durante todo este tiempo.

A los profesores que han hecho posible que comenzase este Doctorado y por los consejos recibidos del profesor José Manuel García y Díaz de Villegas, de mi tutor el profesor Luigi dell'Olio, a Valeri Markine mi cotutor de la Universidad de Delft que me ayudo durante mi estancia y me ayuda desde Holanda, al director del GIST Angel Ibeas y al profesor Jose Luis Moura del Departamento de Transportes de la Universidad de Cantabria, por su apoyo y sus ideas.

A todos mis amigos que han estado ahí y me han apoyado, gracias por vuestros momentos que me habéis brindado tan beneficiosos para abordar con calma y muchas ganas esta empresa. Al final todo el trabajo ha sido recompensado.

No olvidaré toda vuestra ayuda.

A todos muchas gracias.

## **ACKNOWLEDGMENTS**

A lot of people have helped me to achieve my results, in good and bad times. My parents, Maria del Carmen and Pedro, my grandmother, Candida, she has grown me up like a son, my sisters, and brothers in law, Rosa, Isabel, Miguel and Fernando, my niece Ariadna and of course all my family for their time.

Thanks to my railway Professor, Jose Manuel Garcia y Diaz de Villegas, for his wisdom and advice, of course I couldn't have done anything without my supervisors Luigi dell'Olio from Cantabria and Valeri Markine from Delft, thanks for share your knowledge with me. Of course, I would like to thanks to my Assistant Professors from Transport Department, Angel Ibeas and Jose Luis Moura for their ideas and support during all this time.

To my friends, also with me, you give me strength to overcome such a hard work.

I will never forget your help.

Thank you all.



## **RESUMEN**

Las zonas de transición son zonas muy problemáticas cuando se habla de mantenimiento de estructuras de vía. Con la llegada de la Alta Velocidad las cargas que transmiten las ruedas a la vía aumentan debido a los efectos dinámicos. Estas sobrecargas dinámicas repercuten en un rápido deterioro de las líneas y un menor tiempo entre operaciones de mantenimiento y renovación. Las zonas de transición son unas zonas sometidas a estos problemas.

La interacción dinámica tren-vía en las zonas de transición ha sido analizada numéricamente usando un programa de elementos finitos. Se ha modelizado trenes de Alta Velocidad moviéndose entre una zona de vía sobre balasto y otra de vía en placa. Se ha simulado el movimiento del tren en las dos direcciones.

Se han estudiado y desarrollado diferentes diseños de vía realizando las oportunas modificaciones para conseguir una reducción de las fuerzas dinámicas generadas. Las modificaciones comprenden la aplicación de carriles adicionales y traviesas de longitud variable en estas zonas así como combinaciones de estos. La combinación del uso de estas traviesas extralargas y los dobles carriles han obtenido los mejores resultados.

## **ABSTRACT**

Track transitions are frequently a great problem in track structures maintenance. With arrival of high-speed lines the wheel loads increase due to dynamic effects. This results in faster track deterioration and shorter time between consecutive maintenance and renewal operations. Track transitions are a focus of these problems.

The dynamic train-track interaction in transition zones has been analyzed numerically using the finite element special software. A high-speed vehicle moving on a track that consists of a slab and ballasted track has been modeled. The train travelling in both directions has been simulated.

The effects of different track design modifications on reduction of the dynamic forces have been studied using the developed models. The modifications comprise of application of additional rails and sleepers with variable length in the transition zone as well as combination of these two modifications. The combined track modification with extra long sleepers in combination with double rails has shown the best performance.



# CONTENIDO

<b>CAPITULO 1: INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
1.1 ANTECEDENTES .....	2
1.2 OBJETIVOS .....	4
1.3 ESTRUCTURA DE LA TESIS .....	5
1.4 APORTACIONES AL ESTADO ACTUAL DE LA TECNICA.....	6
<b>CAPITULO 2: ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>7</b>
2.1 CUESTIONES MECANICAS EN EL DISEÑO DE UNA VIA .....	7
2.2 COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DEL TERRENO .....	12
2.3 PARÁMETROS MECÁNICOS DE LA VÍA .....	13
2.4 LA PROBLEMÁTICA DE LAS ZONAS DE TRANSICION .....	15
2.5 SOLUCIONES EXISTENTES .....	19
2.6 SOLUCIONES USADAS EN ESPAÑA .....	36
2.7 CRITERIOS DE ACTUACION.....	47
<b>CAPITULO 3: METODOLOGÍA .....</b>	<b>51</b>
3.1 DARTS .....	51
3.2 MODELO DE VIA.....	55
3.3 CONDICIONES DE CONTORNO .....	59
3.4 CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS ELEMENTOS DE LA VIA USADOS EN LA SIMULACION .....	63
3.5 MODELO DE LAS CARGAS .....	67
3.6 MODELO DE VEHICULO.VEHICULOS UTILIZADOS EN EL ANALISIS NUMERICO .....	72
<b>CAPITULO 4: APLICACIÓN PRÁCTICA.....</b>	<b>79</b>
4.1 CASOS DE ESTUDIO .....	79
4.2 METODOS DE EVALUACION .....	89
4.3 RESULTADOS OBTENIDOS.....	91
4.4 ANALISIS DE CASOS CON MAYOR LONGITUD DE ESTUDIO EN LA ZONA DE LA VIA EN BALASTO ...	118
4.5 AUMENTO DE LA DISTANCIA DE SEPARACION ENTRE TRAVIESAS .....	123
4.6 COMPARACION CON RESPECTO A LOS CASOS INICIALES.....	135
4.7 COMPARACION ENTRE DISTINTAS TIPOLOGIAS DE TRENES .....	136
4.8 RESULTADOS .....	144
<b>CAPITULO 5: CONCLUSIONES.....</b>	<b>147</b>
5.1 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION .....	149
<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>151</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>155</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>161</b>
ANEXO1: CASOS ANALIZADOS DEL 1 AL 15 PARA LA LOCOMOTORA THALYS.....	161
ANEXO 2: AUMENTO DEL REFINAMIENTO EN EL ANALISIS Y MAYOR SEPARACION DE TRAVIESAS .....	205
ANEXO 3: CASOS ANALIZADOS CON TRENES ICE 3 Y THALYS .....	212
ANEXO 4: INTRODUCCION DE DEFECTOS DE SUPERFICIE DE CARRIL.....	213



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Deterioro de la geometría de vía en la zona de transición (Read y Li, 1997) .....	2
Figura 2 Contacto sistema de muelles o modelo de kelvin Voight (Schooleman, 1996) .....	8
Figura 3 Aceleraciones verticales según la dirección de circulación (Namura y Suzuki, 2007).....	12
Figura 4 Modelo Simplificado de rigidez total de vía (Berggren, 2009) .....	14
Figura 5 Rigidez Vertical según el tipo de suelo. (Fonseca, 2003) .....	16
Figura 6 Comparación rigidez vertical de la vía y tipos de suelo. ORE 1983(Fuente: Fonseca, 2003). .....	16
Figura 7 Refuerzo mediante columnas de grava (Read y Li, 2006) .....	20
Figura 8 Solucion Alemana. Cuña en zona de estribo de puente.( UIC 719-R, 1994, Fuente:Gallego, 2006). .....	21
Figura 9 Alemania. Zonas de transición para puentes (UIC 719-R, 2006).....	22
Figura 10 Alemania. Zonas de transición en líneas de nueva construcción $V \geq 160$ Km/h (UIC 719-R, 2006.) .....	23
Figura 11 Solución Italiana construcción del terraplén anterior a la estructura. (ERRI D-230.1/RP3, 1999 Fuente: Gallego, 2006). .....	24
Figura 12 Solución Italiana construcción del terraplén posterior a la estructura (UIC 719-R, 2006) .....	25
Figura 13 Francia. Cuña de Transición (ERRI D-230.1/RP3, 1999-UIC 719R, 1994: Fuente: Gallego, 2006). .....	26
Figura 14 SNCF. Zona de Transición entre terraplén y estructura (UIC 719-R).....	26
Figura 15 Solución Belga (UIC 719-R, 2006).....	27
Figura 16 Solución Suiza para marcos y pontones (UIC 719-R, 2006).....	28
Figura 17 Suiza. Marcos y pontones, espesor variable. (ERRI D-230.1/RP3, 1999, Fuente: Gallego, 2006) .....	29
Figura 18 Solución Hungría MAV (UIC 719-R, 2006) .....	30
Figura 19 Ferrocarriles Eslovacos (UIC 719-R, 2006) .....	31
Figura 20 Finlandia RHK (UIC 719-R, 2006) .....	31
Figura 21 Solución usada para estructura de drenaje (Coelho et al. 2010) .....	32
Figura 22 Tratamiento de refuerzo en Alta velocidad-Japón. Tierra armada. (Melis, 2008) .....	34
Figura 23 Tratamiento de refuerzo en Alta velocidad-Japón. Muro de tierra Armada (Melis, 2006) .....	35
Figura 24 Detalle Sección Longitudinal cuña de transición de vía en balasto a vía en placa (Mendoza, 2012) .....	38
Figura 25 Doble carril y artesa de hormigón. (Mendoza, 2012). .....	39
Figura 26 Detalle en planta de zona de transición Túnel Alta Velocidad Corredor Norte-Noroeste (Mendoza, 2012). .....	39
Figura 27 Detalle constructivo de zona de transición, planta y alzado Tramo de Alta Velocidad Vigo Urzaiz-Soutomaior.....	41
Figura 28 Traviesas cuadro propuestas como solución superestructural de transición de vía en balasto a vía en placa (Admetlla y Lopez Pita, 2010) .....	41
Figura 29 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Túneles y viaductos. (IGP Adif 2011). .....	43
Figura 30 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Terraplén-obra de fábrica. (IGP Adif 2011). .....	44
Figura 31 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Esquema de estudio de cuña de transición sobre estribo de puentes. (IGP Adif 2011) .....	45

Figura 32 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Esquema de estudio de cuña de transición sobre obras de fábrica o marcos. (IGP Adif 2011) .....	46
Figura 33 Esquemas de modelos de vía clásica o sobre balasto y vía en placa (Kok, 1998) .....	52
Figura 34 Modelización del programa de vía en placa y vía sobre balasto (Kok, 1998).....	52
Figura 35 Esquemas de soportes estructurales manejados por el programa (Kok, 1998).....	53
Figura 36 Esquema de campos de análisis del programa empleado en el estudio (Kok, 1998) .....	54
Figura 37 Modelo de vehículo de vía sobre vía clásica o en balasto (Sañudo et al. 2011). .....	55
Figura 38 Desplazamientos y Fuerzas en nodos en un elemento viga (Kok, 1998) .....	55
Figura 39 Propiedades capas blandas .....	56
Figura 40 Parte del Modelo numérico de transición de vía en placa a vía en balasto .....	60
Figura 41 Elementos de la vía clásica o vía sobre balasto (Kok, 1998).....	61
Figura 42 Parte del Modelo numérico de transición de vía en balasto a vía en placa .....	62
Figura 43 Modelo de vehículo (Sistema de tres masas) (Melis, 2008).....	72
Figura 44 Representación de los principales parámetros que definen las composiciones de trenes usadas en la simulación. ....	73
Figura 45 Cabeza tractora de THALYS usada en la simulación. ....	74
Figura 46 Tren ICE 3“ice3m1” en la simulación. ....	74
Figura 47 Tren “thalys1” en la simulación.....	75
Figura 48 Caso inicial direcciones de circulación .....	81
Figura 49 Ejemplo caso inicial. Tramo de Alta Velocidad Madrid-Valencia. ....	81
Figura 50 Ejemplo caso 2. Ambas direcciones de circulación .....	82
Figura 51 Ejemplo caso 3. Ambas direcciones de circulación .....	83
Figura 52 Ejemplo caso 4. Ambas direcciones de circulación. ....	84
Figura 53 Ejemplo caso 5. Ambas direcciones de circulación. ....	84
Figura 54 Ejemplo caso 6. Ambas direcciones de circulación. ....	86
Figura 55 Esquema de defectos superficiales de carril usados en la simulación .....	87
Figura 56 Representación de historia de cargas y parámetros en un elemento (travesía o apoyo) estudiados en la simulación .....	90
Figura 57 Valores máximos (fuerzas, aceleraciones, desplazamientos) para cada elemento de vía. ....	90
Figura 58 Desplazamientos verticales casos 1-7-10-13. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	92
Figura 59 Desplazamientos verticales casos 1-7-10-13. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	93
Figura 60 Desplazamientos verticales casos 1-7-11-15. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	94
Figura 61 Desplazamientos verticales casos 1-7-11-15. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	95
Figura 62 Desplazamientos verticales casos 1-7-8-12. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	96
Figura 63 Desplazamientos verticales casos 1-7-8-12. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	96
Figura 64 Desplazamientos verticales casos 1-8-9-14. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	97
Figura 65 Desplazamientos verticales casos 1-8-9-14. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	98
Figura 66 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-10-13. El tren circula de vía en placa a vía en balasto .....	99
Figura 67 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-10-13. El tren circula de vía en balasto a vía en placa .....	100
Figura 68 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-11-15. El tren circula de vía en placa a vía en balasto. ....	101
Figura 69 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-11-15. El tren circula de vía en balasto a vía en placa .....	102
Figura 70 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-8-12. El tren circula de vía en placa a vía en balasto .....	102
Figura 71 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-8-12. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	103
Figura 72 Tensiones bajo apoyos casos 1-8-9-14. El tren circula de vía en placa a vía en balasto .....	104
Figura 73 Tensiones bajo apoyos casos 1-8-9-14. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	105
Figura 74 Máximos valores en esfuerzos y desplazamientos. Dirección de vía en placa a vía en balasto .....	106

Figura 75 Máximos valores de esfuerzos y desplazamientos. Dirección de vía en balasto a vía en placa .....	107
Figura 76 Límite de transición en desplazamientos verticales de vía en placa a vía en balasto a la izquierda y dirección opuesta a la derecha. ....	107
Figura 77 Límite de transición en tensiones verticales de vía en placa a vía en balasto a la izquierda y dirección opuesta a la derecha. ....	108
Figura 78 Media, desviación típica y valores máximos en desplazamientos. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	112
Figura 79 Media, desviación típica y valores máximos en desplazamientos. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	112
Figura 80: Media, desviación típica y valores máximos en esfuerzos bajo soportes. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	113
Figura 81 Media, desviación típica y valores máximos en esfuerzos bajo soportes. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	113
Figura 82 Desplazamientos verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en placa a vía en balasto .....	114
Figura 83 Desplazamientos verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en balasto a vía en placa.....	115
Figura 84 Esfuerzos bajo soportes verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en placa a vía en balasto .....	116
Figura 85 Esfuerzos bajo soportes verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en balasto a vía en placa .....	117
Figura 86 Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto. Máximos y mínimos. El tren viaja de la vía en placa a la vía en balasto. ....	118
Figura 87 Desplazamientos verticales máximos en traviesas de la zona del balasto mm. El tren circula de la vía en placa a la vía en balasto. ....	119
Figura 88 Desplazamientos verticales máximos y mínimos en traviesas de la zona del balasto mm. El tren de la vía en balasto a la vía en placa. ....	120
Figura 89 Desplazamientos verticales máximos en traviesas de la zona del balasto mm. El tren va de la vía en balasto a la vía en placa. ....	120
Figura 90 Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren circula de la vía en placa a la vía en balasto. ....	121
Figura 91 Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de la vía en balasto a la vía en placa. ....	122
Figura 92 Representación esquemática de la zona de estudio para las dos direcciones consideradas. La separación entre traviesas es de 0,7 m caso 7. ....	124
Figura 93 Representación esquemática de la zona de estudio para las dos direcciones consideradas. La separación entre traviesas es de 0,7 m caso 10. ....	124
Figura 94 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	125
Figura 95 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle de la zona de transición. ....	126
Figura 96 Caso 10. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	127
Figura 97 Caso 10. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle de la zona de transición. ....	127
Figura 98 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	128

Figura 99 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición. ....	128
Figura 100 Caso 10. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	129
Figura 101 Caso 10. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición. ....	129
Figura 102 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	130
Figura 103 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle en la zona de transición. ....	130
Figura 104 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	131
Figura 105 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle en la zona de transición. ....	131
Figura 106 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	132
Figura 107 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición. ....	132
Figura 108 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	133
Figura 109 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m <sup>2</sup> . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición. ....	134
Figura 110 Caso 1. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto. ....	137
Figura 111 Caso 7. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto. ....	138
Figura 112 Caso 10. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto. ....	138
Figura 113 Caso 1. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa. ....	139
Figura 114 Caso 7. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa. ....	139
Figura 115 Caso 10. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa. ....	140
Figura 116 Caso 1. Tensiones verticales en apoyos en N/m <sup>2</sup> . Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto. ....	141
Figura 117 Caso 7. Tensiones verticales en apoyos en N/m <sup>2</sup> . Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto. ....	141
Figura 118 Caso 10. Tensiones verticales en apoyos en N/m <sup>2</sup> . Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto. ....	142
Figura 119 Caso 1. Tensiones verticales en apoyos en N/m <sup>2</sup> . Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa. ....	142
Figura 120 Caso 7. Tensiones verticales en apoyos en N/m <sup>2</sup> . Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa. ....	143
Figura 121 Caso 10. Tensiones verticales en apoyos en N/m <sup>2</sup> . Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa. ....	144

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Nivel Longitudinal –IAL- Defectos aislados- Valor medio a pico. (UNE-EN 13848-5+A1, 2011) ....	48
Tabla 2 Nivel Longitudinal –AL & IL- Defectos aislados- Valor medio a pico. ( UNE-EN 13848-5+A1, 2011) .....	49
Tabla 3 Nivel Longitudinal –AL- Desviación Típica. (UNE-EN 13848-5+A1, 2011).....	50
Tabla 4 Detalles de los elementos del modelo de transición de vía en placa a vía en balasto.....	62
Tabla 5 Detalle de los elementos del modelo de la transición de vía en balasto a vía en placa .....	62
Tabla 6 Propiedades mecánicas de los modelos de vía usados como caso inicial o de referencia. ....	63
Tabla 7 Valores de Parámetros K y C (Esveld, 2001).....	65
Tabla 8 Valores de Umbrales de frecuencia para percepción humana de falta de confort y daños estructurales según el origen de la carga (De Man, 2002).....	71
Tabla 9 Características de los trenes usados en la simulación .....	76
Tabla 10 Variación de longitud de traviesas de longitud variable elegidas para el modelo. ....	82
Tabla 11 Longitud de traviesas. Traviesas extra largas. ....	85
Tabla 12 Desplazamientos y esfuerzos medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.....	110
Tabla 13 Desplazamientos y esfuerzos medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .....	111
Tabla 14 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	123
Tabla 15 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	123
Tabla 16 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	134
Tabla 17 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	135
Tabla 18 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto .Comparación separación de 0,6 m y 0,7 m casos .....	135
Tabla 19 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa .Comparación separación de 0,6 m y 0,7 m casos 7 y10.....	136
Tabla 20 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. ....	144
Tabla 21 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. ....	145



# CAPITULO 1: INTRODUCCION

Una zona de transición en una línea ferroviaria es un área destinada a la adaptación de la rigidez entre dos tipos distintos de configuración de vía contiguos. Estas zonas son extremadamente delicadas y susceptibles a cambios en geometría y propiedades de los elementos que las conforman. Siempre que en una línea ferroviaria existan diferentes tipos de estructuras existirá un cambio brusco de rigidez en la vía y por lo tanto habrá que realizar una zona de transición.

Normalmente cuando se tiene una obra de tierra contigua a una estructura, de gran entidad (estructura de paso, puente, viaducto, túnel, etc.) o de menor entidad (canalización, tajea, caño, obra de drenaje), cuando se pasa de vía convencional o vía sobre balasto a vía en placa, incluso circulando de vía en placa a otro tipo diferente de vía en placa (vía sobre hormigón, vía sobre asfalto), es necesario realizar una transición de rigideces.

El cambio de rigidez viene dado por un cambio en la configuración de la vía (materiales, geometría, fundamentalmente) en una y otra zona a nivel de infraestructura, superestructura o ambas. Los problemas que se derivan de estos cambios bruscos de rigidez en estas zonas son, deterioro de materiales y geometría, debido al desgaste prematuro de los elementos existentes en las mismas, provocado por las sobrecargas dinámicas. El fenómeno se ve retroalimentado y como consecuencia la estructura se va debilitando. Es necesaria la reparación de la zona pero el problema no desaparece. Los gastos de conservación y mantenimiento en estas zonas aumentan considerablemente. Además disminuye la seguridad en la circulación y los riesgos de descarrilamiento a altas velocidades se incrementan (Kerr y Bathurst, 2001).

Normalmente una transición se realiza en la zona más “blanda” en la que mediante sucesivas aproximaciones se intenta alcanzar la rigidez de la zona más rígida o “dura”. También se puede intentar disminuir la rigidez de la zona más “dura” (mediante elementos elásticos) pero el proceso es más complicado. Hay dos formas de proceder, modificando los elementos de la infraestructura (cuñas de transición, bloques técnicos, pilotes, etc.) o modificando los elementos de la superestructura (traviesas anchas, doble carril, pads y suelas elásticas, etc.).

## 1.1 ANTECEDENTES

Con la introducción de materiales distintos al balasto en la superestructura de vía como solución a la disminución de gastos de conservación, aumento de velocidad y de cargas con respecto al ferrocarril convencional aparece un gran problema en las zonas de transición de vía entre terraplén/estructura y vía convencional/vía en placa. Tales transiciones introducen una discontinuidad en la rigidez vertical del carril lo que incrementa las fuerzas dinámicas y el deterioro de la geometría de la vía debido al asiento de vía en las zonas menos rígidas (*Figura 1*). Los costes de mantenimiento de vía se incrementan de manera considerable en esas zonas.



*Figura 1 Deterioro de la geometría de vía en la zona de transición (Read y Li, 1997)*

En los últimos 10 años se han llevado a cabo numerosos estudios sobre este tema (Gallego, 2006 y Sasaoka y Davies, 2005). Para mejorar el comportamiento en las zonas de transición se han sugerido varias soluciones (aproximaciones). La solución más común es crear una variación de la rigidez del apoyo lo más suave posible entre la vía libre y la subestructura (Gallego, 2006 y Esveld, 2001). En sucesivas aproximaciones se han sugerido nuevos materiales como el EPS, los cuales se han usado para prevenir el asiento de vía (Esveld et al. 2001). Las transiciones de vía son una de las zonas más delicadas de la vía. La acción dinámica de las cargas causada por el material móvil daña significativamente la vía y las estructuras en estas zonas. Esto es debido a los desplazamientos y asentamientos que se producen como consecuencia de los cambios de rigidez de una a otra zona.

El objetivo de esta tesis es conseguir la reducción de las fuerzas dinámicas en las zonas de transición mediante la combinación de materiales y geometría (Thompson et al. 1995) proponiendo soluciones distintas a las que existen actualmente. Mediante la simulación numérica se pretende crear un modelo de vía y trenes que reproduzcan de forma fielmente la problemática, a partir de ahí se estudiarán sucesivas formas de

mejora de estas zonas de transición (Esveld y Markine, 2003), tratando de crear una transición más eficaz entre uno y otro lado de la zona de cambio brusco de rigidez.

De la inmensa gama de modelos de 2 D y 3 D, en esta investigación se utilizaron modelos 2D para el análisis de interacción vehículo-vía se usan para obtener las cargas dinámicas en la transición de vía. Se modelaran estructuras de vía sobre balasto y vía en placa alternando capas duras y capas rígidas disponibles en el modelo. Cada capa rígida consiste en un modelos de elementos vigas de Timoshenko mientras que las capas elásticas representan mediante combinaciones de muelles y amortiguadores distribuidos (elementos Kelvin Voight) que permiten analizar las estructuras de vía con elementos elásticos adicionales como USP y mantas de balasto.

La interacción entre un vehículo ferroviario modelado como un sistema de masa y muelles y la vía en el contacto rueda carril se modela con sistemas de muelles hertzianos no lineales.

Usando estos modelos se investigan los siguientes aspectos que afectan a la actuación de las cuñas de transición:

- Combinación de diferentes materiales y diferente geometría.
- Diferentes pendientes, en capas de la infraestructura.
- Identificando fenómenos de onda corta que generan sobrecargas dinámicas y fatiga de vía.
- El valor de la variación de rigidez longitudinal entre dos secciones de vía.
- Las características del tráfico (cargas, velocidades, disposición, etc.), distinta tipología de trenes y su influencia en cada tipo se solución.
- La influencia de la existencia de defectos superficiales de vía.

En una primera aproximación se estudian las influencias de los elementos de la superestructura de la vía, considerando superestructura hasta el balasto y en una segunda aproximación se estudiara la influencia de las capas de la infraestructura hasta llegar al terreno donde reposa la vía.

Finalmente se obtendrá la mejor solución para mejorar la actuación de la zona de transición mediante técnicas de optimización. Los resultados de los parámetros de estudio y de la optimización se presentan y se discuten.

## 1.2 OBJETIVOS

El objetivo del presente estudio es reducir las fuerzas dinámicas en las zonas de transición que son las causantes del rápido deterioro de la vía en estas zonas como consecuencia de elevadas tensiones y desplazamientos verticales en la zona del balasto, mediante la combinación de diferentes materiales y distinta geometría tanto en la infraestructura (Esveld y Markine, 2003) y superestructura. Las fuerzas dinámicas están influenciadas por varios parámetros como número de materiales, disposición de capas, geometría, etc. (Thompson et al. 1995). El objetivo es crear una transición más gradual de manera que la diferencia de rigideces entre los elementos a cada lado de la estructura sea la menor posible. Hay que poner especial atención al proceso de construcción puesto que los daños en la superestructura son fácilmente reparables pero no así, los daños en la infraestructura. El estudio pretende mejorar estas zonas de la vía reduciendo la diferencia en las rigideces que se producen en las mismas de manera se pueda ahorrar costes de mantenimiento y reparación en estas zonas, mediante el uso de soluciones sencillas y de fácil realización.

Los objetivos de este estudio se pueden resumir en los siguientes apartados:

- Investigar numéricamente el fenómeno de las zonas de transición de una forma dinámica para comprender mejor el comportamiento de las mismas.
- Mejorar los diseños actuales para reducir las grandes tensiones y asentamientos que se producen fundamentalmente en la zona del balasto.
- Prevenir el deterioro de la vía (materiales y geometría) deterioro del material móvil y por lo tanto reducir costes de reparación y mantenimiento. Evitar continuos y costosos costes de reparación y mantenimiento pues el balasto en estas zonas es de difícil tratamiento al estar próximo a una zona de rigidez tan elevada puede llegar a sufrir un desgaste prematuro y la pérdida de cohesión.
- Disminuir la longitud de transición y simplificación de sus elementos. Soluciones más sencillas y más económicas.
- Dar unas recomendaciones en base a criterios probados y testados no solo en base a la confianza en la experiencia.
- Estudiar las zonas de transición en ambas direcciones. Estudio de la reversibilidad de las soluciones.

Se lleva a cabo una modelización numérica de las zonas de transición proponiendo nuevas soluciones y combinación de soluciones existentes. El proceso de cálculo de interacción dinámica vía-vehículo se ha realizado con el programa DARTS. Se modeliza un vehículo moviéndose a alta velocidad a través del paso de vía en placa a

vía en balasto. Simulando la circulación del tren en ambas direcciones, es posible ver la reversibilidad de las soluciones estudiadas.

Se han estudiado los efectos de varios tipos de configuraciones de vía de forma que se intenten reducir las fuerzas dinámicas. La modificación comprende cambios en los elementos de la superestructura desde carriles adicionales, traviesas de longitud variable además de efectos como cambios en la velocidad del vehículo, introducción de defectos superficiales de carril y cambios en la infraestructura, introducción de nuevas capas (espesores, materiales) y cimentaciones especiales entre otros.

Los resultados demuestran que se pueden reducir los desplazamientos verticales y los esfuerzos de forma significativa en el balasto con estas modificaciones incluso llevando a realizar importantes simplificaciones (reduciendo elementos y la longitud de transición) con respecto a las soluciones existentes.

### **1.3 ESTRUCTURA DE LA TESIS**

La tesis aquí propuesta consta de cinco capítulos. En el Capítulo 1: Se realiza una introducción, presentando el tema objeto de la presente tesis doctoral, asimismo se realiza una definición del problema y se enumeran los objetivos que se desean conseguir. Se enumera brevemente las aportaciones que añade la presente tesis doctoral. En el Capítulo 2: Se desarrolla el estado del arte, se describe los métodos de estudios existentes más significativos y formas actuales de abordar este problema, se enumeran los parámetros más importantes en el estudio del comportamiento de la vía. A continuación en el Capítulo 3: se da una descripción pormenorizada del estudio teórico seguido y del modelo desarrollado tanto para la vía como para el vehículo. El Capítulo 4: Se muestra la aplicación Práctica del modelo simulando varios casos de estudio, algunos de ellos combinaciones de soluciones que se utilizan hoy en día como, otros son nuevas soluciones. Se analizan datos de tensiones verticales y desplazamientos verticales en la zona de transición.

Una vez obtenidas las soluciones que mejor resuelven la transición de vía, se procede a la simulación del fenómeno con composiciones de trenes de Alta Velocidad como son el ICE3 y Thalys y se comparan con las soluciones anteriores obtenidas con una locomotora de arrastre. Se realiza una recopilación de todos los resultados obtenidos y se realiza un análisis crítico desde el punto de vista técnico. Por último el Capítulo 5: Discusión, se enumeran las conclusiones más importantes del estudio, las aportaciones realizadas y se dan abren nuevas líneas futuras de investigación.

## **1.4 APORTACIONES AL ESTADO ACTUAL DE LA TECNICA**

La finalidad de esta tesis es encontrar una solución que disminuya o elimine los problemas que se generan en las zonas de transición en la zona de la superestructura. En este proyecto de tesis se ha demostrado que es posible realizar una mejora en estas zonas, cada vez más comunes en las líneas ferroviarias.

Mediante la simulación dinámica con elementos finitos se han obtenido varias soluciones que mejoran el comportamiento actual de las zonas de transición.

La tesis realizada ofrece unas nuevas soluciones al fenómeno enfocando el problema desde un punto de vista dinámico. Se consideran grandes velocidades, mayores cargas y se han realizado simulaciones para varias tipologías de vehículos individuales y composiciones de vehículos ferroviarios. Aspectos como el contacto rueda carril, composición de las capas de la infraestructura y la rigidez dinámica de los elementos de la superestructura e infraestructura han sido tenidos en cuenta. Las soluciones obtenidas son más sencillas de ejecución que las existentes y mejoran su comportamiento.

Se analizará la viabilidad técnica de las soluciones propuestas desde el punto de vista del cálculo dinámico utilizando elementos finitos.

Por otro lado se analizan soluciones hasta ahora probadas de manera experimental por la experiencia adquirida de muchos años de construcción de infraestructura y superestructuras ferroviarias.

Estudios sobre recomendaciones en el diseño de la infraestructura se están realizando (Gallego et al. 2011) el aspecto novedoso de esta tesis es un estudio que complementa a estos pues ahora se realizan sobre la superestructura de vía. Con ello se pretende tener definida la infraestructura y la superestructura ferroviaria y solucionar de forma global los problemas que han venido dando estas zonas de transición.

## **CAPITULO 2: ESTADO DEL ARTE**

El fenómeno de las zonas de transición no es nuevo y los problemas que ahí se generan son conocidos desde hace mucho tiempo. Con los grandes cambios de rigidez que se originan en la vía como consecuencia del paso de una zona con una rigidez a otra con otra rigidez completamente distinta.

Como se ha visto las transiciones de vía son un problema frecuente en cualquier línea ferroviaria. Con la llegada del ferrocarril de Alta Velocidad se incrementan los fenómenos dinámicos aumentando en magnitud las cargas sobre la vía el deterioro aumenta como consecuencia los ciclos de renovación aumentan. Este problema se vuelve más importante con la Alta Velocidad. Los intervalos de tiempo entre sucesivos, mantenimientos son cada vez menores. Un mantenimiento constante también es perjudicial para la vía, pues provoca el desgaste prematuro de los elementos.

Es conveniente entender los factores que entran en juego en el comportamiento de estas zonas de transición. Los factores más importantes son:

- La vía
- El vehículo
- Interacción vehículo-vía
- Comportamiento geotécnico del terreno.

En el siguiente capítulo se describen por un lado los aspectos mecánicos a tener en cuenta en el estudio de una zona de transición. Posteriormente se describe los problemas asociados a estas zonas y sus consecuencias. Por último se dan soluciones actuales existentes

### **2.1 CUESTIONES MECANICAS EN EL DISEÑO DE UNA VIA**

Para estudiar el comportamiento mecánico de una vía de ferrocarril se han de considerar la interacción de varios elementos, el vehículo que circula por ella, la propia vía y el terreno sobre el que descansa. En el caso de las zonas de transición de vía es un caso particular de comportamiento mecánico de la misma.

## EL VEHÍCULO

En los primeros análisis sobre mecánica de vía se consideraron cargas estáticas del material rodante y el peso del entramado de la vía. Posteriormente se introdujeron las dinámicas, a las cuales se llegaba con la fórmula de Prud'Homme (Gallego y López Pita 2008). Actualmente ya todos los estudios utilizan modelos de generación de cargas dinámicas. Los vehículos utilizados constan de dos masas suspendidas (suspensiones primaria y secundaria) y una masa no suspendida (las ruedas) unidos a través de un sistema de muelles y amortiguadores (Kelvin-Voight). El contacto rueda-carril también puede ser modelizado a través de un sistema de muelles (Dahlberg, 2010) o combinación de muelles y amortiguadores para ver cómo se comporta el contacto rueda-vía cuando se produce un cambio brusco en la rigidez se pueden utilizar programas que simulan de forma aproximada este tipo de interacción SIMPACK, VAMPIRE, RAIL, entre otros. Los muelles a través de su constante elástica reflejan el comportamiento elástico de la suspensión mientras que los amortiguadores tratan de representar el comportamiento viscoso del mismo, la capacidad de absorción de la llanta al circular sobre el carril y la transmisión de esta al terreno circundante. En definitiva con esta modelización de amortiguador muelle en paralelo (Kelvin Voight) se refleja el comportamiento viscoelástico entre cada una de las masas que componen el vehículo y las características del contacto rueda carril (Contacto de Hertz).

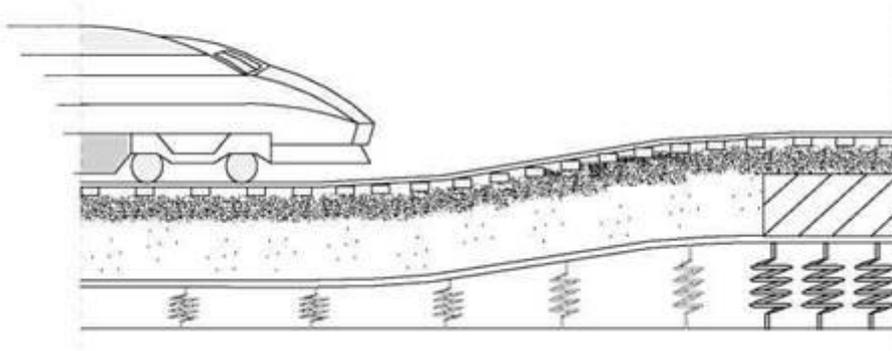


Figura 2 Contacto sistema de muelles o modelo de kelvin Voight (Schooleman, 1996)

En función de la precisión del análisis a realizar se pueden obtener modelos cada vez más complejos de vehículo, con más o menos grados de libertad, sin embargo el tiempo computacional se dispara.

## LA VÍA

Las deformaciones verticales en la vía se empezaron a calcular a partir de las hipótesis de Zimmermann Timoshenko. Hoy en día la vía solo se calcula en puntos muy precisos de su trazado (en estructuras y cuñas de transición) con programas de elementos finitos o diferencias finitas en 2 y 3 dimensiones. Por ejemplo en los Ferrocarriles Españoles solo se calculan en detalle los puntos más problemáticos en la vía, para determinar los espesores de balasto se usan catálogos de secciones estructurales. Se utilizan multitud de programas comerciales de elementos finitos (ANSYS, COSMOS, GEOTRACK, FEAP, ABAQUS, PLAXIS, GEOSTUDIO, etc.) para simular la estructura completa de vía (Melis, 2008).

La vía se trata como un conjunto de capas (sistema multicapa) y de elementos sobre ellas con unas características de elasticidad y amortiguamiento conocidas que reflejan el comportamiento viscoelástico de la vía (Esveld, 2001 y Sasaoka y Davies, 2005) Explanada, Subbase, Subbalasto, balasto, traviesa, placa de asiento, sujeciones y carril. Incluso se pueden introducir elementos adicionales como placas almohadilladas, elastómeros bajo traviesas (USP), mantas elastoméricas o capas de nuevos materiales como el poliestireno expandido (Esveld et al. 2001 y Esveld et al. 2003 y Thompson et al. 1995).

Se utilizan dos tipos de vía:

- Configuración en vía en balasto o vía convencional

La vía clásica sobre balasto se caracteriza por utilizar como elemento soporte del emparrillado de la vía un material granular denominado balasto formando la banqueta. El esta banqueta de balasto tiene varias funciones:

- Arristrar las traviesas y, por lo tanto, los carriles a ellas sujetos, impidiendo los movimientos longitudinales y transversales de la vía y manteniendo la nivelación y alineación de ésta.
- Amortiguar las acciones de los trenes sobre el armado de la vía.
- Repartir las cargas verticales sobre la plataforma.
- Facilitar el paso del agua a su través para que sea evacuada de la plataforma y no se formen charcos y baches que deshacen la propia banqueta.
- Proteger a la plataforma de las haladas, impidiendo la descomposición de la capa de forma.

- Debe permitir, mediante trabajos sencillos, el mantenimiento de la alineación y nivelación de la vía, cuando por el uso se degraden estas características (banquetas bateables).
- También la banqueta debe tener la posibilidad de recuperar su forma geométrica inicial, mediante trabajos sencillos para que la vía continúe teniendo las mismas características durante todo el tiempo de su utilización (banquetas perfilables).
- Configuración en vía en placa

En la vía en placa el balasto se sustituye por un material continuo (hormigón de cemento o bituminoso). La vía en placa se caracteriza por presentar ciertas ventajas con respecto a la vía clásico o sobre balasto. Estas ventajas se enumeran a continuación:

- Los trabajos de conservación son mínimos, solo se reponen las piezas desgastadas de la superestructura (carriles, sujeciones, elastómeros envejecidos, etc.) ahorro notable en maquinaria de conservación ya que utiliza materiales de vida útil elevada, hormigones, aglomerantes bituminosos entre otros.
- Soportan grandes cargas por eje. Reduce las presiones transmitidas a la plataforma, se le puede pedir menos capacidad portante al terreno. Por lo tanto reduce los asientos localizados.
- No es necesario el uso de herbicidas. La contaminación de maquinaria de conservación (normalmente diesel) es inexistente (derrames y vertidos de aceites o emisiones gaseosas), es por lo tanto mejor ambientalmente.
- El ancho de la explanación es más pequeño, al carecer de banqueta y del espacio que ocupa el talud de balasto.
- Proporciona una rodadura más uniforme y continua. La geometría y el acabado son de gran calidad.
- En tramos de puentes y viaductos reduce la carga muerta sobre la estructura permite mayor luz entre apoyos.
- En túneles reduce la sección de perforación, o aumenta el galibo para una misma sección si la comparamos con el balasto (aunque en los sistemas de losas flotantes no es muy significativo).
- Resulta más apropiada en túneles para las labores de limpieza (toxicidad de maquinaria diesel, accesibilidad). Presenta mayor accesibilidad que la vía sobre balasto.
- El sistema de drenaje es de construcción sencilla e importante.

- La construcción de ciertos tipos de vía en placa (sobre asfalto, modelo züblin, etc.) su proceso de construcción mecanizado genera grandes rendimientos durante su puesta en obra y los hace ideales para reparaciones de vía.
- Con la introducción de elastómeros en sujeciones de carriles o entre bloques o placas proporciona un importante aislamiento del carril o disminuir los ruidos y vibraciones entre otras ventajas.

Estas ventajas son las que han hecho que este sistema sea una opción importante a considerar frente a la vía en balasto convencional. Las ventajas fundamentales son el ahorro en costes de conservación y mantenimiento y la conservación de las propiedades geométricas de la vía durante mucho más tiempo que la vía en balasto.

## **INTERACCIÓN-VEHÍCULO-VÍA**

No solo se necesita una correcta configuración de vía, también es importante establecer un criterio de funcionamiento entre el material móvil y la superestructura, la interacción entre rueda carril se estudia a través de la mecánica de contacto.

Conviene distinguir los tipos de impactos para ver cómo funciona el amortiguamiento.

Hay dos tipos de impactos:

El impacto y el rebote de la rueda hay que tener en cuenta que la masa no suspendida del vehículo es un factor muy importante en el deterioro de la vía (Sasaoka y Davies, 2005 y Fonseca, 2003).

- El Impacto de rueda. Impacto de alta frecuencia. Es un impacto de rueda debido a una desviación transversal en la superficie de rodadura. Este impacto es el responsable de la rotura de los componentes, rotura de traviesas de hormigón y daños mayores en la estructura.
- El Rebote de rueda. Es un impacto secundario de baja frecuencia. Estas rigideces transitorias son altamente influenciadas por la rigidez de vía.

El problema se puede agravar si se produce la resonancia esto contribuye al movimiento de carriles y traviesas en la elasticidad del balasto y contribuye a una degradación de la alineación y un deterioro de la capa de balasto.

En el estudio de las cuñas de transición influye incluso la dirección del vehículo, si se va de una zona poco rígida a una de mayor rigidez o viceversa el comportamiento no es el mismo (Read y Li, 2006 y Namura y Suzuki, 2007 y Nasarre, 2007). Si se va de una zona rígida a una más flexible el impacto se produce en la zona flexible (la llanta cae) esto crea una migración del balasto y movimiento de traviesas en la zona de menor

rigidez, de modo contrario si la dirección del movimiento es opuesta el salto brusco de aceleraciones se da en la zona rígida (Coelho et al. 2010), (carril y subestructura bajo el) se incrementa las cargas en la zona de mayor rigidez en una distancia más corta. Se genera superficies de fatiga en los carriles, deterioro de las placas de asiento y de traviesas (Read y Li, 2006).

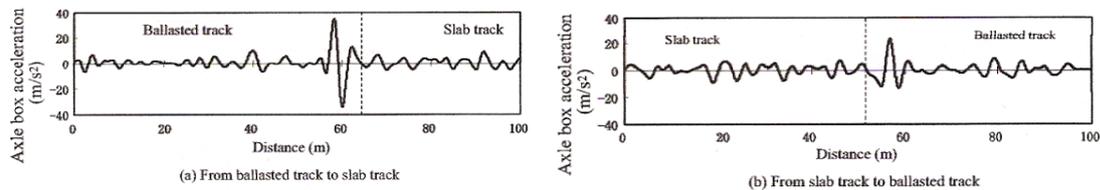


Figura 3 Aceleraciones verticales según la dirección de circulación (Namura y Suzuki, 2007).

No se pueden olvidar los defectos superficiales del carril y su influencia en el aumento de las cargas dinámicas que actúan sobre la vía. En ocasiones estas pueden llegar a ser incluso 3 veces superior a las estáticas. Hay que tener en cuenta el rango de frecuencias y el filtrado de la señal en mediciones in situ.

## 2.2 COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DEL TERRENO

Hay que tener en cuenta el comportamiento del suelo sobre el que se coloca la vía. Lo ideal sería encontrarse un suelo rocoso en el que no se den asientos pero la realidad es distinta y todos los suelos son propensos a tener asientos en mayor o menor medida. La UIC establece una clasificación de los mismos en función de su capacidad portante, estos van desde  $QS_0$  el de peor calidad a  $QS_3$  el mejor (UIC 719-R. 1994) Una práctica habitual es evitar los mismos antes de la construcción de la vía mediante la precargas (Gallego y López Pita, 2008). El asiento producido por efectos geotécnicos es el que provoca mayores deformaciones a la vía y es de difícil predicción por lo que es recomendable evitarlo a toda costa. Hay soluciones de todo tipo como columnas de grava, pilotes (Fonseca, 2003 y Read y Li, 2006,) drenes verticales, compactación dinámica del terreno, aligeramiento de materiales, sustitución del terraplén por una estructura (Melis, 2006) o materiales tratados o seleccionados en la plataforma. Se pueden encontrar toda una serie de recomendaciones en (Gallego y López Pita, 2008 y Recomendaciones GIF 2008).

Además en suelos blandos hay un problema adicional. Un tren de Alta Velocidad puede aproximar o exceder la onda característica de compresión del suelo blando subyacente a las capas de asiento de la vía, el terraplén y las cargas en movimiento (dinámicas). Esto puede llegar a ser peligroso para la integridad estructural de la vía. Cuando la velocidad

del tren alcanza un valor crítico igual a la velocidad de onda de Rayleigh para ese suelo (Woldringh y New, 1999 y Melis, 2006) se genera resonancia, es decir, se genera un movimiento de los carriles, traviesas produciendo una degradación de la alineación y deterioro de la capa de balasto (Esveld, 2001).

La velocidad crítica es:

$$V_{cr}^2 = \frac{2}{m} \sqrt{KEI}$$

Donde k es la rigidez de vía, EI es la rigidez a flexión del carril, m es la masa por unidad de longitud del carril. La velocidad del tren puede ser mayor o menor pero nunca igual a esta  $V_{cr}$ . Para velocidades convencionales es despreciable pues estas velocidades son muchos menores que la velocidad crítica.

Por otro lado la velocidad de un tren moviéndose la velocidad de propagación de la onda, el suelo experimenta un fenómeno del tipo licuefacción, esa velocidad de propagación del suelo u onda de Rayleigh es:

$$C_T = (G/\rho)^{1/2}$$

Para conseguir que la velocidad crítica este muy por encima de la velocidad operacional de la vía, hay que aumentar la rigidez de la plataforma o disminuir el peso por unidad de terraplén. Esto se puede conseguir mediante la hincada de pilotes o viaductos enterrados (Esveld, 2001 y Melis, 2008).

## 2.3 PARÁMETROS MECÁNICOS DE LA VÍA

Hay dos parámetros muy estudiados de la vía, que dan una idea de la resistencia de la vía. Por un lado la rigidez de la vía (K) y por otro el módulo de vía (u) representan el comportamiento de la vía bajo carga de dos maneras distintas (Read y Li, 2006).

La rigidez de la vía es un parámetro global de la vía que incluye todo el asiento de la misma medido desde el carril. Se define como la carga aplicada (Q) y el asiento que genera esta en el carril (y):

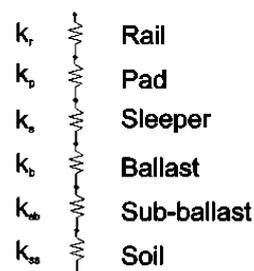
$$K=Q/y \quad (\text{KN/mm})$$

Donde Q carga aplicada por rueda (KN), y es el asiento máximo en el carril, (mm)

K es un indicador del deterioro de la vía (López Pita, 2001). La variación de rigidez vertical de la vía produce unos saltos bruscos sobre las aceleraciones verticales de la masa no suspendida. Estas zonas son puntos comunes de localización de una acelerada degradación de la geometría de la vía. El deterioro de la vía trae como consecuencia efectos negativos en lo que respecta al ruido y vibraciones generados por la marcha del

tren y como consecuencia al confort ferroviario (Esveld, 2001 y Melis, 2008). Fue Prud'Homme quien estableció la relación entre la rigidez y las cargas dinámicas en 1970 donde la desviación típica de la cargas dinámicas era proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez de la vía (López Pita, 2001). A partir de ahí se establece una búsqueda de la rigidez óptima de la vía. No son convenientes valores elevados de rigidez pues aumentaría las cargas dinámicas con el perjuicio que supone, ni valores demasiado bajos pues provocaría asientos elevados y aumentaría la tensión sobre los carriles (Gallego y López Pita, 2008).

LA rigidez de vía se puede considerar lineal para pequeños valores de la carga ( Hunt y Wood, 2005).



$$\frac{1}{k_{total}} = \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{sb}} + \frac{1}{k_{ss}}$$

Figura 4 Modelo Simplificado de rigidez total de vía (Berggren, 2009)

El modulo de vía mide el asiento de la misma sin considerar el del carril. Excluye la rigidez a flexión del carril y solo representa la condición soporte del carril. Se define como la fuerza soporte por unidad de longitud de carril por unidad de asiento o de deflexión, se relaciona con la rigidez a través de la siguiente expresión representa la elasticidad del apoyo del carril;

$$u = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 \cdot EI}}$$

Donde u es el modulo de vía N/mm<sup>2</sup>, K rigidez de la vía en N/mm, EI rigidez a flexión del carril (E modulo de elasticidad del carril, I modulo de inercia del carril). El modulo de vía no es realmente lineal o elástico, sin embargo para facilitar su análisis es común considerar la rigidez lineal equivalente a aquella que produce la misma deflexión para la carga de diseño (Hunt y Wood, 2005).

Según (Dahlberg, 2010) las variaciones de rigidez de onda larga inducen oscilaciones aleatorias de baja frecuencia en el tren causando una disminución en el confort de los pasajeros. Las vibraciones de la vía inducen turbulencias cerca de los edificios próximos. Sin embargo fuertes cambios de rigidez de la vía como por ejemplo desvíos y

transiciones de balasto a vía en placa inducen sobre la vía vibraciones transitorias de alta frecuencia. Deterioros locales de vía dan lugar a problemas de fatiga, roturas desgaste, deformaciones plásticas, traviesas sueltas. La potencia disipada por una rueda disminuye si se incrementa la rigidez de la vía.

La rigidez de la vía varía de forma aleatoria a lo largo de toda la vía y su variación a lo largo de la vía induce irregularidades entre las fuerzas de contacto rueda carril. Estas contribuyen al deterioro de la vía y a los asientos cuando estos crecen pueden llegar a ocasionar descalce de traviesas. Si aumenta la velocidad de degradación aumenta la tasa de deterioro (Dahlberg, 2010). Según (Fonseca, 2003) se recomienda que los valores de rigidez vertical de una traviesa a otra no varíen en más de un 20 %.

Sin embargo la rigidez estática no refleja las propiedades dinámicas de la vía. La rigidez dinámica es mucho más importante. En (Markine et al. 2011) se demostró que la rigidez de vía aplicada a distintos niveles en la vía tiene un efecto diferente en las fuerzas dinámicas que actúan por ejemplo sobre un desvío.

Por lo tanto se puede resumir que en el estudio entran en juego tres grandes elementos de estudio por un lado el terreno sobre el que se asienta la estructura de la vía, la propia vía y los vehículos que circulan por la misma.

Para un estudio completo de la misma se ha de estudiar la interacción de todos los elementos en conjunto, además del estudio de cada uno de ellos por separado.

A continuación se presenta un breve repaso a las formas más usuales de tratar con este problema que se pueden encontrar en la literatura y se han llevado a la práctica.

## **2.4 LA PROBLEMÁTICA DE LAS ZONAS DE TRANSICION**

Como se ha visto es un problema que aparece en obras lineales siempre que hay un paso de una zona de escasa rigidez a una zona con una rigidez elevada (de terraplén a estructura). En el ferrocarril por sus mayores exigencias constructivas (rampas, pendientes, gálibos y peraltes) y su material rodante mucho más pesado los riesgos de mayores cargas son más perjudiciales.

Se sabe que el valor de la rigidez no es constante a lo largo de toda la longitud de una línea ferroviaria y va adoptando distintos valores que pueden distar entre el 20 y el 50 % entre traviesas (Fonseca, 2003). El problema de las transiciones se produce cuando se pasa de un valor de rigidez a otro de manera brusca.

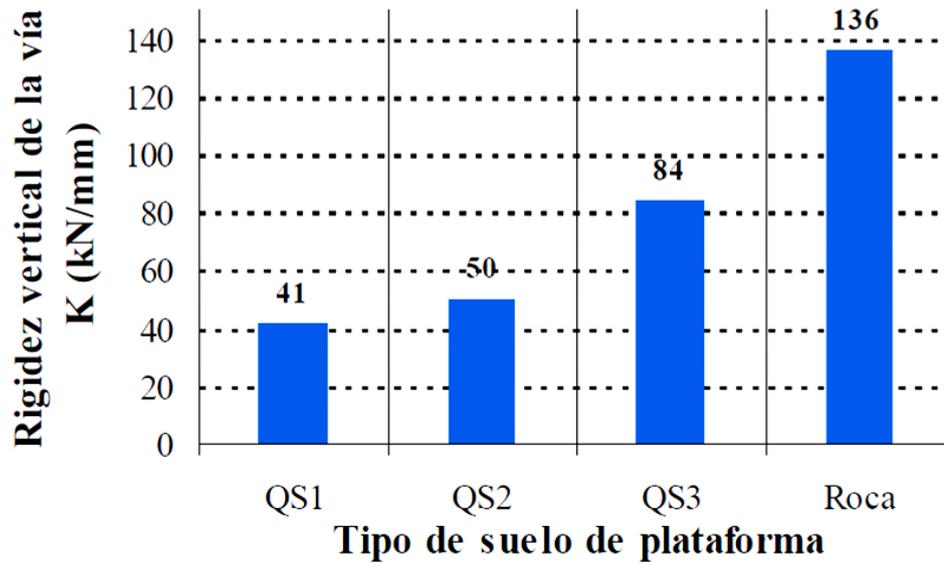


Figura 5 Rigidez Vertical según el tipo de suelo. (Fonseca, 2003)

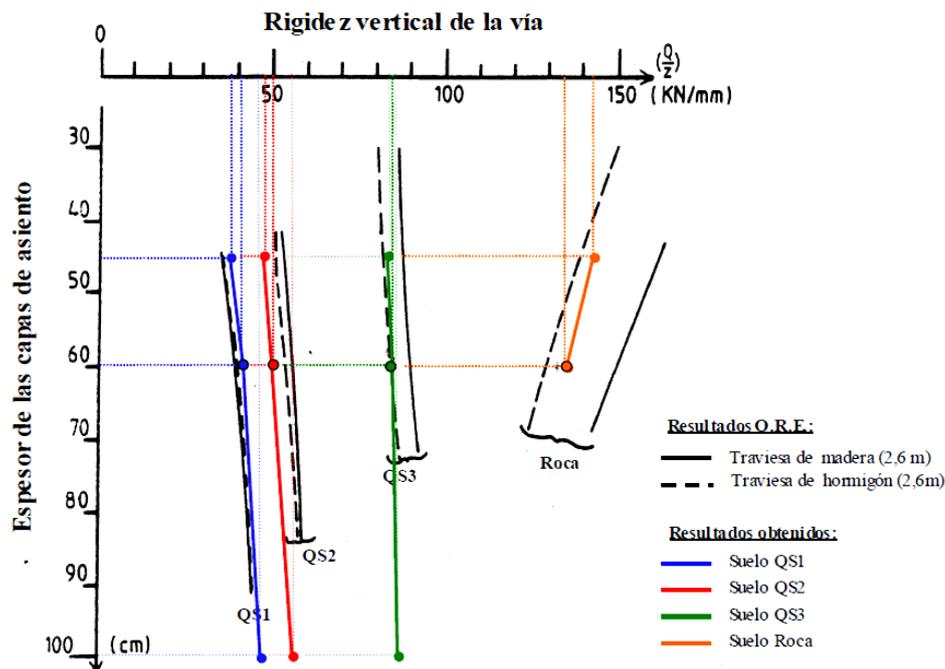


Figura 6 Comparación rigidez vertical de la vía y tipos de suelo. ORE 1983(Fuente: Fonseca, 2003).

Valores grandes de rigidez incrementan las sollicitaciones producidas por las masas no suspendidas, incrementan las sollicitaciones de la vía debidas a los defectos superficiales de carril, incrementan las sollicitaciones en las juntas de los carriles, aumentan las

vibraciones en el balasto e incrementan la velocidad crítica del terraplén. La vía va perdiendo calidad debido a este acusado proceso de deterioro.

No solo son nocivos los valores grandes de rigidez, los valores pequeños de rigidez también son perjudiciales. Valores bajos en la rigidez, reducen la velocidad crítica de propagación de la onda de flexión del carril, aumentan la potencia disipada en la vía, aumentando el riesgo de resonancia en las masas no suspendidas entre otros.

Por lo tanto la mejor solución es aquella que genera un paso de un valor a otro de la forma más gradual posible.

Las grandes variaciones de rigidez originan una serie de consecuencias negativas que conviene resaltar:

- Degradación de la estructura de vía, (fatiga de carriles, descompactación del balasto, danza de traviesas, rotura de traviesas) degradación de materiales y de la geometría de la misma (nivelación y ancho de vía) (Read y Li, 2006). Generación de asientos diferenciales e incrementos en las cargas dinámicas por cambios bruscos en la aceleración vertical en esas zonas. Se atribuyen también la generación de fenómenos como corrugaciones y desgaste y deformaciones permanentes de carriles, desgaste de sujeciones (perdida de apriete).
- Como consecuencia de la disminución prematura de los elementos de la superestructura de vía se produce una disminución del tiempo entre operaciones de mantenimiento consecutivas. Aumento de los costes de mantenimiento y renovación. Un mantenimiento frecuente deteriora el balasto, limando sus caras y haciéndolo perder cohesión (Nasarre, 2007 y Melis, 2006) Toda operación de mantenimiento de una línea ferroviaria reduce la capacidad de la misma (disminución de circulaciones durante las operaciones de mantenimiento). Incremento de costes de reparación y mantenimiento. Genera retrasos en la circulación (Coelho et al. 2010).
- Disminución de la velocidad comercial en esos puntos (vuelo del balasto). Riesgo de descarrilamiento. Pérdida de rendimiento en el trayecto (Woldringh, y New, 1999).
- Disminución del confort del pasajero durante el paso por estas zonas. Mala calidad en la marcha. Las variaciones de rigidez de onda larga inducen oscilaciones aleatorias de baja frecuencia en el tren causando una disminución en el confort de los pasajeros (Dahlberg, 2010).
- Desgaste de componentes del material rodante, desde la propia llanta por un contacto no uniforme con el carril hasta los amortiguadores del bogie y lo que eso supone daños en la suspensión (Read y Li, 2006), un incremento de costes del material rodante.

Las zonas de transición son puntos delicados de las infraestructuras donde se unen el ferrocarril la geotecnia y las estructuras. Las zonas de transición pueden darse por combinaciones:

- Al pasar de vía de terraplén a estructura desde pequeñas obras de drenaje a grandes estructuras como viaductos o túneles.
- Al pasar de vía convencional sobre balasto a vía en placa.
- Al pasar de vía en placa a vía en placa (de uno a otro tipo).
- Combinación de los anteriores.

Una defectuosa construcción puede originar importantes desordenes en la vía y una elevada aceleración del deterioro de la misma. Hay diversos factores que hay que tener en cuenta según (Gallego, 2006 y Nasarre, 2007):

- Factores externos, cargas del tráfico, velocidad de los trenes, vibraciones producidas por los mismos, influencia ambiental (en especial, el agua y variaciones de temperatura) condiciones ambientales adversas y otros factores externos (accidentes, sabotaje, terrorismo).  
Las variaciones de temperatura con los movimientos longitudinales que se originan con el asiento de vía afectan a la estabilidad sobre todo a la vía en balasto.
- Factores geotécnicos, naturaleza de cimentación, núcleo y capas de asiento, y tratamiento de los materiales, compactación y capacidad portante.  
Los efectos reológicos y de ajuste de partículas, el material granular cercano a la estructura asienta independientemente a las cargas que circulan. Hay que tener en cuenta que el asiento total es la suma de los asientos de cada capa que conforma la estructura de la vía.
- Factores de la estructura, tipología, rigidez, movimientos laterales (deformabilidad vertical y longitudinal y transversal) e interacción vía-estructura. A consecuencia de esto se puede producir un incremento de las cargas dinámicas en la zona de transición, desconsolidación de la vía o desconsolidación de la obra de tierra como consecuencia por ejemplo a los movimientos de contracción dilatación de origen térmico.
- Factores de la vía, armamento (carril, sujeción y traviesas) y balasto o, en su caso, vía en placa (tanto en tablero como en terraplén o ambos) pesos dimensiones, y limitación de las deformaciones admisibles de la vía o calidad geométrica que se exige a la vía (que dependerá del tipo de tráfico). Todo ello influye sobre la resistencia lateral de la vía y en su asiento.  
Las irregularidades de la geometría de la vía dependen del tipo de tráfico y son cada vez más exigentes con el aumento de la velocidad.

- Factores del vehículo, en este caso hay que reducir las respuestas mutuas entre vía y vehículo.

Se han realizado multitud de estudios y propuesto muchas soluciones a este problema desde la infraestructura y la superestructura.

Se han estudiado soluciones estructurales para reducir el peso del conjunto de la superestructura de la vía a través de materiales como el EPS (Esveld y Markine, 2003) (poliestireno expandido) usados para disminuir los tiempos de consolidación en los terraplenes (Siderius et al. 2000). Ha demostrado ser un material neutro a temperaturas normales, no le afectan los ciclos de hielo y deshielo y es bastante duradero (Esveld et al. 2001). Ya se han realizado estudios de este material en vía en placa (Rheda 2000) y carril embebido (Esveld y Markine, 2003) ha resultado ser satisfactorio cumpliendo limitaciones de tensiones momentos y asientos.

Usados en estribos de puente reducen bastante las fuerzas laterales hacia la estructura y en las transiciones se recomienda variar de manera continua el espesor del EPS desde el terraplén hasta la estructura para reducir los asientos diferenciales de los rellenos (Thompson et al. 1995).

## 2.5 SOLUCIONES EXISTENTES

La mayoría de las soluciones intentan generar cambios suaves de rigidez de una zona a otra, unas optan mas por arreglar los problemas de origen geotécnico, otras actúan sobre la disposición de las capas de la vía, sobre los elementos de la vía como traviesas y placas de asiento almohadillas bajo carril o bajo traviesa actuando sobre la infraestructura o sobre la superestructura.

Algunas de las soluciones que se pueden encontrar hoy en día a este problema se basan en realizar cambios graduales en la rigidez de la vía para que no haya diferencias sustanciales en asientos ni en rigidez. Se trata de disminuir la rigidez en las zonas donde se localizan las estructuras y aumentarla en las zonas de la aproximación a las mismas. A continuación se repasan métodos más usados:

Hay fundamentalmente dos formas a escala global de mejorar las transiciones:

- Actuando sobre la infraestructura
- Actuando sobre la superestructura

A continuación se pasa a describir estas mejoras.

**-Actuando sobre la infraestructura:**

- Usando tratamientos en las obra de tierras como geocélulas, geotextiles, suelo cemento, gravacemento, etc. (Seara y Gomes, 2008)
- Reforzando la cimentación con pilotes, esto genera un aumento de la rigidez y una disminución de la deformación, apenas hay asentos. Su inconveniente es que es una solución cara (Read y Li, 2006 y Seara y Gomes, 2008) su efectividad depende de su longitud pero se pueden combinar sus longitudes para conseguir una transición lo mas tendida posible. O realizando una cimentación continua de tipo muro bajo un terraplén granular (probablemente realizado con geotextil) con una placa de hormigón continua como soporte del carril (Woldringh, y New, 1999) , usando columnas de grava para drenar y fortalecer el terreno (la subbase) (Read y Li, 2006)



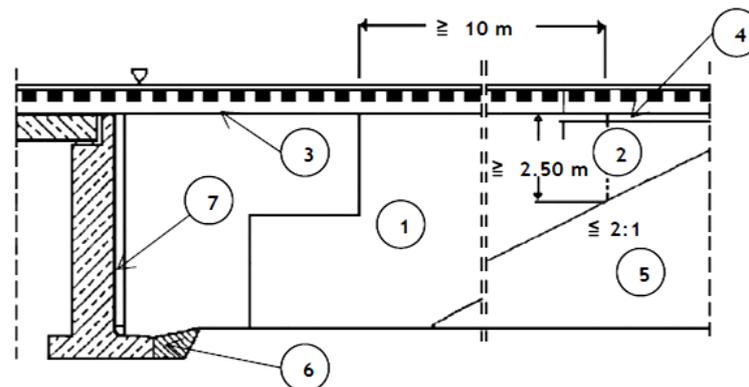
*Figura 7 Refuerzo mediante columnas de grava (Read y Li, 2006)*

- Reforzando los suelos con materiales geosintéticos (Wu et al. 2006). Las mantas elásticas bajo el balasto atenúan las vibraciones de baja frecuencia producidas por el impacto de las ruedas. También mejoran el amortiguamiento de la vía.
- Usando materiales ligeros en las zonas de transición, arcilla expandida o poliestireno expandido, disminuye el peso muerto de la estructura o rellenos tras los estribos de las estructuras con materiales altamente incompresibles. Hay que tener cuidado pues pueden aumentarse los asentos o la rigidez de la zona.

- Capas de lechada bituminosa. HMA. (Seara y Gomes, 2008). Con esta solución bien diseñada se reducen las tensiones en la Subbase mejorando su capacidad portante, sin embargo no mejora el comportamiento del balasto sobre subbases rígidas (Read y Li, 2006).
- Usando estructuras sumergidas de aproximación (viaductos o puentes enterrados) (Sasaoka y Davies, 2005 y Melis, 2006) en este caso se pueden generar desviaciones en el plano de la rueda lo que genera cargas dinámicas del orden de 3 veces las estáticas.

Realización de bloques Técnicos o cuñas de transición. Cada administración ferroviaria europea ha utilizado sus propias soluciones, algunas de ellas se enumeran a continuación:

La forma de solucionar este problema en una zona de estribo de puente empleada por la administración Alemana se recoge en la *Figura 8*.



- |   |   |
|---|---|
| <p>① Grava con <math>C_u \geq 5</math> compactada<br/>a <math>D_p \geq 1.03</math></p>                                    | <p>② Dimensión mínima correspondiente<br/>a terraplén constituido por un suelo cohesivo</p> |
| <p>③ Módulo de elasticidad obtenido<br/>para el segundo escalón de carga<br/><math>E_2 \geq 120 \text{ MN/m}^2</math></p> | <p>④ Subbase de espesor <math>\geq 20 \text{ cm}</math></p>                                 |
| <p>⑤ Terraplén</p>  | <p>⑥ Tacón de hormigón</p>  |
| <p>⑦ Capa drenante</p>  |   |

*Figura 8 Solución Alemana. Cuña en zona de estribo de puente. (UIC 719-R, 1994, Fuente: Gallego, 2006).*

Cabe destacar el uso de material granular 1 y las limitaciones de 10 m entre las aletas del estribo y el terraplén adyacente y un relleno mínimo de grava cerca de la zona del

terraplén de 2,5 m. Además del tacón de hormigón en la base cerca de la cementación de la estructura.

Otra solución adoptada en Alemania en vías de nueva construcción cercanas a estribos de puentes se muestra a continuación.

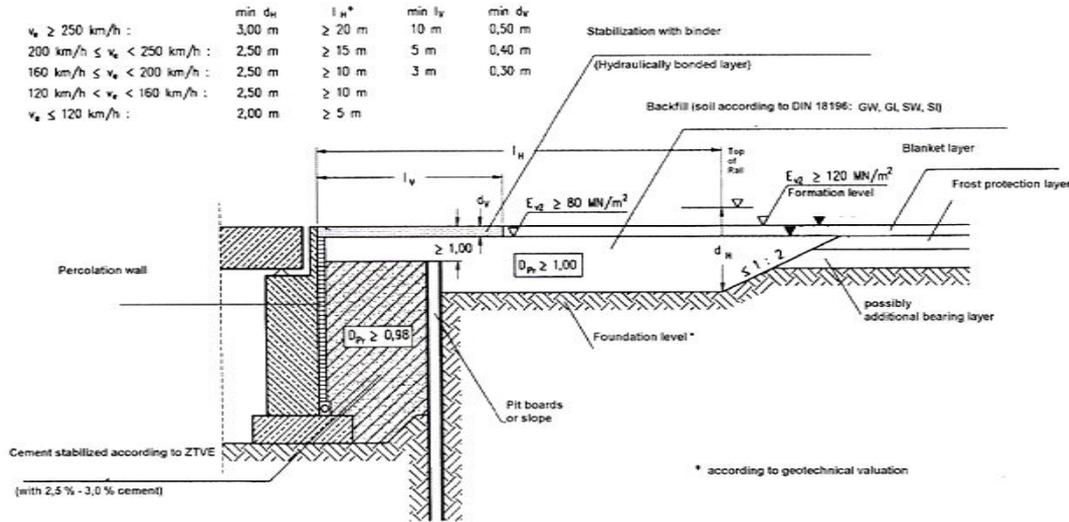


Figura 9 Alemania. Zonas de transición para puentes (UIC 719-R, 2006).

En la Figura 9 se aprecia que la geometría es variable en función de la velocidad, la longitud horizontal del relleno (hasta base)  $l_H$ , la altura del relleno  $d_H$ , el espesor de la capa estabilizada hidráulicamente  $d_V$ , y la longitud de la misma  $l_V$ . En general las longitudes, espesores y alturas aumentan al aumentar la velocidad. En general las densidades son elevadas ( $D_{pr} \geq 0,98$  y 1) tanto para los materiales estabilizados con cemento como para los rellenos.

Alemania para las zonas de transición en líneas de nueva construcción, utiliza materiales granulares con elevados módulos de elasticidad y alto grado de compactación que aumentan conforme se asciende en altura (desde  $E_{V2} \geq 45$  MN/m<sup>2</sup> hasta  $E_V \geq 120$  MN/m<sup>2</sup>).

Si la estructura está dotada de vía en placa, se utiliza una losa de transición de hormigón (Capa estabilizada hidráulicamente).

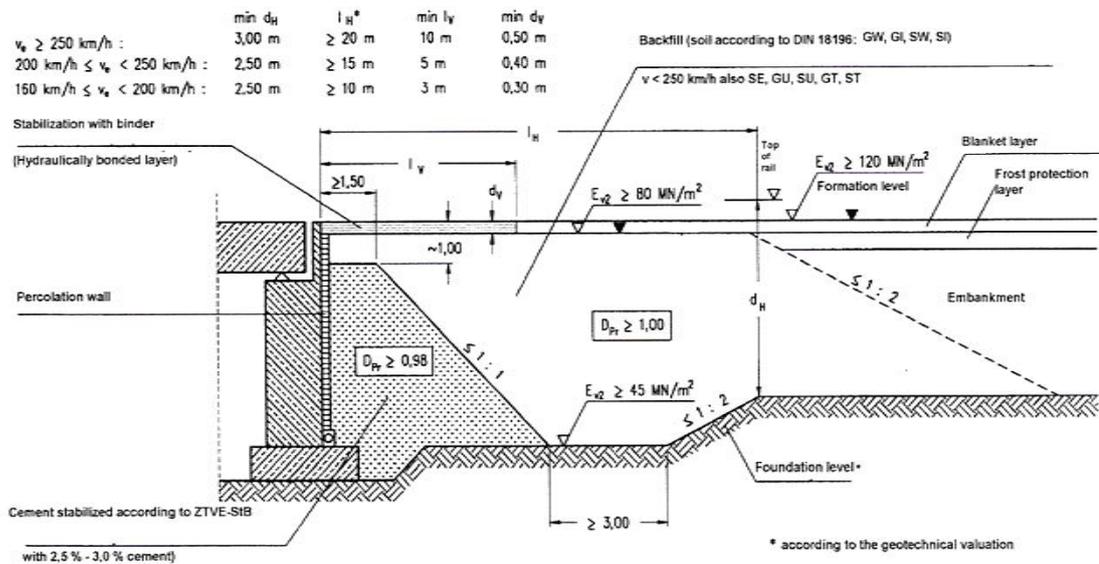


Figura 10 Alemania. Zonas de transición en líneas de nueva construcción  $V \geq 160$  Km/h (UIC 719-R, 2006.)

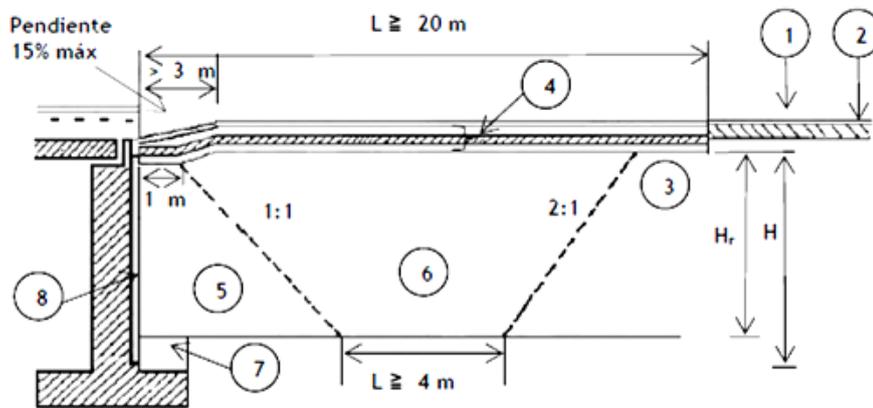
En Italia se encuentran dos casos;

- Que la construcción del terraplén sea anterior a la estructura
- Que la construcción del terraplén sea posterior a la estructura

Si el terraplén se construye con anterioridad a la estructura.

En este caso se destaca el uso del hormigón asfáltico sobre capas alternadas de material granular y material granular tratado con cemento.

En cuanto a la disposición geométrica, cambia también dependiendo del orden en el que se construyan ambas estructuras. En el caso de que el terraplén se construya anteriormente a la estructura el material granular 3 se construirá sobre o bajo el material granular 6.



- ① Capa de 12 cm de espesor de hormigón asfáltico
- ② Subbase mejorada con  $M_0 \geq 85 \text{ Mpa}$ ,  $D_{PM} \geq 0.98$ ,  $\text{CBR} \geq 50$
- ③ Relleno del terraplén con  $M_0 \geq 40 \text{ Mpa}$ ,  $D_{PM} \geq 0.95$
- ④ Capas alternadas de 20 cm de espesor con material granular y material granular tratado con cemento
- ⑤ Material granular tratado con cemento y puesto en obra en capas con un máximo de 20 cm de espesor
- ⑥ Material granular compactado en capas de espesor máximo 30 cm con  $M_0 \geq 80 \text{ Mpa}$ ,  $D_{PM} \geq 0.98$
- ⑦ Material granular
- ⑧ Material drenante

Figura 11 Solución Italiana construcción del terraplén anterior a la estructura. (ERRI D-230.1/RP3, 1999 Fuente: Gallego, 2006).

La solución de zona de transición cuando el terraplén se construye posteriormente a la estructura (Figura 12). Se utiliza un subbalasto bituminoso A, sobre una capa compactada fuertemente B. Un terraplén tumbado 2/1 C con mayores tolerancias presenta la entrada a la cuña sobre un relleno F de capa granular fuertemente compactada (prácticamente los mismos límites que B). Sobre el talón de la estructura se coloca un material granular suelto que sirve de firme para las capas de cemento (espesor 20 cm por capa) que se van ejecutando hasta dejar en coronación del estribo 1 m de longitud. Es importante realizar un buen drenaje en el trasdós de la estructura. Las capas de entrada a la estructura D son capas alternadas mezcladas con cemento, fuertemente compactadas.

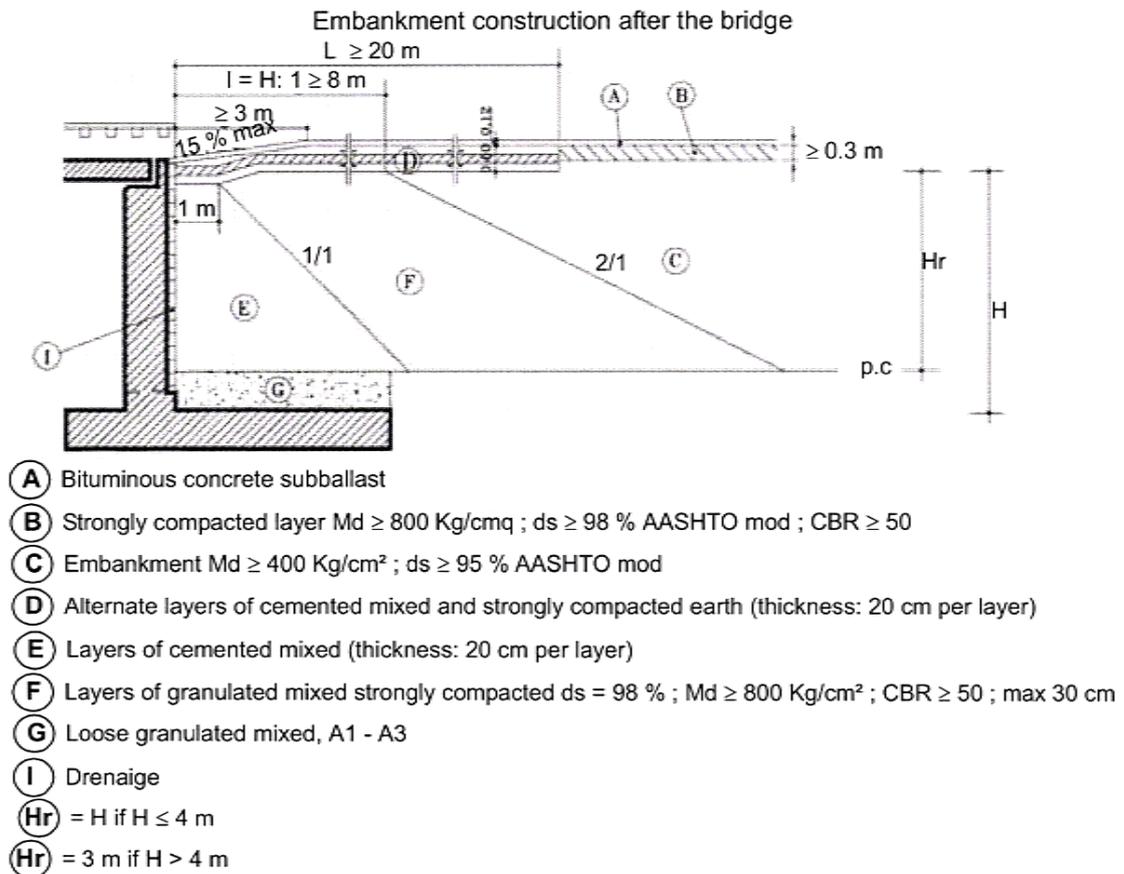
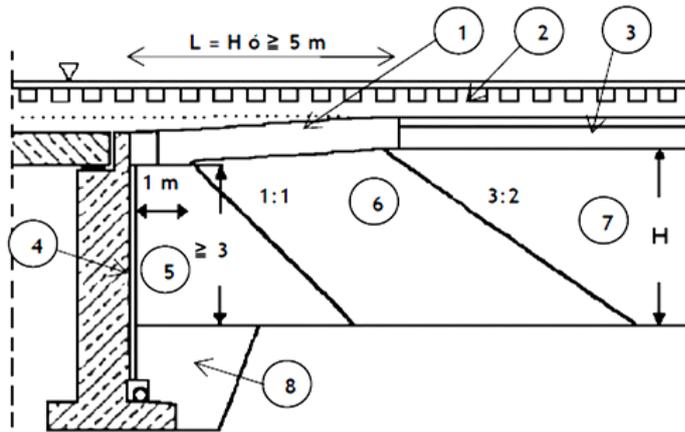


Figura 12 Solución Italiana construcción del terraplén posterior a la estructura (UIC 719-R, 2006)

La administración francesa ha utilizado losas cercanas al estribo de gravacemiento de longitud mayor de 5 m. Se exige una mayor estabilidad a los materiales conforme se acercan a la estructura, esto se consigue mediante la estabilización con cemento.

El material del terraplén esta compactado fuertemente. La zona de transición está formada por una zona intermedia cementada y una zona de apoyo también a base de cemento, la capa de forma y la rasante tratada no ha de ser inferior a 20 m (gravacemiento). Se ha de destacar que el material del terraplén y de las zonas cercanas a la estructura se encuentra en el trasdós e intradós de la estructura envolviéndola. También hay casos en los que la administración francesa utiliza una losa cercana al estribo de gravacemiento de longitud mayor de 5 m.



- ① Grava estabilizada con cemento
- ② Balasto
- ③ Explanada mejorada
- ④ Capa drenante
- ⑤ Grava estabilizada con cemento o grava bien graduada, dependiendo de la categoría de la línea, compactada al 100% de la densidad Proctor Modificada
- ⑥ Grava compactada al 95% de la densidad Proctor
- ⑦ Terraplén
- ⑧ Relleno impermeable, bien compactado

Figura 13 Francia. Cuña de Transición (ERRI D-230.1/RP3, 1999-UIC 719R, 1994: Fuente: Gallego, 2006).

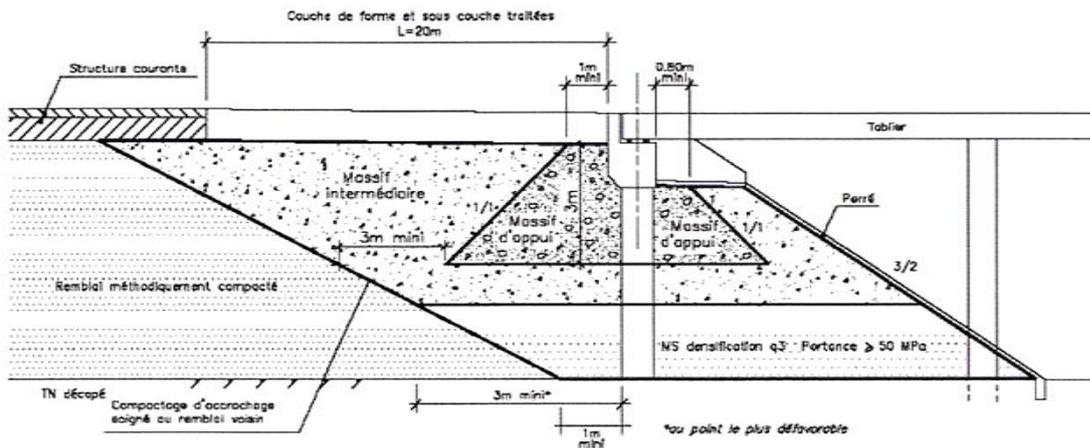


Figura 14 SNCF. Zona de Transición entre terraplén y estructura (UIC 719-R)

Los ferrocarriles Belgas al igual que la administración Francesa usan una losa con material granular tratado con cemento de longitud mínima un poco mayor que la usada en los ferrocarriles franceses.

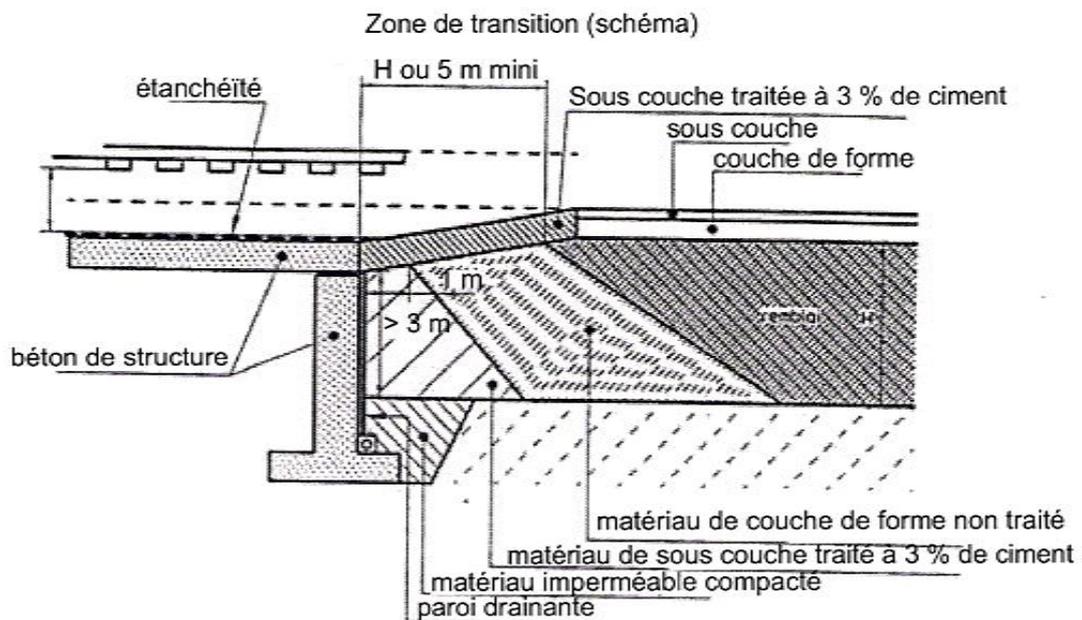
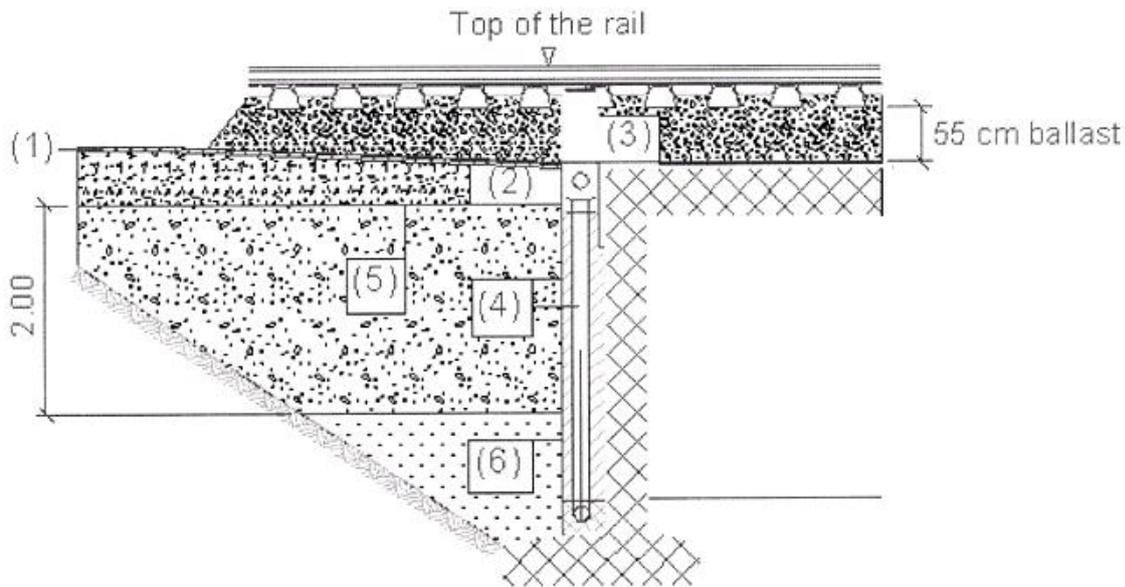


Figura 15 Solución Belga (UIC 719-R, 2006).

En Bélgica se utiliza como aproximación una primera capa tratada con un 3% de cemento de manera análoga se trata con un 3% de cemento el material bajo la capa de forma y cercano al estribo. Se realiza un drenaje de pared en todo el estribo y encima del talón de la estructura (sobre la zapata) se coloca un material impermeable muy compactado. En la estructura se realiza un sellado que separa perfectamente la estructura de paso de la estructura de vía.



- (1) Connect asphalt concrete with abutment
- (2) Horizontal drainage if it is not possible to build a sufficient cross inclination (in cases with more than 2 tracks) cemented on a wall of drainage concrete
- (3) Drainage shaft, at the edges, and if there are more than 2 tracks between groups of 2 tracks
- (4) Vertical drainage
- (5) ME= 120 MPa
- (6) Gravel ME= 80 MPa

*Figura 16 Solución Suiza para marcos y pontones (UIC 719-R, 2006)*

En Suiza se utilizan cuñas de transición como la que se presenta en la *Figura 15*. Utiliza una zona de hormigón asfáltico 1. Se da mucha importancia al drenaje de la estructura, se realiza un drenaje vertical en el intradós de la estructura 4, como bases se usan materiales tratados con cemento de ME=120 MPa 5 y grava con ME=80 MPa 6. Se realiza un drenaje horizontal 2 y un drenaje en los laterales 3, si la vía es doble se realiza entre las dos vías.

También es común introducir un hormigón poroso en el trasdós de la estructura (*Figura 16*) 3.

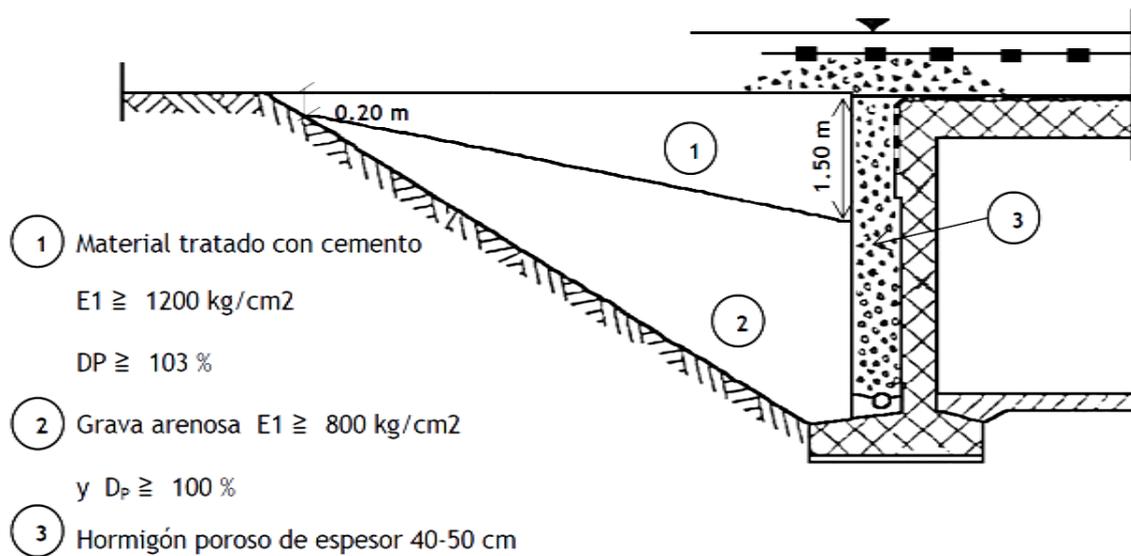


Figura 17 Suiza. Marcos y pontones, espesor variable. (ERRI D-230.1/RP3, 1999, Fuente: Gallego, 2006)

Las capas 1 y 2 pueden ser horizontales o de espesor variable como se aprecia en la Figura 17.

Si el marco o el ponto ya existe previo a la obra de tierra se realiza un relleno con grava 8/16 en la base de la estructura (Zona del trasdós). Se rellena la zona próxima a la estructura con un relleno de árido procedente de machaqueo 30/50. Se ha de realizar previamente una separación mediante un geotextil con respecto al terraplén próximo.

En el caso de los ferrocarriles húngaros se utiliza como cuña materiales con un alto coeficiente de uniformidad ( $C_u \geq 5$ ), se compactan en tongadas de poco espesor de forma que se consiguen módulos de deformación en segundo estado de carga de la magnitud que se aprecia en la Figura 18. En el trasdós de la estructura se coloca una capa de drenaje y en el talón de la misma se coloca un relleno de hormigón con pendientes para evacuar el agua de esa zona de la estructura (se puede evacuar por el intradós de la estructura).

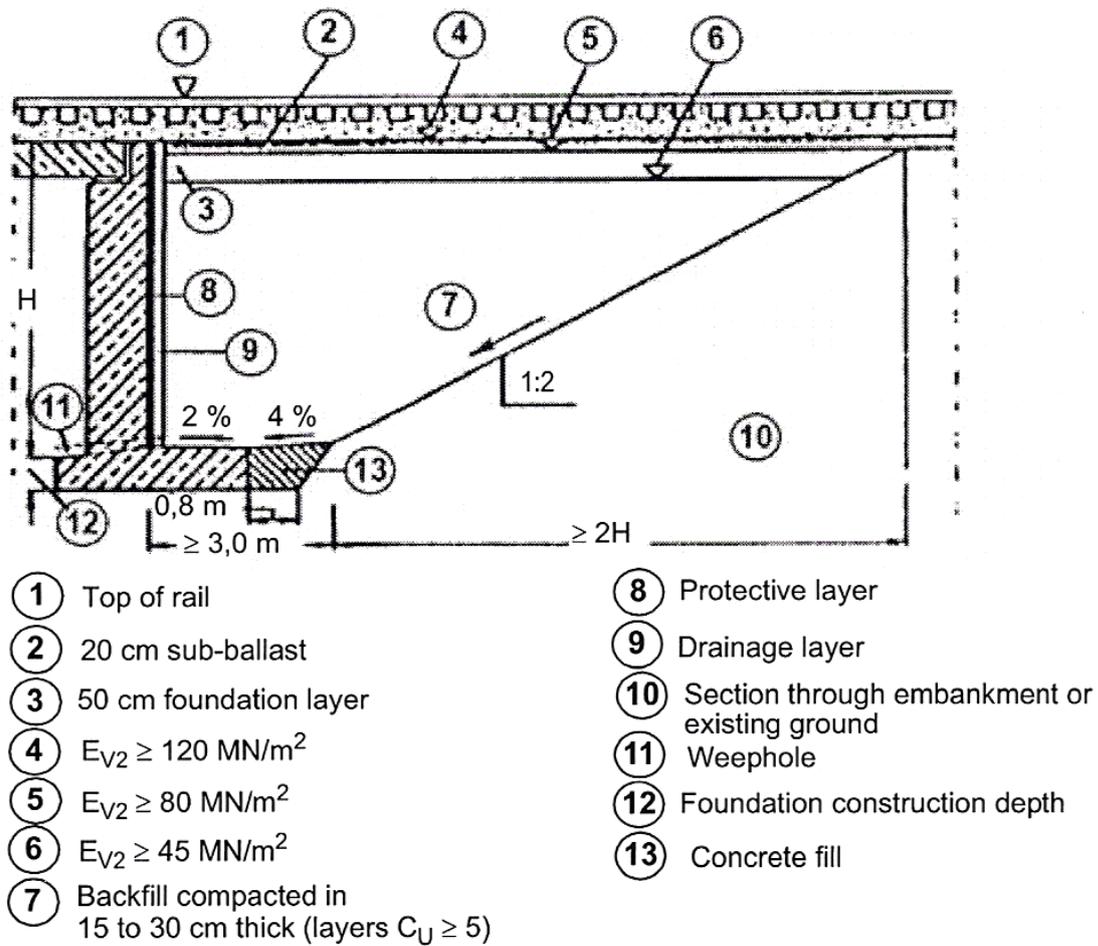


Figura 18 Solución Hungría MAV (UIC 719-R, 2006)

En líneas de nueva construcción los ferrocarriles Eslovacos utilizan grava arenosa y grava de machaqueo para realizar la transición. Se exigen índices de densidad cercanos a 1 hacia un estado de compacidad alta (cuando  $I_D=0$  la densidad= densidad mínima, si  $I_D=1$  densidad es la densidad máxima). Se limita la longitud de la zona de transición de 30 a 80 m restringiendo los asentos diferenciales en los 20 primeros metros.

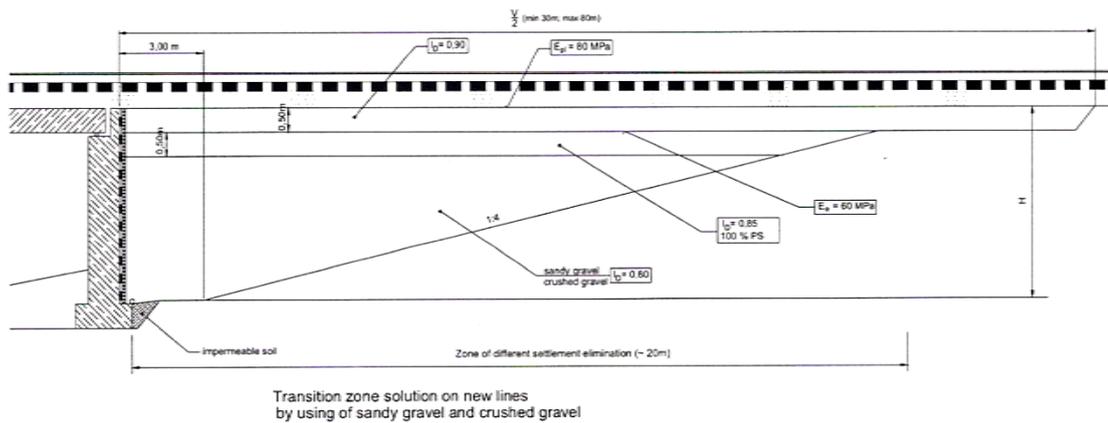


Figura 19 Ferrocarriles Eslovacos (UIC 719-R, 2006)

Existen soluciones a base de muros de tierra armada (ver Figura 22, Figura 23), cercanos a la estructura sobre el terraplén o la introducción de losas de transición, consistente en una losa de hormigón apoyada en el lado de la estructura sobre el estribo y en el otro sobre el relleno o sobre una zapata (Gallego, 20016). Una solución para la transición se realiza en los ferrocarriles Finlandeses a través de una losa del terraplén a la estructura como se aprecia en la Figura 20.

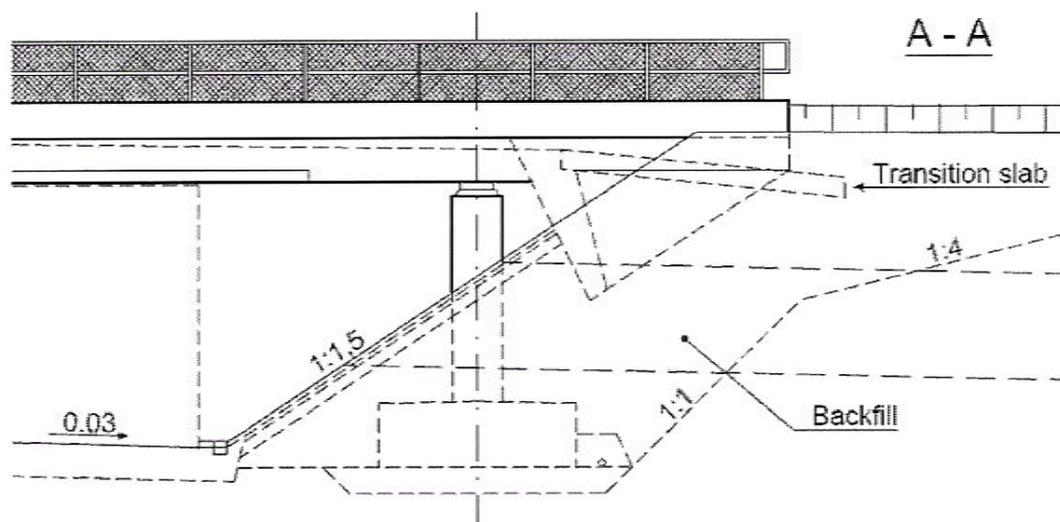


Figura 20 Finlandia RHK (UIC 719-R, 2006)

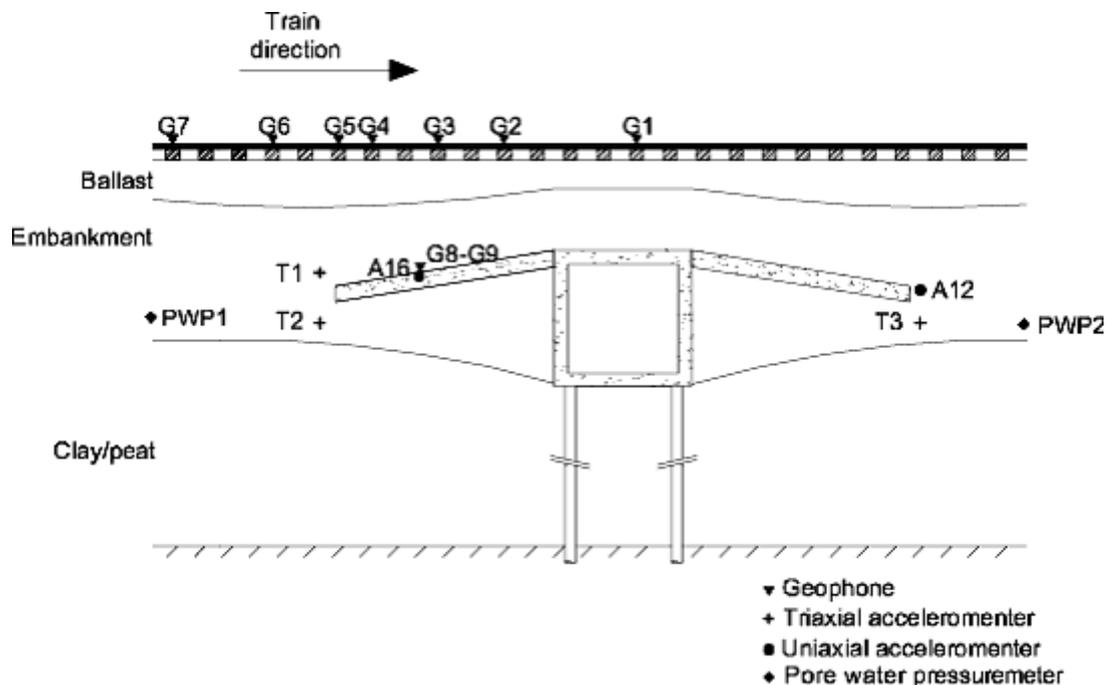
A modo de resumen entre las medidas a adoptar para el diseño de zonas de transición más comunes a todas las administraciones ferroviarias europeas se pueden citar como fundamentales las siguientes:

1. Empleo de losas de hormigón armado en la zona de transición

2. Empleo de geotextiles y geosintéticos de refuerzo y drenaje entre capas y del trasdós.
3. Capas horizontales en la zona de transición de diferente espesor y materiales.
4. Rellenos del trasdós del estribo con materiales a los que se exige un alto grado de compactación y tratamiento con cemento de las capas de subbalasto y capa de forma.

Por ello hay que tener en cuenta, el tipo de estructura a la que dan paso, el tipo de proceso constructivo (si el terraplén es anterior o posterior a la estructura), la velocidad de circulación, la altura de los terraplenes, los máximos asientos diferenciales admisibles. Es importante y fundamental diseñar un buen drenaje en la conexión terraplén estructura.

Estudios de la Universidad de Delft en los Países Bajos determinaron un modelo para el funcionamiento de unas losas de transición en obras de fábrica usualmente utilizadas en los ferrocarriles Holandeses. Debido a la mala calidad del terreno el método consiste en pilotar la estructura y crear dos aletas de hormigón reforzado, una de entrada y otra de salida, como se aprecia en la *Figura 21*. Los resultados de la monitorización y el estudio se pueden observar en (Coelho et al. 2010) y el modelo obtenido del comportamiento en este tipo de estructura en (Coelho et al. 2011).



*Figura 21 Solución usada para estructura de drenaje (Coelho et al. 2010)*

Se monitorizo la estructura y las zonas de transición creadas en la misma (medición estática con perfiles de penetración, test penetrómetros, radar de penetración, perfiles de perfil sísmico, inclinómetro, presión freática con piezómetros, medición dinámica con aceleraciones verticales y horizontales, velocidad usando acelerómetros, geófonos y fotografía de Alta velocidad).

Los resultados indican un movimiento de las aletas (losas) de aproximación, una rotación de estas desde los puntos donde apoyan contra la obra de fábrica. Las consecuencias han sido un recrecimiento del espesor de balasto en esa zona y la generación de asientos en esa zona de transición en comparación con la obra de fábrica y traviesas sueltas (danza de traviesas).

La losa amplifica el fenómeno dinámico al pasar el tren lo que hace que los desplazamientos verticales dinámicos sean 4 veces mayores que los ocurridos en vía normal y 6 veces mayor que sobre la propia estructura.

**-Actuando sobre la superestructura** - Disposición de elementos de refuerzo de esta, ver formas de aumentar y disminuir la rigidez.

- Aumentando gradualmente la longitud de traviesas y disminuyendo el espaciamiento entre ellas esto último da más rigidez. No contribuye mucho al aumento de la rigidez, depende de la compacidad y uniformidad del balasto. (Read y Li, 2006 y Nasarre, 2007 y Seara y Gomes, 2008).
- Variando la longitud de traviesas de forma escalonada.
- Uso de almohadillas bajo el carril bajo placa base o bajo la traviesa (USP). Atenúan las vibraciones de alta frecuencia producidas por el impacto de las ruedas, es el mejor método para reducir la rigidez en una estructura (Puente, Viaducto) y también se mejora el amortiguamiento y minimiza la rotura de placas, tirafondos o agrietar traviesas. La placa de asiento bajo traviesa es más difícil de modificar. En este caso se atenúan las bajas frecuencias debidas al rebote de las ruedas (las que rompen el balasto y generan desajustes en la superficie de rodadura). Alterando las propiedades de las placas y almohadillas en las estructuras se puede reducir la rigidez de la misma. Usando sujeciones directas ajustables [(Read y Li, 2006).
- Uso de traviesas de material compuesto (Sasaoka y Davies, 2005 y Read y Li, 2006 y Seara y Gomes, 2008). Reducen de forma satisfactoria el modulo de vía de una estructura. Minimizan la rigidez de la vía en la estructura hasta la aproximación. Usando traviesas de madera se ha observado que las presiones sobre las capas inferiores aumentan más que con traviesas de hormigón.

- Colocando carriles adicionales (Read y Li, 2006) (Namura y Suzuki, 2007) rigidizan la zona de aproximación en el terraplén, generando un panel de vía más resistente, aumenta su rigidez (proporciona soluciones modestas para vías con valores bajos de rigidez).
- Losas de hormigón en la aproximación (Read y Li, 2006 y Seara y Gomes, 2008). Sin embargo hay que tener cuidado si se confina el balasto pues puede aumentarse el modulo de vía de manera considerable. Hay que tener cuidado en la colocación de la losa de aproximación, puede ocurrir como el caso de losas de aproximación inclinadas adosadas a la estructura en (Coelho et al. 2010). donde en el estudio el comportamiento de una losa de aproximación de hormigón reforzado adosada a la estructura se vio que sufría una inclinación debido al asiento en la zona libre y un giro de rotación de la estructura reflejándose en la superestructura con el fenómeno de las traviesas colgadas.
- Aumentando o disminuyendo la resistencia a flexión de (carril-Traviesa)

-Otra solución radical consistiría en convertir un sistema de **balasto convencional a un sistema de vía en placa**, con **terraplenes reforzados** (muros de tierra confinados entre muros con grandes refuerzos geotextiles).

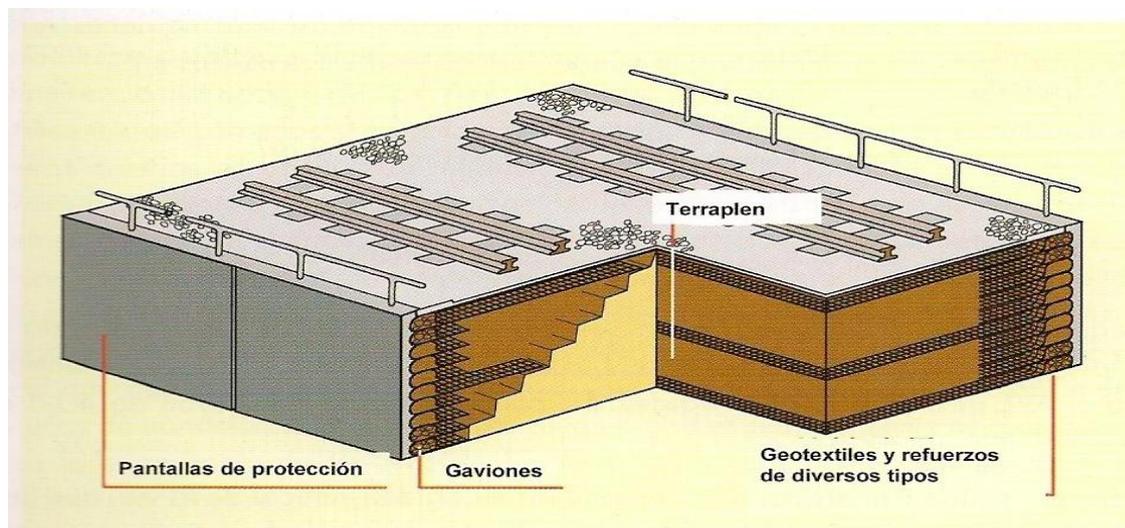


Figura 22 Tratamiento de refuerzo en Alta velocidad-Japón. Tierra armada. (Melis, 2008)

-Aumentar la zona de transición de rigideces es decir alargar la longitud de la transición. La longitud depende de la velocidad máxima de las circulaciones. La longitud mínima viene dada por la formula  $L (m)=0,5 \cdot V (m/s)$ , es decir la longitud mínima es la mitad de la velocidad máxima de la línea en m/s. Así se puede obtener

longitudes de transición en función de las velocidades máximas. Por lo que para velocidades de 250 Km/h se obtienen cuñas de longitudes al menos 35 m y para velocidades de 350 Km/h la longitud asciende hasta los 50 m. Esta longitud trata de evitar la creación en estas zonas puntos de excitación de circulaciones.

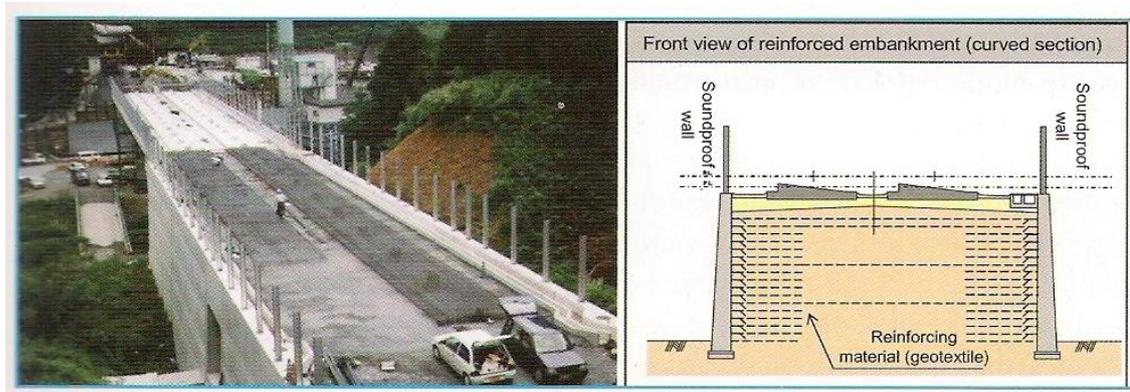


Figura 23 Tratamiento de refuerzo en Alta velocidad-Japón. Muro de tierra Armada (Melis, 2006)

Existen recomendaciones en las longitudes de las zonas de transición que dan unos valores mínimos para estas:

- $L \geq 30$  m si  $V \leq 220$  Km/h
- $L \geq 50$  m si  $V > 220$  Km/h

Valor mínimo de 30 m hasta velocidades de 220 Km/h y de 50 m si las velocidades son superiores a la citada.

Una manera muy buena de aproximar rigideces es con una mejora en el tratamiento de la Subbase (Sasaoka y Davies, 2005). Sin embargo hay que tener en cuenta los elementos de la superestructura.

El modulo de vía es el parámetro más influyente en vía con balasto. En vía con fijaciones directas el modulo de vía y la deflexión están dominados por la rigidez de las sujeciones (Read y Li, 2006) .

Los espesores en las capas granulares, la rigidez de la placa de asiento o el material de la traviesa son parámetros secundarios (Read y Li, 2006). Según sea más o menos rígida la Subbase las capas superiores absorberán menos o mas carga.

Según (Read y Li, 2006) la mejor forma de crear una transición sin problemas es diseñar cuidadosamente la rigidez vertical de las sujeciones en la parte más rígida.

Los estudios más recientes llevados a cabo en España pueden encontrarse en las referencias (Gallego y López Pita, 2008 y Gonzalez et al. 2006) donde se han ensayado de manera dinámica varias configuraciones de cuñas de transición dando como resultados una serie de recomendaciones para la elaboración de proyectos ferroviarios.

También hay que citar estudios que dan concretamente soluciones satisfactorias como el empleo de traviesas cuadro (Admetlla y Lopez Pita, 2010) se comenta en el siguiente apartado.

## **2.6 SOLUCIONES USADAS EN ESPAÑA**

En España se han llevado a cabo estudios y soluciones puestas en práctica que combinan parámetros geométricos y geotécnicos, tanto a nivel de infraestructura como de superestructura que han de ser considerados. A continuación se exponen los más destacados.

En (Gallego y López Pita, 2008) para realizar una transición desde una zona de terraplén a estructura se recomienda usar materiales con capacidades portantes entre  $5 < \text{CBR} \leq 20$  o con mayores capacidades.

Los valores de las pendientes a utilizar están entre 1:1 y 3:1 aunque los valores más bajos (pendientes mas tumbadas) no siempre resultan ser los mejores como es de esperar. Los valores de las pendientes dependen del tipo de material usado y su disposición.

Al usar un material tratado con cemento cerca de las estructuras como puentes o viaductos incrementa enormemente la rigidez de la zona, esto supone más que una solución, un problema adicional.

En este estudio se recomienda construir el terraplén adyacente a la estructura con anterioridad a la construcción de esta. El terreno cercano al estribo se precargará y se retirara la precarga inmediatamente antes de construir la cuña de transición. Se recomiendan pendientes 1:1 y materiales QS2 y QS3 en vez de pendientes 3:1 con los materiales anteriores tratados con cemento.

Se recomienda el uso de buenas prácticas geotécnicas durante la construcción de las cuñas de transición para evitar problemas en las capas inferiores de muy difícil solución a largo plazo.

Las conclusiones se resumen:

Las transiciones de vía cerca de estribos en puentes o viaductos se han de tratar los materiales bajo las capas de balasto. Se ha de tener especial consideración en el espesor y los módulos de elasticidad de los materiales empleados.

La longitud de transición al menos ha de ser la mitad de la velocidad máxima de la línea en m/s como se vio previamente.

En (Villalba et al. 2010 y Mendoza, 2012) se dan algunas soluciones para realizar transiciones de vía en balasto a vía en placa validadas por la experiencia para intentar solucionar el problema han sido:

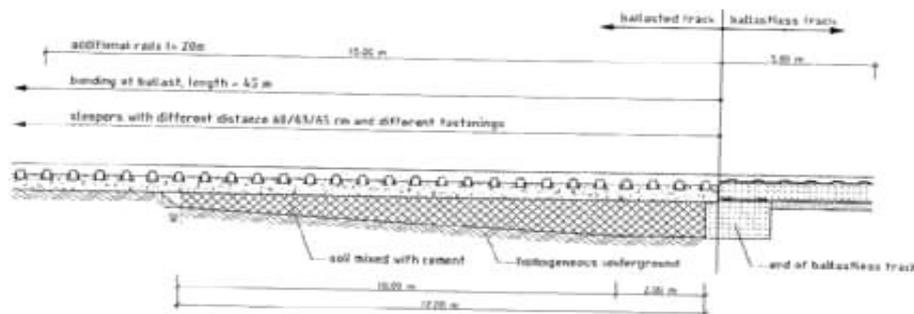
1. Suavización por distribución lineal de la elasticidad del sistema soporte en el lado “blando” de la transición, mediante:
  - Utilización de diferentes separaciones entre traviesas, es decir ir reduciendo la separación desde 60 cm hasta 53 cm, para aumentar la rigidez y realizar un mejor reparto de cargas. La limitación para esta distancia es la longitud mínima para que el balasto bajo ellas pueda ser bateado.
  - Utilización de traviesas de diferentes dimensiones, como pueden ser las traviesas para desvíos o de diferente superficie de apoyo, de mayor longitud, según este más cercano a la zona “relativamente rígida”, las cuales deben permanecer plenamente bateadas entre el extremo de la traviesa y unos 60 cm del eje del carril hacia su interior. Si la longitud rebasa la parte exterior de la zona de bateo (70-80 cm desde el eje de carril) puede haber problemas. Se ha de asegurar un hombro de banqueta de balasto suficiente a partir de sus extremos.
2. Suavización por distribución lineal de la elasticidad del sistema soporte en el lado “blando” de la transición, mediante:
  - Ejecución de un subsuelo de rigidez decreciente ,mediante la instalación de tres capas superpuestas de geotextiles ó de asfalto, a partir de la zona rígida, la primera en toda la longitud de la transición, la segunda en los 2/3 y la tercera en 1/3, acompañado de un dren transversal bajo las mismas.
3. Suavización por aumento de la resistencia a la flexión de la estructura carril-traviesa en el lado “blando”, en la zona inmediata al punto de transición:
  - En Alemania el propuesto por DB para A.V., está formado por 4 carriles (además de los dos útiles para la circulación), instalados dos entre los carriles de rodadura y dos fuera, actuando de rigidizadores. Tienen 30 m de longitud (10 m sobre la vía en placa y 20 sobre la de balasto). El sistema utilizado en España, con solo los dos carriles interiores y placas de asiento bajo carril y traviesas de diferentes rigideces.

4. Solidificar el balasto de la vía, mediante su “pegado” o unión mediante un producto rígido o semielástico (balasto encolado consistente en el aglutinado y estabilización del balasto en la zona de transición con una resina aplicada por inyección), en el lado “blando”. El mayor inconveniente a este método es el bateo. El proceso de bateo es bastante tedioso, se ha de despegar y volver a repetir el proceso.

Estas soluciones son casos particulares de los vistos previamente en el apartado 2.3 Soluciones existentes.

En general, la transición placa-balasto para líneas de alta velocidad se realiza conforme a la siguiente perspectiva:

Se prolonga la solera de hormigón (HGT) bajo el balasto, se juega con diferentes geometrías de traviesa, diferentes rigideces de placa de asiento y de suela elástica bajo traviesa para conseguir una transición suave en deflexiones.



*Figura 24 Detalle Sección Longitudinal cuña de transición de vía en balasto a vía en placa (Mendoza, 2012)*

Los detalles de vía, como los contracarriles rigidizadores y la artesa guardabalasto, pueden variarse en función del sistema de vía.

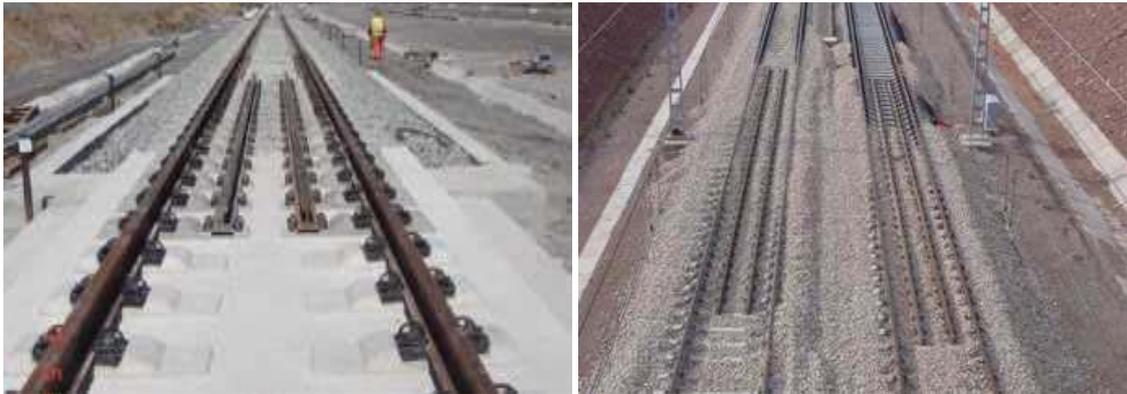


Figura 25 Doble carril y artesa de hormigón. (Mendoza, 2012).

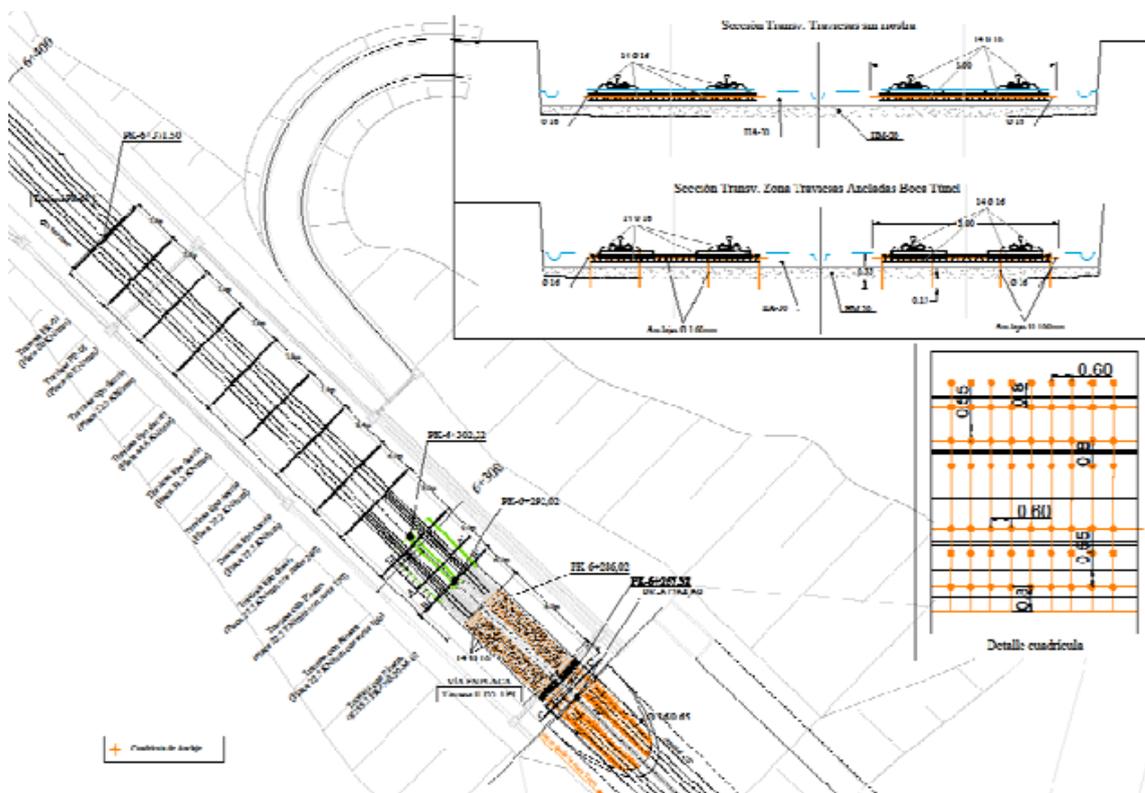


Figura 26 Detalle en planta de zona de transición Túnel Alta Velocidad Corredor Norte-Noroeste (Mendoza, 2012).

Una solución tipo aplicada en la boca sur del Túnel de San Pedro en la línea Madrid-Valladolid tiene la siguiente disposición:

- Travesas cada 0,60 m
- El arriostramiento (carriles de unión de traviesas) se produce en las 40 primeras traviesas (10 del tipo B355.3 en la vía en placa y 30 del tipo B320 en la vía con balasto)

- La artesa (en vía con balasto) se construye sobre las 17 primeras traviesas en balasto
- La zona de artesa se construye sobre base de hormigón de 0,248 m de espesor inicial y 1% de pendiente.
- A continuación, bajo 25 traviesas suelo-cemento en ambas vías con ancho de 4,00 m + capa de forma
- A continuación subbalasto + capa de forma
- La distribución y tipo de traviesas es:
- Fuera del túnel se prolonga la misma tipología de la vía en placa del túnel, y a continuación:
  - 15 traviesas B355.3 en el final de la vía en placa, con arriostramiento (las 5 últimas sobre taco de hormigón enterrado).
  - 15 traviesas B320 con placas bajo carril de 22,5 kN/mm y suelas bajo traviesa de 100 kN/mm.
  - 15 traviesas B320 con placas bajo carril de 22,5 kN/mm y suelas bajo traviesa de 170 kN/mm.
  - 10 traviesas tipo desvío con placas bajo carril de 27,5 kN/mm y suelas bajo traviesa de 240 kN/mm..
  - 14 traviesas tipo desvío con placas bajo carril de 27,5 kN/mm y sin suelas bajo traviesa.
  - 13 traviesas tipo desvío con placas bajo carril de 33,2 kN/mm y sin suelas bajo traviesa.
  - 13 traviesas tipo desvío con placas bajo carril de 38,2 kN/mm y sin suelas bajo traviesa.
  - 13 traviesas tipo desvío con placas bajo carril de 44,6 kN/mm y sin suelas bajo traviesa.
  - 13 traviesas tipo desvío con placas bajo carril de 52,2 kN/mm y sin suelas bajo traviesa.
  - 13 traviesas tipo AI-04 con placas bajo carril de 60,0 kN/mm, sujeción W-21 y sin suelas bajo traviesa.
  - 13 traviesas tipo AI-04 con placas bajo carril de 80,0 kN/mm, sujeción Skl -1 y sin suelas bajo traviesa.
  - Vía estándar de traviesas tipo AI-04 con placas bajo carril de 100,0 kN/mm, sujeción Skl -1 y sin suelas bajo traviesa.

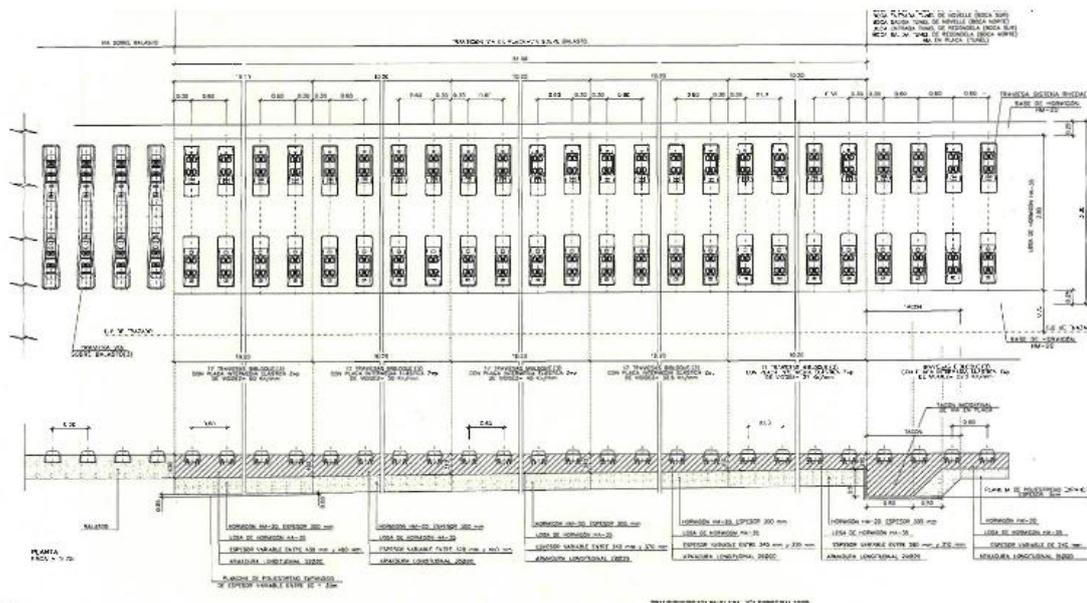


Figura 27 Detalle constructivo de zona de transición, planta y alzado Tramo de Alta Velocidad Vigo Urzaiz-Soutomaior

Otra solución consiste en el uso de traviesas cuadro ((Admetlla y Lopez Pita, 2010), esta solución consiste en colocar este tipo de traviesas en toda la longitud de transición.

Su forma especial en doble H proporciona un apoyo continuo al carril (poseen 4 sujeciones por traviesa), aumentando la rigidez en el plano horizontal y generando una gran estabilidad en la alineación y la resistencia al pandeo mayor que los sistemas convencionales.



Figura 28 Traviesas cuadro propuestas como solución superestructural de transición de vía en balasto a vía en placa (Admetlla y Lopez Pita, 2010)

Por lo tanto con este sistema y según (Admetlla y Lopez Pita, 2010) los valores obtenidos de asientos están dentro de los límites aceptables.

Hay soluciones consistentes en cuñas de transición mediante elementos prefabricados ver (Villalba et al. 2010) pero introducir un elemento prefabricado “poco estable en una zona activa como es la zona de transición puede agravar el problema o multiplicarlo.

En España existen unas recomendaciones sobre las cuñas de transición, se aconseja consultar (Recomendaciones IGP de ADIF).

Estas recomendaciones consisten en construir las capas de aproximación al terraplén en longitud decreciente a medida que sube el terraplén.

Se distinguen dos casos que la cuña se construya con anterioridad al terraplén o que se construya posteriormente y da una recomendación sobre los materiales constituyentes de la cuña en función de la altura H (altura del relleno desde el tablero o losa superior de la obra de fábrica hasta la cara inferior del subbalasto).

También se dan recomendaciones para obras desviadas y en caso de túnel y viaducto.

En (Kerr y Bathurst, 2001) se establecen unos criterios de diseño, recepción y mantenimiento de las infraestructuras ferroviarias y pueden ver los resultados para la reducción de las variaciones de rigidez vertical de la vía.

En (Gonzalez et al. 2006) Se realiza una modelización dinámica de la plataforma de vía y vehículo en vías convencionales y de Alta Velocidad con objeto de estudiar los efectos de la heterogeneidad de la rigidez vertical de la vía en el deterioro de su calidad geométrica.

### ESQUEMA TÚNEL - VIADUCTO

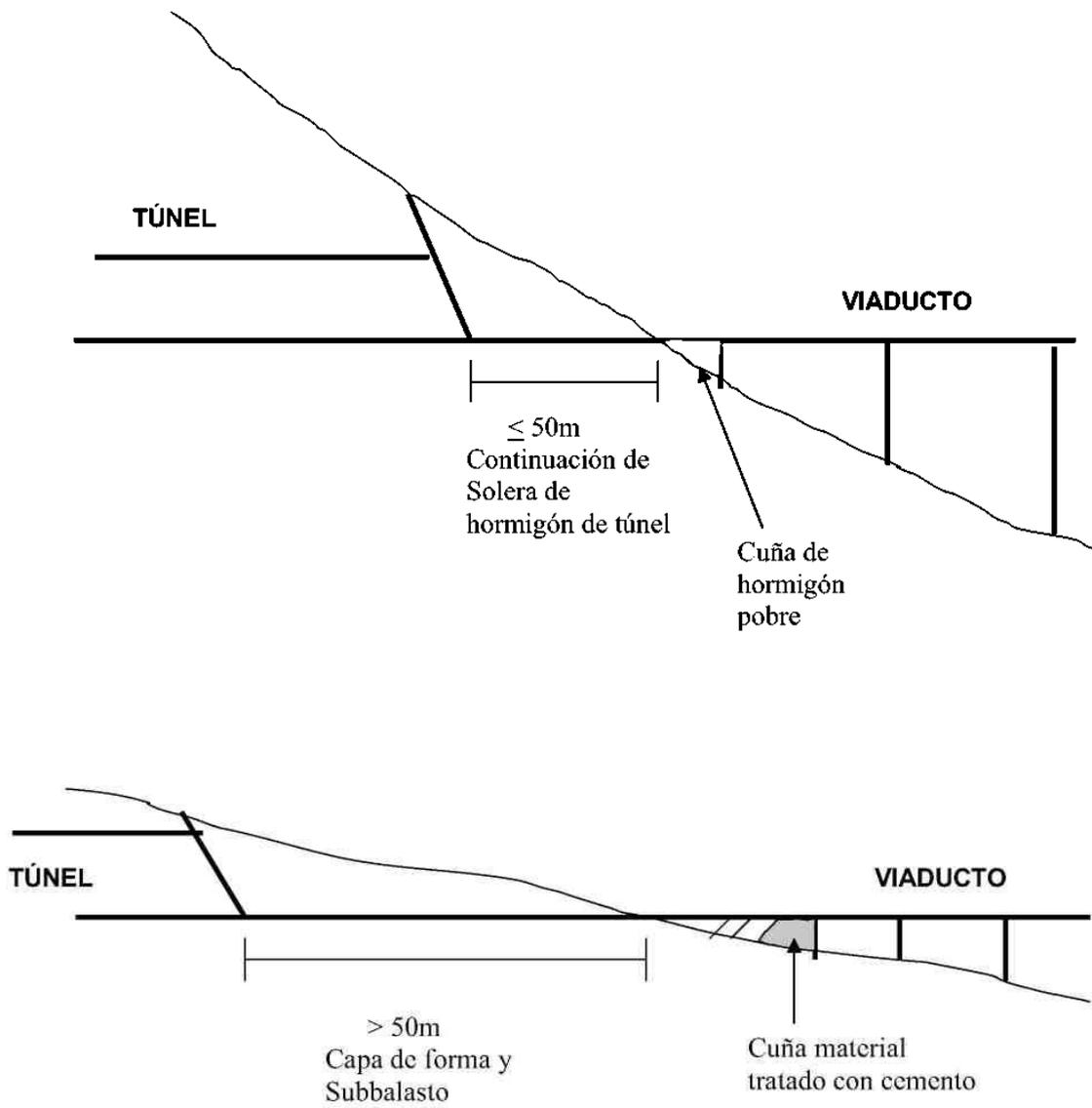


Figura 29 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Túneles y viaductos. (IGP Adif 2011).

## TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

**CASO I (NORMAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON ANTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.**

**OBRAS DE FÁBRICA ENTERRADAS  
(DRENAJE TRANSVERSAL, PASOS INFERIORES)**

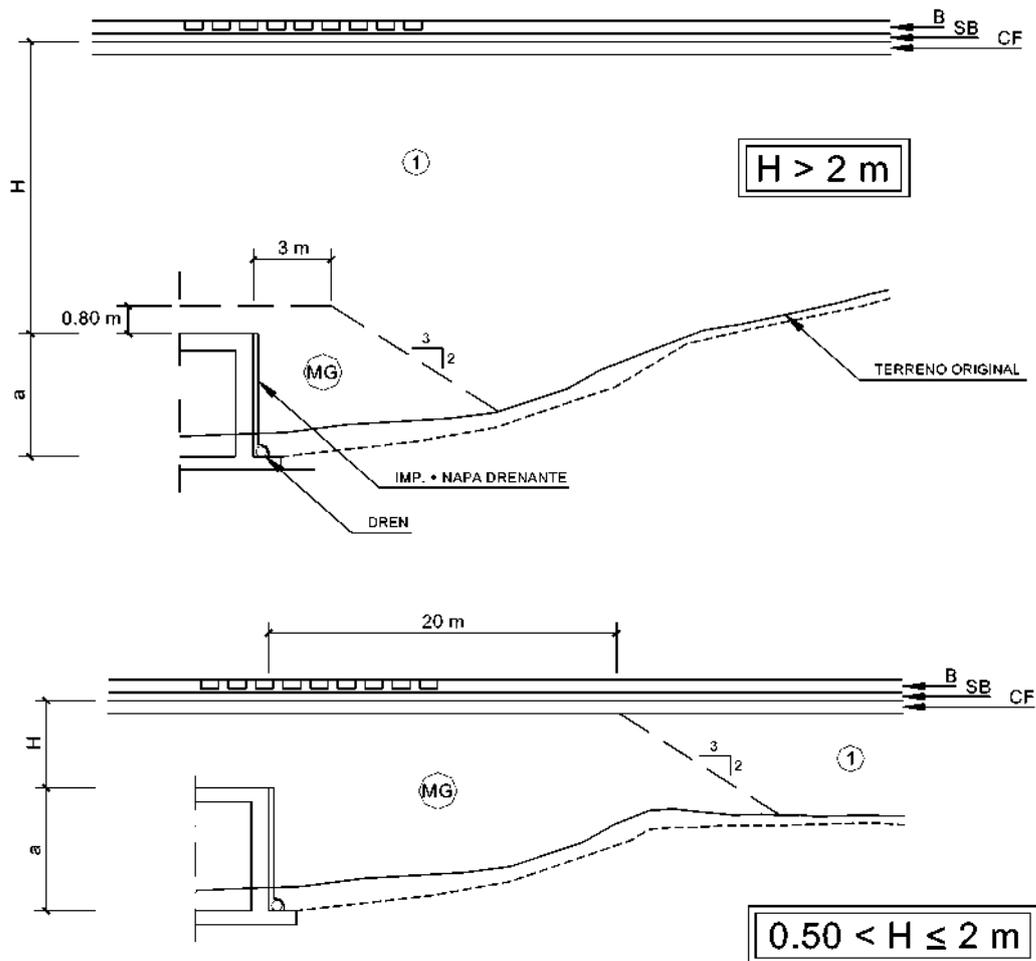


Figura 30 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Terraplén-obra de fábrica. (IGP Adif 2011).

Usando un modelo de elementos finitos de vía y un modelo dinámica de vehículo (cabeza tractora de un talgo) se llegó a las siguientes conclusiones:

- En cuñas sobre estribos de puentes

Se obtienen buenos resultados con pendientes menores pero el sobrecoste puede ser importante.

La distancia desde la coronación de la cuña a la estructura no tiene influencia sobre el funcionamiento de la cuña y también puede suponer un sobrecoste.

Al aumentar el modulo del material cercano a la estructura en ausencia de capas tratadas bajo el balasto se mejora el funcionamiento de la cuña sin embargo requiere ser acotado en presencia de capas tratadas bajo el balasto. Si se incrementa el modulo de elasticidad del material contiguo al material cercano a la cuña no se mejora la eficiencia de la cuña.

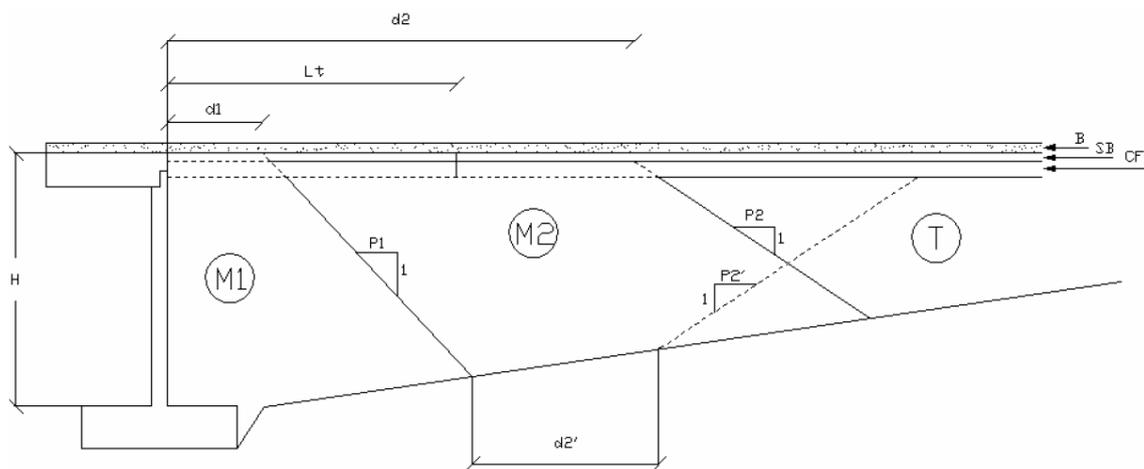


Figura 31 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Esquema de estudio de cuña de transición sobre estribo de puentes. (IGP Adif 2011)

- En cuñas en obras de fabrica o marcos

Si las obras son grandes y muy someras se aplican las conclusiones obtenidas sobre cuñas en estribos de puentes.

Si la obra es pequeña y es profunda o semiprofunda, la construcción de una cuña de transición puede no ser la mejor opción.

En caso de ser necesaria los factores determinantes son la geometría y el modulo del bloque de material tratado.

En caso de obras someras o semiprofundas los efectos de la variación de rigidez dependen del recubrimiento (altura desde la parte superior de la obra de fábrica hasta la parte inferior de la capa de balasto).

Actuales estudios llevados a cabo en España sobre el dimensionamiento de infraestructura en líneas de Alta Velocidad (Gallego et al. 2011) se puede realizar dimensionamientos complementarios a los actualmente realizados, obteniendo el valor de K de una sección.

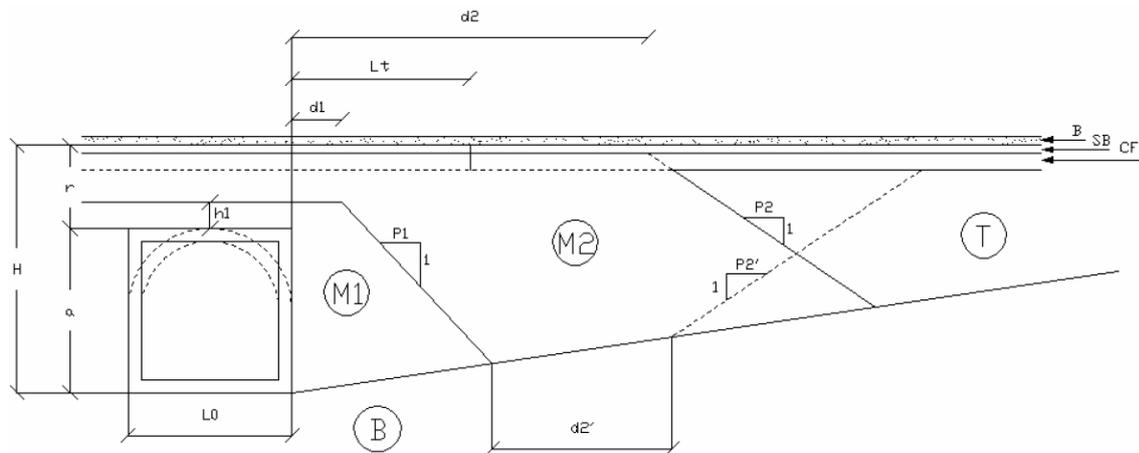


Figura 32 Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma. Esquema de estudio de cuña de transición sobre obras de fábrica o marcos. (IGP Adif 2011)

Normalmente los actuales criterios de diseño se basan en encontrar valores de tensiones compatibles con la capacidad portante de las capas de la subbase. Estos pueden ser complementados teniendo en cuenta el valor de la rigidez vertical de la vía con el objeto de tener control sobre el asiento y la deformación que puede ser causado por el tráfico.

Terraplenes del mismo material proporcionan valores distintos de rigidez. Teniendo en cuenta, los valores del terreno natural y la altura del terraplén y su modulo E, la altura de la capa de forma y su modulo E. Se calculan expresiones para obtener la k en relación a las características de la subestructura.

Los valores de la rigidez no están explícitamente incluidos en los diseños de la infraestructura ferroviaria por lo que aunque las secciones transversales se adecuen a las tensiones es posible que no se adecuen a las deformaciones.

Del estudio se obtuvieron varias conclusiones:

- La variación del valor de K (capa forma, terraplén, subbase) variando el valor de la altura del terraplén es independiente de los valores del modulo de Young del terraplén y del terreno natural y solo depende del valor de la altura del terraplén.
- La variación del valor de la rigidez vertical K causado por un cambio en el valor en el modulo del terraplén o cimiento es independiente de la altura del terraplén.
- La inclusión de la capa de forma es solo efectiva si el terraplén está hecho con materiales de menor modulo que la capa de forma.

- La mayor o menor efectividad entendida como la variación del valor de la rigidez variando el valor del modulo del terraplén o el modulo de la cimentación depende de la relación que existe entre los valores de estos módulos. Esta relación tampoco depende de la altura del terraplén pero si depende de la existencia o no de la capa de forma.

Con todos estos estudios llevados a cabo y los estudios complementarios que se recogen en la actual tesis se tiene una visión global del funcionamiento de una zona de transición, desde la cimentación al carril. Asimismo ello contribuirá a un mejor diseño de estas zonas.

La conservación de las transiciones obra de fabrica-terraplén, vía placa-balasto se realizan mediante operaciones de bateo de vía que restituyen la nivelación original. En este apartado se hace un repaso de las restricciones de calidad y geometría que se dan en el balasto pues es en este elemento y material donde se centran los resultados obtenidos en esta tesis.

La degradación de la nivelación se controla mediante las inspecciones periódicas de vía de forma visual o de manera más exacta mediante auscultación.

Un aspecto a tener en cuenta en un mantenimiento escaso es la ventaja operacional que este ofrece a la línea, es decir a menor mantenimiento más capacidad y calidad en el servicio.

La vía en placa ofrece una inversión inicial más costosa que la vía en balasto sin embargo los costes de mantenimiento son considerablemente inferiores.

Por ejemplo, en una cuña de transición bien construida, el asiento con respecto a la obra de fábrica no debería superar algunos centímetros (3-5 cm) y el asiento debe ocurrir en los primeros años, a partir de 5 años tiende a estabilizarse. En caso de mal funcionamiento la solución es inyectar en el núcleo y reforzar el cimiento, evitando en todo momento que la vía se eleve. Se afirma que el asiento total acumulado tiende a estabilizarse a los 10 años (Esveld, 2001).

## **2.7 CRITERIOS DE ACTUACION**

Hay que tener en cuenta que todos los daños ocasionados en la superestructura son de fácil reparación por el contrario todas las actuaciones sobre la infraestructura son de difícil actuación y muy costosas. En el caso de vía sobre balasto el aumento de cargas o la acción continúa de las mismas, fatigan el árido provocando un desgaste de sus aristas con la consecuente pérdida de cohesión. La vía pierde estabilidad en plano horizontal y en el vertical. Por lo tanto la magnitud de las cargas, la frecuencia de actuación y el tipo de material son determinantes a la hora de establecer un criterio de actuación. Según

(NRV3-4-0-0, 1987) atendiendo a las características determinativas de la calidad del balasto se pueden obtener las cargas de rotura del balasto que varían en función del tipo de balasto, sea A o B. Según esta norma las tensiones admisibles de compresión en el balasto son las siguientes:

- Balasto Tipo A  $Q_{rotura}=1.200 \text{ Kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2$
- Balasto Tipo B  $Q_{rotura}=1.000 \text{ Kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2$

Sin embargo el balasto deja de trabajar en conjunto para tensiones de compresión de  $500 \text{ KN}/\text{m}^2$  que son aproximadamente  $5 \text{ Kg}\cdot\text{f}/\text{cm}^2$ . Se admite como punto de partida que el balasto no soporta tensiones a tracción. En cuanto a las tolerancias geométricas de nivelación longitudinal según la norma (UNE-EN 13848-5+A1, 2011) se obtienen las tolerancias para una intervención directa son las siguientes:

**Limite de acción inmediata (IAL):** referido a los valores que, si se superan, requieren tomar medidas para reducir el riesgo de descarrilamiento a un nivel aceptable. Esto puede hacerse ya sea cerrando la línea, reduciendo la velocidad o corrigiendo la geometría de la vía.

- D1: Rango de longitud de onda  $3\text{m} < \lambda \leq 25 \text{ m}$ .
- D2: Rango de longitud de onda  $25\text{m} < \lambda \leq 30 \text{ m}$ .
- N/A: No aplicable.

Velocidad (en km/h)	Valor medio a pico (en mm)	
	Rango de longitud de onda	
	D1	D2
$V \leq 80$	28	N/A
$80 < V \leq 120$	26	N/A
$120 < V \leq 160$	23	N/A
$160 < V \leq 230$	20	33
$230 < V \leq 300$	16	28

Tabla 1 Nivel Longitudinal –IAL- Defectos aislados- Valor medio a pico. (UNE-EN 13848-5+A1, 2011)

El valor medio se calcula sobre una longitud de al menos dos veces la longitud de onda más alta en el rango D1 o D2. En la práctica el valor medio estará próximo a 0 y por lo tanto se pueden utilizar los valores de cero a pico. Hay que tener cuidado con los

defectos de longitud de onda corta que aunque improbables pueden llegar a ser peligrosos cuando su amplitud es alta.

**Limites de intervención y alerta:**

**Limite de intervención (IL):** referido a los valores que, si se superan, requieren mantenimiento correctivo con vistas a que los límites de la acción inmediata no se alcancen antes de la siguiente inspección.

Velocidad (en km/h)	Valor medio a pico (en mm) <i>AL</i>		Valor medio a pico (en mm) <i>IL</i>		Valor medio a pico (en mm) <i>LAL</i> (recordatorio)	
	Rango de longitud onda		Rango de longitud onda		Rango de longitud onda	
	<i>D1</i>	<i>D2</i>	<i>D1</i>	<i>D2</i>	<i>D1</i>	<i>D2</i>
$V \leq 80$	12 a 18	<i>N/A</i>	17 a 21	<i>N/A</i>	28	<i>N/A</i>
$80 < V \leq 120$	10 a 16	<i>N/A</i>	13 a 19	<i>N/A</i>	26	<i>N/A</i>
$120 < V \leq 160$	8 a 15	<i>N/A</i>	10 a 17	<i>N/A</i>	23	<i>N/A</i>
$160 < V \leq 230$	7 a 12	14 a 20	9 a 14	18 a 23	20	33
$230 < V \leq 300$	6 a 10	12 a 18	8 a 12	16 a 20	16	28

*Tabla 2 Nivel Longitudinal –AL & IL- Defectos aislados- Valor medio a pico. ( UNE-EN 13848-5+A1, 2011)*

**Limite de alerta (AL):** referido a los valores que, si se superan, requieren que las condiciones de la geometría de la vía se analicen y se tenga en cuenta en las operaciones de mantenimiento planificadas regularmente.

El valor medio de la *Tabla 2* se calcula sobre una longitud de por lo menos dos veces la longitud de onda más alta en el rango D1 o D2. En la práctica, el valor medio estará cercano a cero y por lo tanto se pueden utilizar los valores de cero a pico.

De todas estas tablas se pueden deducir los valores entre los que pueden oscilar los desplazamientos verticales.

Para una vía con velocidades por encima de 250 Km/h de Alta Velocidad:

Los límites de Alerta están entre 6 y 10 mm para longitudes de onda D1. Los valores de la desviación típica están entre 1,0 y 1,5 mm.

	Desviación típica (en mm)
Velocidad (en km/h)	<i>DI</i>
$V \leq 80$	2,3 a 3
$80 < V \leq 120$	1,8 a 2,7
$120 < V \leq 160$	1,4 a 2,4
$160 < V \leq 230$	1,2 a 1,9
$230 < V \leq 300$	1,0 a 1,5

Tabla 3 Nivel Longitudinal –AL- Desviación Típica. (UNE-EN 13848-5+A1, 2011)

La característica que determina la estabilidad de la geometría de la vía es la rigidez de las capas de la infraestructura de la vía cuya combinación depende su capacidad portante.

Si la capacidad portante y por lo tanto la rigidez de la subbase es demasiado baja, se reflejara con un incremento del mantenimiento limpieza del balasto y mayores niveles de trabajo.

Si la rigidez es demasiado alta (en caso de cemento consolidado), se reflejara con altas cargas por eje y a grandes velocidades se producirá desgaste del balasto y con ello la reducción de confort.

Se dan ejemplos de mantenimiento de la estabilidad y rehabilitación de vía en función de la rigidez en (UIC 719-R, 2006).

## **CAPITULO 3: METODOLOGÍA**

Las fuerzas dinámicas actuantes en las zonas de transición se analizan de forma numérica. Se ha realizado simulación numérica utilizando casos modificados, sacados del estado del arte y simulando nuevos casos. Se pretende modelizar los desplazamientos verticales y las tensiones generadas sobre el balasto (bajo las traviesas) y la vía en placa (bajo los apoyos) en las zonas de transición de vía en placa a vía en balasto. Se estudian las dos posibles direcciones del movimiento y varios tipos de vía en placa. Para lograr el objetivo se ha usado el programa de cálculo dinámico de elementos finitos DARTS. Este programa es un software de elementos finitos para el análisis de interacción vehículo-vía de forma dinámica. El software se ha desarrollado con éxito para numerosas aplicaciones ferroviarias tales como la optimización de vía en placa, (Markine et al. 2000, Markine et al. 2001) identificación de propiedades dinámicas de componentes (Markine et al 2003) así como para la evaluación de numerosas estructuras en vías de Alta Velocidad (Markine y Esveld, 2007). Algunos datos de partida para los cálculos como son rigideces  $K$  (KN/mm) y amortiguamientos  $C$  (KN s/m) han sido obtenidos de manera experimental debido a la complejidad de su cálculo analítico.

### **3.1 DARTS**

El diseño y el mantenimiento de estructuras ferroviarias como en cualquier otra estructura dependen fundamentalmente de la resistencia y la rigidez de sus elementos. Para predecir el comportamiento de la estructura y analizar las fuerzas y las deformaciones es decir se ha de llevar a cabo un análisis estructural. La precisión de este análisis depende de la precisión del modelo y de las cargas es decir de los inputs (Darts Report, 2005).

Las cargas en estos modelos se definen de forma estática para los modelos de viga o de manera dinámica. Estos modelos son sencillos en aras a su manejabilidad.

Con la presencia de programas de análisis estructural avanzado se pueden analizar modelos complicados de elementos finitos en 3D a veces incluso con propiedades no lineales, el problema es el gran coste computacional que se requiere.

A menudo esto es útil pues la mayoría de las estructuras tienen propiedades inciertas para la justificación de dicho análisis. Además para la preparación del modelo, la

inserción de datos y el análisis del mismo se requiere bastante tiempo para aplicaciones prácticas.

El programa DARTS se ha desarrollado para una vía con cimentación elástica. Las vías se pueden construir de varias formas, vía clásica con carriles sujetos a traviesas y balasto (la base elástica) o vía embebida con un soporte rígido de hormigón y un material de relleno que fija el carril.

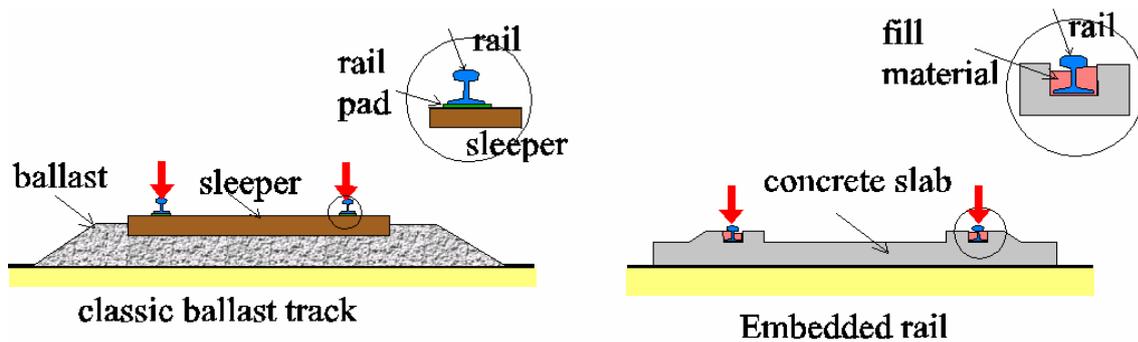


Figura 33 Esquemas de modelos de vía clásica o sobre balasto y vía en placa (Kok, 1998)

Las estructuras embebidas se modelan como una viga única en una cimentación elástica material de relleno. Si la placa soporte es flexible se puede modelar como un sistema de dos vigas o como tres con un material de relleno entre ellas.

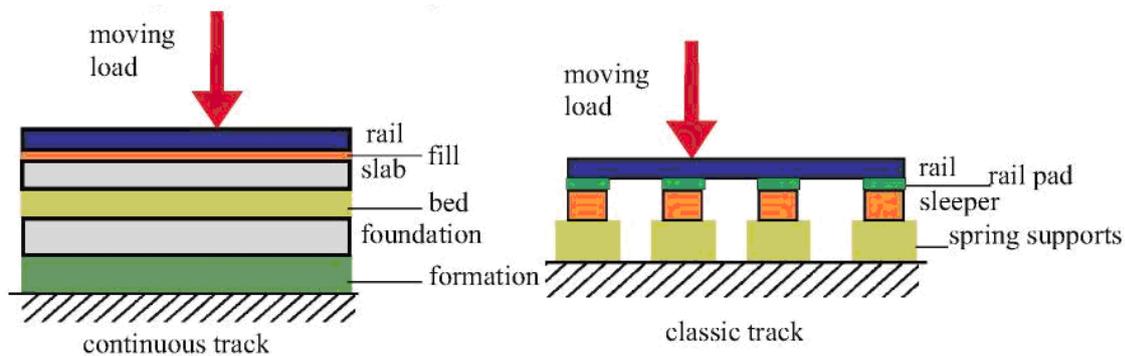


Figura 34 Modelización del programa de vía en placa y vía sobre balasto (Kok, 1998)

Estructuras embebidas de ferrocarril se pueden suponer apoyadas de manera continua sobre una cimentación elástica pero también sobre puntos discretos rígidos. Las condiciones de apoyo elástico pueden variar a lo largo de la dirección de vía

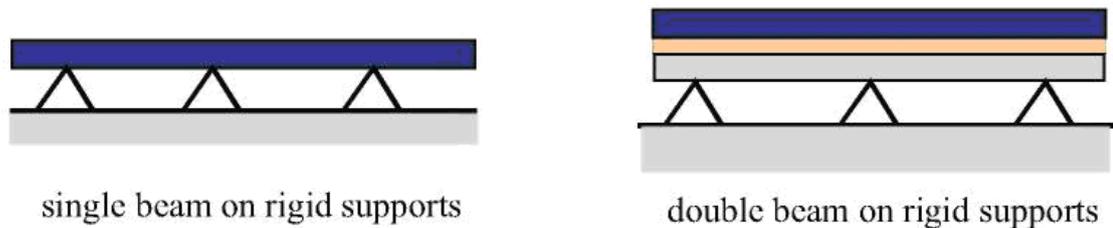


Figura 35 Esquemas de soportes estructurales manejados por el programa (Kok, 1998)

Las propiedades de rigidez de la cimentación elástica se modelan con teoría de Winkler o de Pasternak, las propiedades dinámicas se caracterizan por el amortiguamiento y las propiedades de inercia. La vía está formada por elementos rígidos (con propiedades de rigidez a flexión  $EI$ , sometidos a esfuerzos cortantes y flectores) algunos de estos son el carril, las traviesas las losas (en caso de vía en placa) y elementos suaves (muelles y amortiguadores) estos elementos son los pads, el balasto, las capas más blandas que conforman la estructura de la vía, ver referencia (Darts Report, 2005).

Cargas estáticas como el peso muerto, cargas estáticas puntuales, cargas estáticas distribuidas y cargas dinámicas se pueden introducir en esas estructuras.

El modelo consta de un tren moviéndose se puede realizar de dos maneras. La más simple se basa en una serie de cargas móviles moviéndose a través del carril. No se considera interacción entre tren y vía.

Una forma más precisa es un modelo de tren moviéndose a través de la estructura construida con masa muelles y amortiguadores. La interacción entre tren y estructura la causa la rugosidad de la superficie del carril.

La estructura se divide en una serie de segmentos donde estos constan de elementos de la estructura ferroviaria tales como carriles losas, pads. El tiempo de respuesta dependiente de las cargas se calcula mediante un proceso de integración que evalúa los desplazamientos a cada paso de tiempo. A partir de esto se calculan los esfuerzos y las fuerzas siguiendo comunes procedimientos de elementos finitos.

Los ficheros de salida en formato ASCII que se pueden utilizar como inputs para MATLAB. El MATLAB o EXCEL pueden ser usados para el postproceso de estos resultados. Es decir el tratamiento posterior de los resultados.

El programa genera series de resultados (aceleraciones, cargas, desplazamientos, etc.) en cada elemento de vía. Para cada elemento se obtienen un número de datos según la el intervalo temporal escogido previamente.

El postproceso consiste en el tratamiento posterior de los resultados obtenidos por el programa en cada elemento de vía. En función del estudio realizado (en la frecuencia o en el tiempo) se utiliza un postproceso u otro. En este estudio además se ha realizado un

tratamiento manual de los datos para generar nuevos gráficos no proporcionados por el ordenador.

simple models  
linear theory  
limited number of parameters

model analysis	SDOF	1-D beam models	2-D FEM models	3-D FEM models
linear statics				
dynamics				GTSTRUDL
nonlinear				ANSYS ABACUS
nonlinear + dynamics				DIANA

*design methods*  
*MATLAB*  
*DARTS*

complex models  
complex theories  
unknown material parameters

Figura 36 Esquema de campos de análisis del programa empleado en el estudio (Kok, 1998)

Un análisis en 3D de la interacción vía-vehículo teniendo en cuenta la flexibilidad de la vía puede ser computacionalmente alto. Para reducir este gran esfuerzo computacional los modelos numéricos desarrollados por el programa se restringen a 2 D (dirección vertical y longitudinal) y comportamiento lineal de los materiales. En la *Figura 37* se muestra un típico modelo de vehículo y vía convencional sobre balasto.

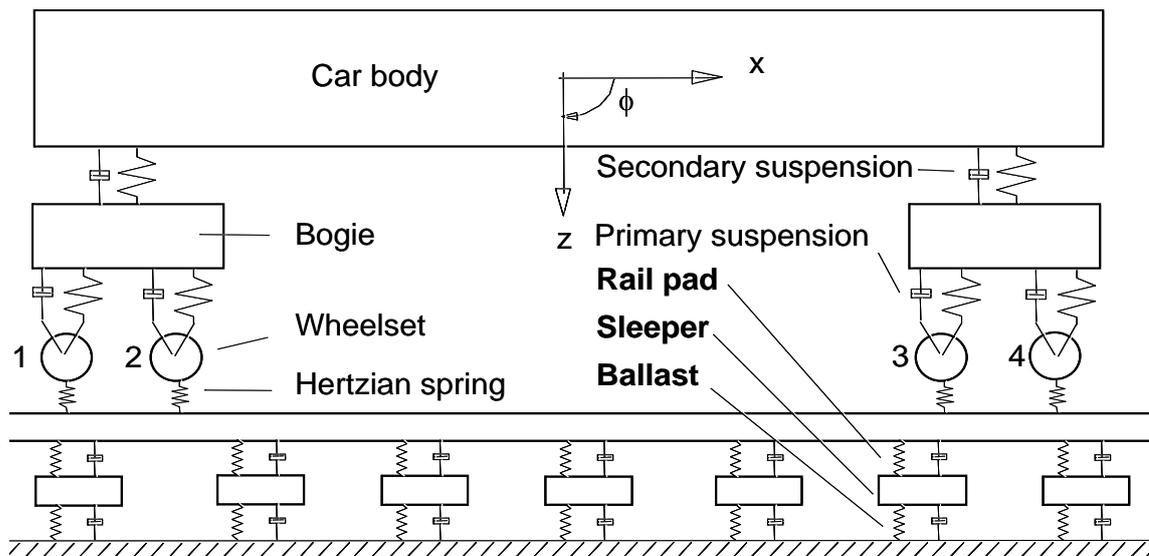


Figura 37 Modelo de vehículo de vía sobre vía clásica o en balasto (Sañudo et al. 2011).

La geometría vertical del carril se define como una función periódica o como un perfil de datos numéricos obtenidos de mediciones en campo. El análisis dinámico es llevado a cabo en el dominio del tiempo según el concepto del método de los desplazamientos (Kok, 1995, Zienkiewicz y Taylor, 1988).

### 3.2 MODELO DE VIA

La vía se divide en capas rígidas y capas suaves. En las capas rígidas tienen como misión redistribuir las cargas verticales mediante deformaciones de flexión y de cortante en la capa. Las capas rígidas son el carril, la placa y la cimentación. Para modelar las propiedades de las capas rígidas se usan elementos viga teniendo en cuenta la rigidez a flexión y la deformación a cortante siguiendo la teoría de las vigas de Timoshenko.

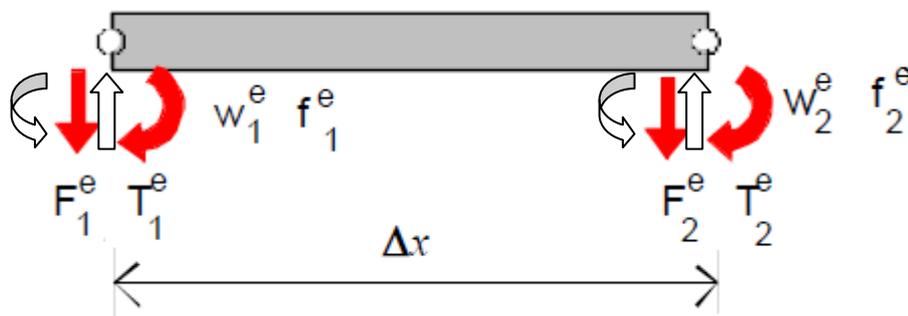


Figura 38 Desplazamientos y Fuerzas en nodos en un elemento viga (Kok, 1998)

Los desplazamientos en los nodos se recogen en un vector  $u$

$$u^{et} = [W_1^e \ \phi_1^e \ W_2^e \ \phi_2^e] \text{ con traslaciones } W_i^e \text{ y rotaciones } \phi_i^e$$

Las fuerzas en los nodos se recogen en un vector de carga  $f^{et}$  como sigue

$$f^{et} = [F_1^e \ T_1^e \ F_2^e \ T_2^e] \text{ con fuerzas de traslación } F_i^e \text{ y momentos } T_i^e$$

Según el método de los elementos finitos la matriz de rigidez se obtiene de la siguiente manera:  $f^{et} = K_{beam}^e \cdot u^{et}$  por lo tanto despejando la rigidez  $K_{beam}^e$  se obtiene la siguiente matriz

$$K_{beam}^e = \begin{bmatrix} \frac{\lambda}{\Delta x} & \frac{1}{2}\lambda & -\frac{\lambda}{\Delta x} & \frac{1}{2}\lambda \\ \frac{1}{2}\lambda & p & \frac{1}{2}\lambda & -q \\ -\frac{\lambda}{\Delta x} & -\frac{1}{2}\lambda & \frac{\lambda}{\Delta x} & -\frac{1}{2}\lambda \\ \frac{1}{2}\lambda & -q & -\frac{1}{2}\lambda & p \end{bmatrix}$$

donde:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{\Delta X^2}{12EI} + \frac{1}{GA_y}$$

$\Delta y$ = sección transversal de las fuerzas cortantes

$I$ = momento de inercia

$E$ = es el modulo de Young

$G$ = rigidez a torsión

$$P = \frac{EI}{\Delta X} + \frac{1}{4} \lambda \Delta X$$

$$q = \frac{EI}{\Delta X} - \frac{1}{4} \lambda \Delta X$$

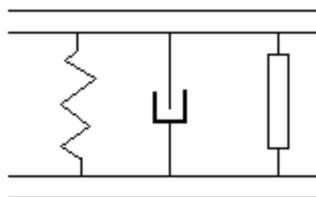


Figura 39 Propiedades capas blandas

Las propiedades de inercia se modelan a través de la inercia traslacional y la inercia rotacional. Se recogen en la matriz de masa  $M^e$ :

$$\mathbf{M}_{beam}^e = \frac{\rho A \Delta x}{(1 + \phi)^2} \begin{bmatrix} f_1 & f_3 & f_4 & -f_5 \\ f_3 & f_2 & f_5 & -f_6 \\ f_4 & f_5 & f_1 & -f_3 \\ -f_5 & -f_6 & -f_3 & f_2 \end{bmatrix}$$

Donde

$\rho$ =densidad

A= Área sección transversal

$$f_1 = \frac{13}{35} + \frac{7\phi}{10} + \frac{\phi^2}{3} + \frac{6R}{5}$$

$$f_2 = \Delta X^2 \left( \frac{1}{105} + \frac{\phi}{60} + \frac{\phi^2}{120} + R \left( \frac{2}{15} + \frac{\phi}{6} + \frac{\phi^2}{3} \right) \right)$$

$$f_3 = \Delta X \left( \frac{11}{210} + \frac{\phi}{120} + \frac{\phi^2}{24} + R \left( \frac{1}{10} - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$f_4 = \frac{9}{70} + \frac{3\phi^2}{10} - \frac{6R}{5}$$

$$f_5 = \Delta X \left( \frac{13}{420} + \frac{3\phi}{40} + \frac{\phi^2}{24} - R \left( \frac{1}{10} - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$f_6 = \Delta X^2 \left( \frac{1}{140} + \frac{\phi}{60} + \frac{\phi^2}{120} + R \left( \frac{1}{30} + \frac{\phi}{6} - \frac{\phi^2}{6} \right) \right)$$

$$R = \frac{1}{A \Delta X^2}$$

El amortiguamiento de las componentes rígidas es muy pequeño, no se imponen las propiedades de amortiguamiento directamente. A veces es necesario aplicar cierto amortiguamiento de estas componentes.

Las capas blandas poseen propiedades de amortiguamiento (3 tipos) y expresadas por la siguiente condición  $kW+cW'+mW''=f$ , la ecuación de movimiento.

Donde:

$k$ = la rigidez del muelle

$c$ = es el coeficiente de amortiguamiento

$m$ = densidad

Normalmente estos parámetros son dados por unidad de área o de superficie. Sin embargo para la capa de relleno estos parámetros son fijados de manera experimental y dados por unidad de longitud de estructura.

Numéricamente estos parámetros se procesan en elementos de corte constante y son introducidos entre las capas de flexión.

Considerando las propiedades secundarias de cortante de las capas blandas entonces se pueden hacer consideraciones adicionales:

$G^{soft} t \ll d G^{stiff} / h$  con este supuesto el desarrollo de las fuerzas normales no contribuye de forma significativa.

$E^{soft} \ll (h/d)^2 E^{stiff}$  con este supuesto el desarrollo del momento flector en la capa blanda no contribuye de forma significativa.

El cortante lateral genera dos esfuerzos:  $\sigma_{yz}$  generado por los desplazamientos  $\Delta W = w_2 - w_1$  y el esfuerzo  $\sigma_{xy}$  generado por el desplazamiento horizontal  $u_x$ .

La contribución del esfuerzo cortante  $\sigma_{yz}$  se tiene en cuenta mediante la rigidez del muelle  $K$ , la contribución de  $\sigma_{xy}$  todavía no es considerada. Esta contribución surge de la deformación tangencial  $\gamma_{xz}^{soft} = u_{xz} = (u_{x2} - u_{x1}) / a$ .

Los desplazamientos horizontales en función de las rotaciones  $\theta_1$  y  $\theta_2$

$$u_{x1} = (y_1 - y) \theta_1$$

$$u_{x1} = (y_2 - y) \theta_2$$

Para las capas a flexión se asume que la energía de deformación  $\Psi \ll \theta$  por lo que se puede poner:

$$\gamma_{xz}^{soft} = ((y_2 - y) \theta_2 / a) - ((y_1 - y) \theta_1 / a) \text{ o } \gamma_{xz}^{soft} = \alpha_1(y) w_{1,x} + \alpha_2(y) w_{2,x}$$

La tensión a cortante viene dada por  $\sigma_{xz} = G^{soft} \gamma_{xz}^{soft}$  y la contribución al esfuerzo de deformación viene dado por:

$$\iint_{sec-trans} G^{soft} \gamma_{xz}^{soft} \delta \gamma_{xz}^{soft} dA = G^{soft} [\delta w_{1,x} \quad \delta w_{2,x}] \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{12} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} w_{1,x} \\ w_{2,x} \end{pmatrix}$$

En relación a las propiedades de corte transversal, el promedio de deformación transversal de cortante  $\gamma_{xy}^{soft}$  de la capa blanda viene dado por:

$$\gamma_{xy}^{soft} = \frac{1}{2} \left( -\frac{h_1}{d} \theta_1 - \frac{h_2}{d} \theta_2 + w_{1,x} + w_{2,x} \right)$$

Y como  $\theta_1 \approx w_{1,x}$  y  $\theta_2 \approx w_{2,x}$  se puede escribir:

$$\gamma_{xz}^{soft} \approx c_1 w_{1,x} + c_2 w_{2,x}$$

La energía de deformación de los esfuerzos de cortante transversal ahora vienen dados por:

$$\iint_{sec-trans} G^{soft} \gamma_{xy}^{soft} \delta \gamma_{xy}^{soft} dA = G^{soft} A [\delta w_{1,x} \quad \delta w_{2,x}] \begin{bmatrix} c_1^2 & c_1 c_2 \\ c_1 c_2 & c_2^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} w_{1,x} \\ w_{2,x} \end{pmatrix}$$

Uniendo ambas contribuciones de cortante, las contribuciones secundarias a la energía de deformación del correspondiente esfuerzo de cortante transversal se pueden poner como

$$\gamma E^{soft} = [\delta w_{1,x} \quad \delta w_{2,x}] \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} w_{1,x} \\ w_{2,x} \end{pmatrix}$$

Donde

$$k_{11} = G^{soft} (a_{11} + c_1^2 A)$$

$$k_{12} = G^{soft} (a_{12} + c_1 c_2 A)$$

$$k_{22} = G^{soft} (a_{22} + c_2^2 A)$$

La construcción de estos parámetros es muy compleja por ello, estos han de ser obtenidos de manera experimental. Los parámetros dependen del material y de la geometría, por lo que las aproximaciones analíticas son dudosas.

Para la capa inferior, si esta es una capa blanda se asume que  $w_{2,x} = 0$  y  $\Delta w = w_1$  por lo tanto la energía de deformación ahora viene dada por:

$$\delta E^{soft} = \delta w_1 k w_1 + \delta w_{1,x} k_{11} w_{1,x}$$

Esta formulación lleva a la cimentación de Pasternak asumiendo  $k_{11} = 0$  conduce a la cimentación de Winkler.

La vía clásica o vía en balasto consiste en un armazón formado por carril y traviesas embebido en balasto. Los componentes de este tipo de vía son, carril, pads de apoyo, traviesas y balasto. El balasto se modeliza bajo la traviesa a través de muelles y las propiedades de las componentes más suaves a través de amortiguadores. De igual manera se realiza con los pads de apoyo. La rigidez y el amortiguamiento del pad de apoyo. Esta rigidez y amortiguamiento,  $K_{pad}$  y  $C_{pad}$  se distribuyen a través de los nodos correspondientes a la longitud  $\Delta X$  adoptada por cada elemento en el modelo. En el siguiente apartado se describe el modelo de vía clásica. Ver *Figura 41*.

### 3.3 CONDICIONES DE CONTORNO

Uno de los problemas numéricos es el modelado de grandes estructuras (tales como carril y vía) para un análisis dinámico es la turbulencia causada por las condiciones de contorno y las condiciones iniciales. Muchas de las perturbaciones iniciales son resueltas por la integración de la carga muerta en el primer paso de la integración. Las

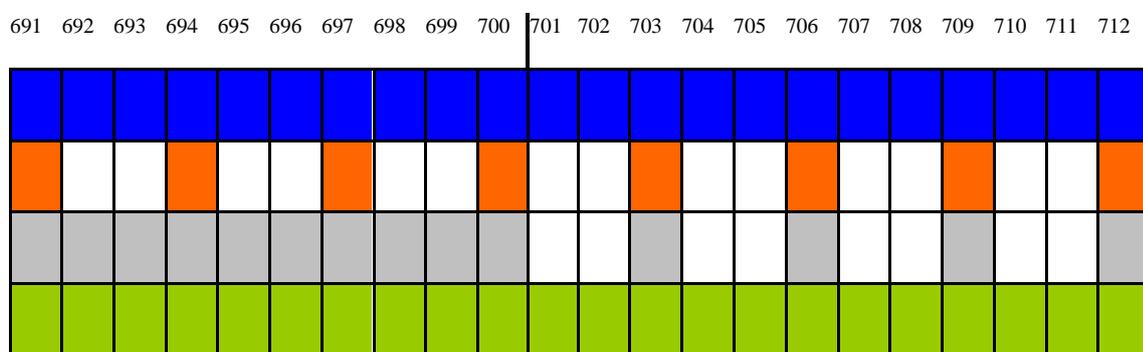
perturbaciones son resueltas de forma eficiente mediante la aplicación de condiciones de contorno cíclicas. La aplicación de las condiciones cíclicas de contorno se refiere a que las deformaciones al comienzo y al final del análisis de la vía son iguales. De hecho se repite la estructura y las mismas cargas.

Una segunda aplicación de condiciones de contorno cíclicas está asociado las cargas en movimiento, un sistema de cargas en movimiento cruza la estructura a analizar y reaparece al comienzo de la estructura. Según esto se pueden analizar estructuras muy largas hasta 10 veces el tamaño de la estructura con un modelo limitado.

El análisis de las transiciones de vía se ha llevado a cabo siguiendo dos tipos de configuraciones de vía en las que hay una gran variación de rigidez vertical:

- Vía en placa (estructuras modernas de hormigón)
- Vía en Balasto (estructura de vía convencional)

Primero se realiza un modelo sin transición ninguna, simplemente con el cambio brusco de vía en placa a vía en balasto. Se considera un primer análisis para comparar estos resultados con análisis posteriores. Se ha considerado el desplazamiento del tren en ambas direcciones de desplazamiento. En un primer análisis el tren viaja de vía en placa a vía sobre balasto, en un segundo caso el tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Los modelos en elementos finitos se muestran en parte en las siguientes *Figura 40* y *Figura 42*, respectivamente.



*Figura 40 Parte del Modelo numérico de transición de vía en placa a vía en balasto*

La modelización de la vía en placa es relativamente sencilla pues basta con la posición de capas rígidas con capas más suaves de forma que el carril y la losa serán las rígidas y entre ellas se dispondrán de capas más blandas, sujeciones y capa inferior a la losa.

Los componentes típicos de vía clásica o sobre balasto son traviesas sobre las que descansan las sujeciones y a su vez descansan sobre la cama de balasto. Modelizando este tipo de vía se modela el balasto bajo traviesa como un muelle soporte. Las propiedades de la componente menos rígida son definidas por la rigidez lateral y el amortiguamiento. Se tiene en cuenta que la rigidez y el amortiguamiento del pad juegan un papel muy importante en el comportamiento de la estructura.

La rigidez y el amortiguamiento del pad  $k_{pad}$  y  $c_{pad}$  se distribuyen sobre 4 elementos nodo con una longitud por elemento  $\Delta x$  igual que la del elemento carril. La diferencia entre la longitud real del elemento  $w$  y la longitud del elemento en el modelo  $\Delta x$  se tiene en cuenta a través de un factor de forma  $\lambda=w/\Delta x$ .

La matriz de rigidez  $K_{pad}$  viene dada por:

$$K_{pad} = k_{pad} \begin{bmatrix} \alpha_1 & -\alpha_1 & \alpha_2 & -\alpha_2 \\ -\alpha_1 & \alpha_1 & -\alpha_2 & \alpha_2 \\ \alpha_2 & -\alpha_2 & \alpha_1 & -\alpha_1 \\ -\alpha_2 & \alpha_2 & -\alpha_1 & \alpha_1 \end{bmatrix}$$

con  $\alpha_1 = 1/4 + \lambda^2/12$  y  $\alpha_2 = 1/4 - \lambda^2/12$

La matriz de amortiguamiento  $C_{pad}$  viene dada por  $C_{pad} = c_{pad} K_{pad} / k_{pad}$ .

La traviesa se modela como un cuerpo rígido. La masa ha sido distribuida sobre 2 elementos nodo con longitud  $\Delta x$  con la siguiente matriz de masa  $M_{sl}$ :

$$M_{sl} = M_s \begin{bmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 \\ \alpha_2 & \alpha_1 \end{bmatrix}$$

El apoyo de muelle se modela de igual manera que el pad de carril, solo los parámetros  $k_{pad}$  y  $c_{pad}$  son reemplazados por  $k_{spring}$  y  $c_{spring}$ .

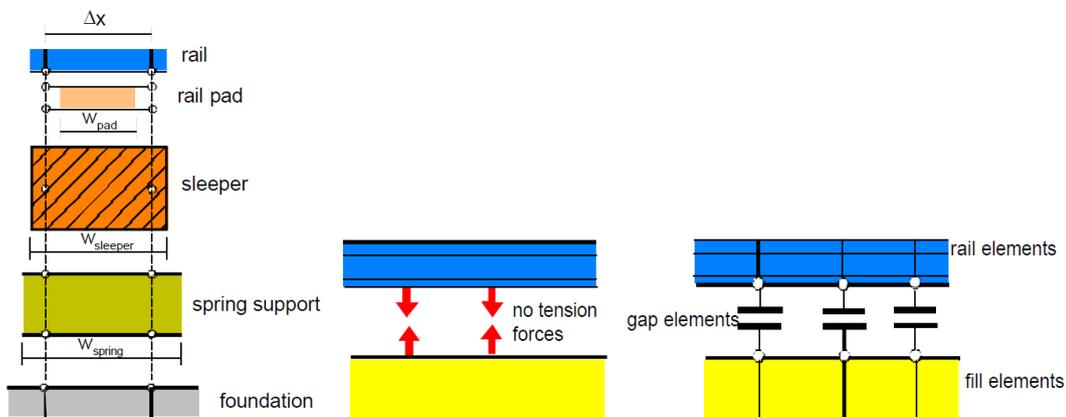


Figura 41 Elementos de la vía clásica o vía sobre balasto (Kok, 1998)

Se asume que la cara de contacto entre el carril y la capa de relleno es inexistente lo que significa que el contacto entre carril y balasto se desprecia, es lo llamado partes huecas.

El criterio de zonas huecas representa la condición de que las fuerzas de tensión entre carril y capa soporte son inexistentes.

Teniendo en cuenta la forma de modelado de uno y otro tipo de vía, se realiza un modelo compuesto por los dos tipos con el objetivo de estudiar la zona límite entre ambos.

La longitud de los elementos discretizados (carriles, traviesas y pads) en el modelo es igual a 0.2 m (un elemento de carril). En total se han usado 1332 elementos para la representación del carril por lo que la longitud total de vía es de 266.4 m. La longitud de los elementos en ambos casos se describe en las *Tabla 1* y *Tabla 2* según se vaya en una dirección o en otra.

ELEMENTOS DE VIA	TIPO DE VIA	CALCULO LONGITUD	LONGITUD
0-700	EN PLACA	700x 0.2	140 m
701-1332	EN BALASTO	632x0.2	126.4 m
<b>TOTAL</b>			266.4 m

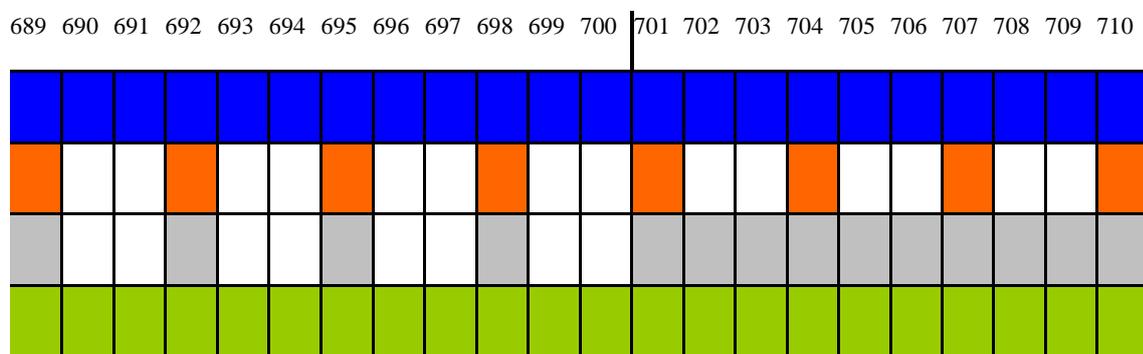
*Tabla 4 Detalles de los elementos del modelo de transición de vía en placa a vía en balasto.*

Estas configuraciones han sido usadas para todas las simulaciones. En estos modelos la transición se localiza en los elementos 700 y 701 (*Figura 40, Figura 42*). Aunque se ha considerado una zona de estudio de definida por 10 traviesas (10 pads) sobre vía en balasto (y apoyos sobre vía en placa) antes y después del punto que se ha considerado en la transición. Los resultados de la simulación numérica se recogen y se analizan:

- Elementos 643 a 760 en el caso de que el tren viaje de vía en placa a vía en balasto.
- Elementos 641 a 758 en caso de que el tren viaje de vía en balasto a vía en placa.
- 

ELEMENTOS DE VIA	TIPO DE VIA	CALCULO LONGITUD	LONGITUD
0-700	EN BALASTO	700x0.2	140 m
701-1332	EN PLACA	632x0.2	126.4 m
<b>TOTAL</b>			266.4 m

*Tabla 5 Detalle de los elementos del modelo de la transición de vía en balasto a vía en placa*



*Figura 42 Parte del Modelo numérico de transición de vía en balasto a vía en placa*

Los parámetros mecánicos del modelo vienen recogidos en la *Tabla 6*.

Se han de definir estructuralmente todos y cada uno de los elementos que conforman la vía, ya sea esta vía en placa o vía en balasto.

El programa utilizado permite analizar la vía en balasto por un lado y la vía en placa por otro, para realizar el análisis conjunto se ha de realizar una discretización más básica y genérica de cada elemento. A continuación se describe el proceso llevado a cabo para la discretización y caracterización de cada elemento que forma parte de la estructura de vía mixta en su longitud (vía en placa y vía en balasto) definida para el análisis de su comportamiento.

	CARRIL / UNIDADES	SUJECIONES DIRECTAS		PADS		LOSA		TRAVIESA		BALASTO		CAMA ELASTICA	
		K KN/m	C KNs/m	K KN/m	C KN-s/m	E KN/m	Poiss. coef.	E KN/m	Poiss. coef.	K KN/m	C KNs/m	K KN/m	C KNs/m
VIA EN PLACA	UIC 60	3E+05	40	-	-	4E+07	0,2	-	-	-	-	2E+07	200
VIA EN BALASTO	UIC 60	-	-	3E+05	40	-	-	4E+07	0.2	2E+05	80	-	-

*Tabla 6 Propiedades mecánicas de los modelos de vía usados como caso inicial o de referencia.*

### 3.4 CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS ELEMENTOS DE LA VIA USADOS EN LA SIMULACION

A continuación se definen las propiedades mecánicas de todos y cada uno de los elementos que conforman la vía en el modelo.

#### CARACTERÍSTICAS DEL CARRIL

Dentro de las propiedades del carril, se requieren las propiedades de sección  $A_x$ ,  $A_y$ ,  $I_{yy}$  así como el radio R de la cabeza del carril. Es necesario el radio R en la computación de la rigidez de Hertz. Además de las características geométricas se necesitan las características propias del material (acero) de que se componen los carriles.

Se usa la teoría de Hertz para el apoyo de la rueda contra el carril, según esta teoría, el contacto rueda carril puede ser asimilado a un rectángulo intersección entre dos cilindros, viene definido por los lados 2a y 2b cuyas medidas son:

$$a = 1,52 \sqrt{(QR/2bE)}$$

$$2b \approx 12-14$$

Donde  $a$ , viene dado en cm, es la carga en N,  $R$  es el radio de curvatura de la rueda en cm,  $2b$  es uno de los lados del rectángulo viene dado en mm y  $E$  es el modulo de elasticidad de la rueda en  $N/cm^2$ .

La rigidez de Hertz viene dada por (Esveld, 2001):

$$K_H = \sqrt[3]{(6PE^2 \sqrt{(R_{Rail} R_{wheel}) / 4(1-v^2)^2})}$$

Donde  $P$  es la fuerza del muelle de Hertz. Este valor es dependiente del tiempo, sin embargo se ha simplificado utilizando un valor estático constante.

La distribución de tensiones en la zona de contacto llanta carril tiene forma elíptica. El valor medio de la distribución de presiones en la zona de contacto  $q_m$  viene dado por:

$$q_m = 0,21 \sqrt{(2QE/b r)} \text{ en } N/cm^2$$

El carril utilizado es un carril UIC 60 cuyos datos utilizados son los siguientes:

$$AX=76.5600 \quad AY=34.4520 \quad I_{yy}=3055.00 \quad R=30.$$

Las constantes del carril a utilizar son:

$$E=2.1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2 \quad \nu=0.3 \quad \rho=7835 \text{ Ns}^2/\text{m}^4$$

Se puede introducir irregularidades en la superficie del carril mediante la función de forma considerada:

$$\Delta Z = A_0 + \sum_n B_n \sin 2n\pi x/L + \sum_n C_n \cos 2n\pi x/L \text{ donde } L \text{ la longitud de la estructura a analizar y } A_0, B_n, \text{ y } C_n \text{ son constantes a introducir.}$$

Habrán casos en los que se utilicen defectos superficiales de carril.

## CARACTERÍSTICAS DE LOS PADS BAJO CARRIL

Las características de las sujeciones utilizadas son parámetros obtenidos en la Universidad de Delft mediante la experimentación y dependen de la forma de la estructura, las características mecánicas de los pads de apoyo se dan en términos de rigideces y amortiguamientos ( $K$ ,  $C$ ). La rigidez y el amortiguamiento es el correspondiente a la sujeción completa. Por lo tanto para homogeneizar las mismas son definidas por unidad de longitud de la estructura. Para la sujeción se requieren las siguientes características:

Parámetros	Soft	Normal	Hard	EVA
K (KN/mm)	970	1420	2990	3032
C (KNs/m)	32	34	29	29

Tabla 7 Valores de Parámetros K y C (Esveld, 2001)

La rigidez de la misma, el valor del coeficiente de amortiguamiento de la misma, la densidad, las propiedades de rigidez a cortante.

Los valores se homogeneízan teniendo en cuenta la longitud 0,2 m de discretización:

$$K=K_f \cdot l \quad K_f = 300.000 \text{ KN/m} \quad (8)$$

$$C=C_f \cdot l \quad C_f = 40 \text{ KNs/m} \quad (9)$$

Los valores se han mantenido en ambas tipologías de vía.

## CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA Y CARACTERÍSTICAS DE LAS TRAVIESAS

Aquí se introducirán las propiedades de la losa (en la vía en placa). El programa requiere:

- El ancho de la losa, será constante o variable en función de la solución que se desee emplear. Es el ancho activo para la rigidez a flexión de la losa.
- La altura de la losa, es el canto o el espesor de la losa.
- Se requieren además las propiedades del material del que está formada, modulo de Young, coeficiente de poisson y densidad.

Para las propiedades de la traviesa, vía en balasto, los requerimientos son los mismos que para la losa de la vía en placa.

El ancho será el de la traviesa, la altura ahora altura de la traviesa y de la misma manera las características del material del que está formada.

Se ha considerado que el hormigón de las traviesas es el mismo material que el que compone la losa en la vía en placa, solo se ha variado la geometría.

La losa empleada posee unas características:  $E=40.000.000 \text{ KN/m}^2$ ,  $\nu= 0,2$  y  $\rho= 2400 \text{ Kg/m}^3$ .

Para las traviesas se ha utilizado una altura de 20,8 cm, un ancho de 20 cm y longitud variable de 2 a 6 m como se explicara en el capítulo correspondiente a los casos a analizar.

Para la losa de la zona en vía en placa, se supone continua de ancho constante 4 m y altura 40 cm.

## CARACTERÍSTICAS DEL BALASTO EN VÍA CONVENCIONAL Y EL MATERIAL ELÁSTICO BAJO LOSA EN VÍA EN PLACA

Para definir esta capa se requieren:

- El valor de la rigidez vertical de la capa
- El valor del coeficiente de amortiguamiento de la capa
- La densidad de la capa
- La rigidez a cortante de las capa
- Las características de la capa elástica (en balasto) o la capa elástica bajo la losa en la vía en placa se definen por unidad de área soporte. Estas propiedades son las mismas para todos los elementos.

Características del balasto utilizado en la zona de vía convencional:

$$K_f = 200.000 \text{ KN/m} \quad c_f = 80 \text{ KNs/m} \quad \text{den} = 0,5 \text{ KN/m}^3 \text{ (50 Kg/m}^3\text{)}$$

Características del material utilizado bajo la vía en placa

$$K_f = 25.000.000 \text{ KN/m} \quad c_f = 200 \text{ KNs/m} \quad \text{den} = 1 \text{ KN/m}^3 \text{ (100 Kg/m}^3\text{)}$$

## CARACTERÍSTICAS DE LA CAPA DE FORMA

Esta capa va bajo la capa de balasto (en vía en balasto) o bajo la capa elástica en la parte de vía en placa. Se define de forma similar a la capa Losa. Se requieren:

- El ancho activo de la capa, es decir el ancho para la rigidez a flexión de la capa.
- La altura o espesor de la capa.
- Las propiedades de esta capa definen al material del que está formada. El modulo de Young del material, el coeficiente de Poisson y su densidad.

Las características mecánicas de la capa utilizada en la simulación se dan a continuación:

Se han utilizado las siguientes características para esta capa:  $E= 857.000 \text{ N/m}^2$   $\nu= 0,2$  y  $\rho= 2500 \text{ Kg/m}^3$ .

El ancho utilizado es de 4m y la altura o espesor de la capa de 0,2 m.

## CARACTERÍSTICAS DE LA CAPA SUBBASE

Esta es la última capa que se puede introducir al programa. Aquí se ha de definir el valor del coeficiente de amortiguamiento de la capa, su densidad, la rigidez a cortante. Las características de la capa elástica (en balasto) o la capa elástica bajo la losa en la vía en placa se definen por unidad de área soporte.

Las características mecánicas usadas de la capa se corresponden a una subbase Q7 cuyos principales parámetros son:

$K_f = 250.000 \text{ KN/m}$   $c_f = 200 \text{ KNs/m}$   $\text{den} = 1 \text{ KN/m}^3$  (100  $\text{Kg/m}^3$ )

## 3.5 MODELO DE LAS CARGAS

Toda estructura puede estar sometida a la acción de dos tipologías de cargas. Atendiendo al tiempo de aplicación pueden ser:

- **Las cargas estáticas**, son aquellas que no cambian nunca su estado de reposo o lo hacen lentamente en el tiempo. En todos los casos son las que durante el tiempo que actúan están en estado de reposo, y por extensión también aquellas que tienen estado inercial despreciable, es decir que si bien varían en el tiempo lo hacen en forma muy lenta. Por ejemplo el peso propio de los materiales de una estructura, etc.
- **Las cargas dinámicas**, son las que varían rápidamente en el tiempo. En todos los casos son las que durante el tiempo que actúan están en estado de movimiento (inercial) considerable. Según como sea la dirección del movimiento podemos clasificarlas en:
  - **Móviles:** son aquellas en las cuales la dirección del movimiento es perpendicular a la dirección en que se produce la carga. Ejemplos: desplazamiento de un vehículo; desplazamiento de una grúa móvil sobre sus rieles; desplazamiento de un tren sobre carriles en vía.

- **De Impacto:** son aquellas en las cuales la dirección del movimiento es coincidente con la dirección en que se produce la carga. Se caracterizan por un tiempo de aplicación muy breve (instantánea). Por ejemplo cargas de este tipo son: el choque de un vehículo; movimiento sísmico; publico saltando sobre gradas en estadios deportivos; acción de frenado (sobre toperas en estación terminal de trenes)

Clasificando estas cargas según su ubicación en el espacio pueden ser:

- **Concentradas o Puntuales:** Son las que actúan sobre una superficie muy reducida con respecto a la total. Por ejemplo la carga de una rueda aislada sobre un carril.
- **Distribuidas:** Son las que actúan sin solución de continuidad a lo largo de todo el elemento estructural o parte de él. A la vez se dividen en uniformemente distribuidas y distribuidas no uniformes:
  - **Uniformemente distribuidas:** son aquellas que mantienen un mismo valor en toda su expansión. Ejemplos de ellas son el peso propio de una losa, la presión de agua sobre el fondo de un depósito, etc.
  - **No uniformemente distribuidas:** son aquellas en las que varía su valor en los distintos puntos de su extensión. Ejemplos de ellas son la acción del viento, una pared de altura variable, o la presión en la pared de un tanque, el empuje activo y pasivo en muros, etc.

La acción dinámica resulta de la interacción entre carga y estructura. La carga varia con el tiempo y la forma en la que actúa determina el carácter de la carga. Se puede distinguir entre cargas periódicas, cargas de impacto y cargas estocásticas. Las estructuras se caracterizan por su función de respuesta en frecuencia gobernada por la masa, la amortiguación y la rigidez. Estos parámetros determinan las frecuencias naturales o de vibración de la estructura. Si las cargas contienen componentes de frecuencia que corresponden con las frecuencias naturales de la estructura, ocurrirán amplificaciones de frecuencia larga es decir en otras palabras se produce la resonancia (Esveld, 2001).

El software DARTS (modelo de interacción dinámica avanzado) proporciona varias formas de cargar el modelo. Entre las más importantes se establecen dos formas:

- Peso Propio
- Usar cargas variables dependientes del tiempo definida por su historia temporal.
- Usar cargas móviles:

- En una primera forma es utilizar cargas móviles separadas una cierta distancia.
- Otra opción es introducir un vehículo ferroviario (locomotora más coches) de forma que se puede simular un convoy por completo.

En el estudio se optado por esta segunda opción. De esta manera se introducen los efectos que producen los bogés próximos al punto estudiado. Se simulan todas las características mecánicas del tren completo o locomotora.

Una carga específica dependiente del tiempo es la carga de impulso. Básicamente el impulso es el resultado de la integración de una carga en el tiempo  $P = \int F(t) dt$ . Para aplicar una carga impulso se ha de definir un periodo de tiempo corto, asociado con una carga dependiente del tiempo o se puede aplicar directamente una carga de impulso

Los comandos de análisis dinámico evalúan las deformaciones y los esfuerzos para la estructura bajo cargas aplicadas. Debido a la gravedad hay que tener en cuenta el peso propio de las cargas como contribución a la carga estática. Las deformaciones debido al peso muerto no se requieren en este análisis, solo la contribución de las cargas dependientes del tiempo.

El programa solo muestra las deformaciones dinámicas. Sin embargo las fuerzas y los esfuerzos son suficientemente importantes como para ser tenidos en cuenta y ser mostrados en los resultados. Los resultados finales son los combinados de esfuerzos debidos a cargas de peso muerto (propio) y las cargas dinámicas dependientes del tiempo.

Un caso más complicado es la deformación de un tren o vehículo en movimiento. La deformación debido a la carga por peso propio del vehículo y de la vía se considera independientes una de otra, ambas se resuelven al comienzo del proceso de integración. Para este análisis el tren es soportado por los ejes de la rueda e ignora los muelles de Hertz. Para este análisis se cogen las reacciones en cada rueda  $P$  que serán tenidas en cuenta para el cálculo de la rigidez de Hertz, Las deformaciones dinámicas del vehículo son tenidas en cuenta con respecto a esta deformada inicial.

Una manera común (aunque no la mejor) de definir el modelado de un tren en movimiento, es definir una serie de cargas en movimiento desplazándose sobre la vía.

Las cargas móviles cruzan en un intervalo espacio-tiempo de longitud  $\Delta x$  y tiempo  $\Delta t$ . Para que la carga móvil no omita ningún elemento de vía el programa requiere que los pasos de tiempo sean tales que cumplan la condición  $c \Delta t \leq \Delta x$ . Por lo tanto se puede determinar el intervalo de medida sin más que despejar  $\Delta t$  de la desigualdad anterior.

$$\Delta t \leq \Delta x / c$$

Para la simulación llevada a cabo se ha elegido una longitud de elemento de 0,2 m y dos velocidades de simulación de 70 y 90 m/s. Por lo tanto  $\Delta t$  será:

- $\Delta t_1 \leq \Delta x / c_1$  si  $\Delta t_1 \leq 0,2/70$ ,  $\Delta t_1 \leq 0,0028$ ,

- $\Delta t_2 \leq \Delta x/c_2$  si  $\Delta t_2 \leq 0,2/90$ ,  $\Delta t_2 \leq 0,0022$  ,

Se elige un  $\Delta t$  que cumpla las dos restricciones  $\Delta t \leq \Delta t_2$  y  $\Delta t \leq \Delta t_1$  es decir finalmente se decide adoptar como valor de  $\Delta t = 0,002$  segundos.

Para determinar la frecuencia de vibración en las condiciones anteriores del sistema se obtiene:

La fórmula de la frecuencia en función del periodo  $f=1/T$ , conociendo el paso de tiempo empleado de  $t=0,002$  s como la función  $f(A,f)$  siendo  $A$  la amplitud y  $f$  la frecuencia, es imaginaria y simétrica con respecto al origen de coordenadas  $f=1/2T$  por lo tanto  $f=1/2(0,002)=250$  Hz. Conforme a la clasificación según los umbrales de frecuencias y modos de vibración en referencia (De Man, 2002) se puede consultar la siguiente *Tabla 8*.

Según la *Tabla 8* los criterios de comportamiento a bajas frecuencias vienen determinados por la percepción humana de no confort o por el daño estructural debido a las vibraciones.

Por otro lado la sensibilidad de vía para las vibraciones de media y alta frecuencia es inducida por los componentes de la superestructura, traviesas, placas de asiento pads de apoyo, suelas bajo traviesa, balasto carril embebido en la media frecuencia y sujeciones, pads bajo carril y carriles en el rango de las altas frecuencias aunque hay varias combinaciones posibles que pueden influenciar en esta división aproximada.

Por lo tanto conociendo las frecuencias de vibración se pueden determinar así los umbrales de afección a la vía y al material móvil.

De esta manera con valores de frecuencia de 250 Hz corresponde a un rango medio de frecuencias, por lo que los daños se centran en la superestructura y en las llantas de los vehículos.

Un tren en movimiento genera una carga aplicada en función de la rugosidad superficial del carril. Mediante esta rigidez la distancia entre el eje de la rueda y la superficie del carril cambia y la llamada rigidez de Hertz se aplica a la carga en el eje de la rueda y en la superficie del carril.

La forma de la carga es ahora directamente dependiente de la forma de la superficie del carril.

Rango de Frecuencias	Bajo	Medio	Alto
Umbrales	0-40 Hz	40-400 Hz	400-1500 Hz
Parte de la vía	subestructura	Superestructura excluyendo el carril	carril
<b>Percepción humana y falta de confort</b>			
Áreas locales, residenciales	Vibraciones y ruido de contacto (edificios)	Sonido/ruido radiado	Sonido/ruido radiado
Pasajeros	Vibraciones y ruido de contacto (vehículo)	Sonido/ruido radiado	Sonido/ruido radiado
<b>Daños estructurales</b>			
Vía	Daño en la subestructura e ingeniería estructural	Daño en la superestructura	Daño en los carriles
Vehículos	Daño en coches, bogíes, ejes y ruedas	Daños en las llantas	Daños en llantas
<b>Origen de la carga aplicada</b>			
Ruedas	Mínima	Geometría superficie: Longitudes de onda corta $\lambda < 0.5$ m a $v=20$ m/s $\lambda < 2.0$ m a $v=80$ m/s	Geometría, superficie y rugosidad $\lambda < 0.05$ m a $v=20$ m/s $\lambda < 0.20$ m a $v=80$ m/s
Carriles y Vía	Geometría : Longitudes de onda larga $\lambda > 0.5$ m a $v=20$ m/s $\lambda > 2.0$ m at $v=80$ m/s	Como anteriormente, pero no necesariamente repetitiva.	Como anteriormente, pero no necesariamente repetitiva.

Tabla 8 Valores de Umbrales de frecuencia para percepción humana de falta de confort y daños estructurales según el origen de la carga (De Man, 2002)

Debido a la rugosidad  $\Delta z$  de la superficie del carril el muelle de Hertz se elonga o se acorta. Las fuerzas asociadas a este muelle de Hertz actúan sobre los ejes de las ruedas y la superficie del carril y vienen dadas por:

- $F_{\text{rail}} = -k_H \Delta z$
- $F_{\text{whee}} = k_H \Delta z$

La estructura con una carga móvil es usualmente definida con condiciones cíclicas de contorno. La continuación de la superficie de carril a través de las condiciones de

contorno tal y como se definen en el programa se realizan reflejando la superficie precedente. De esta forma no hay discontinuidades cuando el tren atraviesa un contorno.

### 3.6 MODELO DE VEHICULO.VEHICULOS UTILIZADOS EN EL ANALISIS NUMERICO

Como se ha visto anteriormente en el modelo de vía, las propiedades dinámicas se caracterizan en cada elemento a través de las rigideces dinámicas el amortiguamiento y las propiedades de inercia de cada elemento.

Para realizar la modelización del vehículo se utiliza el modelo de 3 masas (Rueda-Bogíe-Coche). Con este modelo se pueden realizar cálculos numéricos de simulación dinámica. Se ha optado por un modelo de tres masas. El modelo ofrece resultados suficientemente precisos. Requiere menor gasto computacional que otros modelos más elaborados y los resultados son similares (Melis, 2008).

Las ecuaciones diferenciales del movimiento dinámico de tres masas vibrantes:

$$m X (t)'' + b X (t)' + k X (t) + \xi = F (t)$$

La resolución de este sistema se realiza mediante integración numérica

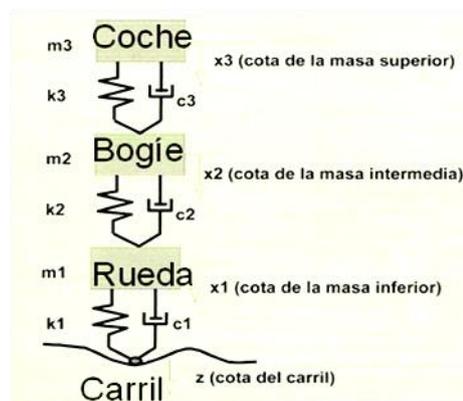


Figura 43 Modelo de vehículo (Sistema de tres masas) (Melis, 2008)

Las ecuaciones diferenciales del coche (masa suspendida) son:

$$F_3 = -m_3 X_3''$$

$$F_3 = C_3(X_3' - X_2') + K_3(X_3 - X_2)$$

$$m_3 X_3'' + C_3(X_3' - X_2') + K_3(X_3 - X_2) = 0$$

$$X_3'' = (-C_3 X_3' + C_3 X_2' - K_3 X_3 + K_3 X_2) / m_3$$

El sistema de ecuaciones diferenciales del Bogíe (masa semisuspendida) es:

$$m_2 X_2'' = F_3 - F_2$$

$$F_2 = C_2(X'_2 - X'_1) + K_2(X_2 - X_1)$$

$$m_2 X_2'' - C_3(X'_3 - X'_2) - K_3(X_3 - X_2) + C_2(X'_2 - X'_1) + K_2(X_2 - X_1) = 0$$

$$X_2'' = (C_3 X_3' - (C_3 + C_2) X_2' + C_2 X_1' + K_3 X_3 - (K_3 + K_2) X_2 + K_2 X_1) / m_2$$

El sistema de ecuaciones diferenciales de la rueda (llanta), (masa no suspendida) es:

$$m_1 X_1'' = F_2 - F_1$$

$$m_2 X_2'' + m_1 X_1'' + C_1(X'_1 - Z') + K_1(X_1 - Z) = 0$$

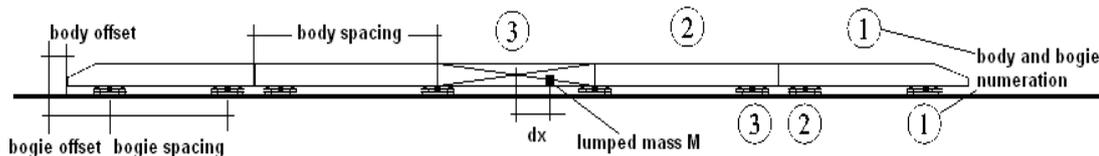
$$X_1'' = (C_2 X_2' - (C_1 + C_2) X_1' + K_2 X_2 - (K_1 + K_2) X_1 - (C_1 Z') X_2 + K_1 Z) / m_2$$

La solución a este sistema de ecuaciones diferenciales se obtiene mediante integración numérica. Diferencias finitas. La relación entre el sistema de ecuaciones del vehículo y las ecuaciones de la vía se acoplan a través de la teoría de contacto de Hertz (*Figura 37*).

Tras proponer varias soluciones al problema de las transiciones de vía en placa a vía en balasto y viceversa se optó por las mejores entendiendo estas como las mejores en términos de asientos y tensiones sobre los elementos soporte de la vía.

El programa permite cualquier configuración de vehículo. Para realizar el análisis numérico se han utilizado los siguientes vehículos ferroviarios:

- Cabeza Tractora de THALYS (Locomotora).
- Tren de Alta Velocidad ICE3
- Tren de Alta Velocidad THALYS



*Figura 44 Representación de los principales parámetros que definen las composiciones de trenes usadas en la simulación.*

Las características de cada uno de los vehículos ferroviarios nombrados se describen en la *Tabla 9*.



*Figura 45 Cabeza tractora de THALYS usada en la simulación.*



*Figura 46 Tren ICE 3 "ice3m1" en la simulación.*



Figura 47 Tren “thalys1” en la simulación.

Como puede apreciarse en las características presentadas de cada tipo de tren, es el número de vehículos que lo componen. En el caso de la locomotora está formada por un solo vehículo.

En el caso de los trenes de Alta Velocidad estos se componen de dos cabezas tractoras y tres coches de forma que son cinco vehículos a considerar. El programa permite la modelización de otros tipos de vehículos. Los vehículos se modelizan usando sistemas de masas, muelles y amortiguadores.

Las simulaciones iniciales se han llevado a cabo con una locomotora cuya carga por rueda es de 82.5 KN viajando a una velocidad de 70 m/s (252 Km/h) y de 90 m/s (324 Km/h).

Inicialmente se utilizó la cabeza tractora del Thalys y se analizaron los resultados.

Tras obtener una serie de soluciones se desarrollan todas ellas bajo la acción del paso de la locomotora. Una vez obtenidos los mejores resultados se comparan estos con el resto de trenes.

Las características de los vehículos se resumen en la *Tabla 9*.

General	Cabeza tractora Thalys	Composicion Ice 3			Composicion Thalys				
Body Spacing (m)	22	24.775, 24.775, 24.775, 24.775, 24.775			22.15, 21.85, 18.7, 21.85, 22.5				
Bogie Spacing (m)	14	17.38, 7.4, 17.38, 7.4, 17.38, 7.4, 17.38, 7.4, 17.38			14, 6.3, 18.7, 18.7, 18.7 6.3, 14.7				
offset (m)	4	3.7			5				
<b>Body properties</b>									
Type	1	1	2	3	1	2	3	4	5
K1 (KN/m)	600	300	300	300	600	600	300	300	600
K2 (KN/m)					300		600		
C1 (KN s/m)	48	24	24	24	2	2		1	2
C2 (KN s/m)						1		2	
m (KN)	54.1504	48.642	48.642	48.642	47.973	32.675	27.114	32.675	47.973
Front (m)	1	1	-	-	2	-	-	-	-
Back (m)	1		-	1			-	-	2
lumped masas (KN)					6.3543	8.065		8.065	6.3543
dx (m)					-7.925	7.775		-7.775	7.925
<b>Bogie properties</b>									
Type	1	1			1				
K (KN/m)	1150	400			1150				
C (KNs/m)	15	5			2.5				
mb (KN)	2.799	3.625			2.791				
mw (KN)	1.0315	1.0135			1.0135				
r (m)	0.42	0.42			0.42				
dw (m)	3	2.5			3				
<b>Define Train</b>		body 1	type 1	inc 1	body 1	type 1	inc 1		
		body 2	type 2	inc 3	body 2	type 2	inc 3		
		body 3	type 2	inc 5	body 3	type 2	inc 4		
		body 4	type 2	inc 7	body 4	type 4	inc 5		
		body 5	type 3	inc 9	body 5	type 5	inc 7		

Tabla 9 Características de los trenes usados en la simulación

Los parámetros de la *Tabla 9* se pueden ver en la *Figura 44* y resumen a continuación las unidades son KN y m:

Se presentan unas propiedades generales para los vehículos y los bogies.

Body Spacing (m) = Longitud de cada vehículo, locomotora y coches.

Bogie Spacing (m) = Distancia entre ejes de Bogies.

Offset (m) = Distancia a la referencia origen en la definición del vehículo.

A continuación se presentan las propiedades específicas para los coches y las cabezas tractoras:

K1 (KN/m), C1 (KNs/m): Son las rigideces y amortiguamientos de la suspensión secundaria del bogie 1 por vehículo.

K2 (KN/m), C2 (KNs/m): Son las rigideces y amortiguamientos de la suspensión secundaria del bogie 2 por vehículo.

$m$  (KN)= masas de los vehículos, cabezas tractoras y coches

Lumped masas= masa agrupadas distanciadas un  $dx$  respecto del centro geométrico del coche. Para equilibrar los coches se introducen masas agrupadas para dar mas estabilidad al conjunto.

Las propiedades de los Bogíes:

$K$  (KN/m),  $C$ (KNs/m): Son las rigideces de la suspensión primaria.

$m_b$  (KN) = Masa del bogíe.

$m_w$  (KN) = Masa de la rueda.

$r$  (m) = es el radio de la rueda.

$dw$  (m) = distancia entre ejes de ruedas dentro del bogíe.

Por último se define el tren, las cabezas tractoras de forma individual o la composición de estas mas los coches.

Los trenes y las composiciones se van formando con todos estos parámetros.



# CAPITULO 4: APLICACIÓN PRÁCTICA

En este apartado se comentan los casos estudiados, analizando el efecto de diferentes respuestas para varias soluciones propuestas en las zonas de transición.

Se plantea un caso inicial que se toma como referencia para ser comparado con los resultados obtenidos de las simulaciones de las diferentes soluciones. También se realizan comparaciones entre los distintos resultados para ver la relación entre soluciones planteadas y escoger la mejor.

En una primera aproximación se llevara a cabo la simulación de 15 casos de estudio. Posteriormente se realiza un aumento de la longitud de estudio en la zona del balasto donde se centrara mas el estudio al considerarse esta parte de la estructura conjunta (vía en placa mas vía en balasto) como la parte más vulnerable a las cargas y a los asientos.

Posteriormente para hacer un análisis con mayor detalle, se discretiza a la mitad el elemento de vía a 0,1 m y se separan las traviesas en la zona a 0,7 m, realizando el análisis de los casos más característicos obtenidos del estudio anterior.

## 4.1 CASOS DE ESTUDIO

Por último se realizan unas simulaciones con trenes de Alta velocidad usando las mejores soluciones para la estructura de vía obtenidas y se verá su influencia.

- **CASO 1.** Escenario base, caso inicial. Se plantea una estructura de vía en placa y vía sobre balasto sin ningún tipo de solución en su transición.
- **CASO 2.** Carril Doble. Aquí se añade un doble carril en la zona del balasto y en la zona de la vía en placa. El carril es UIC 60.
- **CASO 3.** Variación gradual en la longitud de traviesas. La longitud de las traviesas varía desde el ancho de la vía en placa al ancho normal de traviesa. Las traviesas son de hormigón.
- **CASO 4.** Carril doble y Longitud gradual de traviesas. En este caso se unen las soluciones anteriores de los casos 2 y 3.
- **CASO 5.** Traviesas más ligeras. Se utilizan traviesas con menor densidad, más ligeras.

- **CASO 6.** Traviesas extralargas. En este caso el ancho de traviesa varía desde una longitud mayor que el ancho de la losa en la vía en placa y acaba con una longitud normal de traviesa.
- **CASO 7.** Doble carril y traviesas extralargas. En este caso se unen los casos 2 y 6. Se añade al caso anterior el carril doble en ambos tipos de vía durante una longitud considerada.
- **CASO 8.** Influencia de la velocidad. En este caso se incrementa la velocidad de estudio sobre el caso anterior y se estudia su efecto sobre la estructura.
- **CASO 9.** Influencia de los defectos superficiales. Sobre el caso anterior se añaden defectos superficiales al carril (en cabeza) y se analizan los resultados.
- **CASO 10.** Se añaden capas de infraestructura capa de forma, subbase y se analizan los resultados. No se realiza cuña de transición.
- **CASO 11.** Carril embebido. Se lleva a cabo un modelo de transición, ahora la vía en placa es con carril embebido. Este caso es el caso de referencia con carril embebido.
- **CASO 12.** Estudio de la influencia de la velocidad. Para ver la influencia que tiene la velocidad, se aumenta la velocidad en el caso inicial (caso1).
- **CASO 13.** Influencia de las capas de la infraestructura. En esta caso se tienen en cuenta las capas de la infraestructura sobre el caso inicial (caso1) o de referencia.
- **CASO 14.** Influencia de los defectos superficiales de carril. De nuevo se estudian los defectos superficiales de carril sobre el caso1.
- **CASO 15.** Uso del carril embebido. Aquí se plantea la solución (caso7) pero con una superestructura en carril embebido.

De esta manera se pueden realizar comparaciones con el caso inicial o de referencia y entre distintos casos.

Después de este breve resumen de todos los casos se presenta a continuación una descripción más detallada de cada caso.

## **CASO 1. ESCENARIO BASE**

Se parte de un caso de referencia o caso inicial donde no se aplica ninguna medida correctiva a la transición entre vía en placa y vía en balasto y viceversa. La transición que se produce es brusca al cambiar drásticamente los valores de rigideces de ambas zonas. A continuación en las ilustraciones siguientes se presentan unos esquemas simulados por el programa.

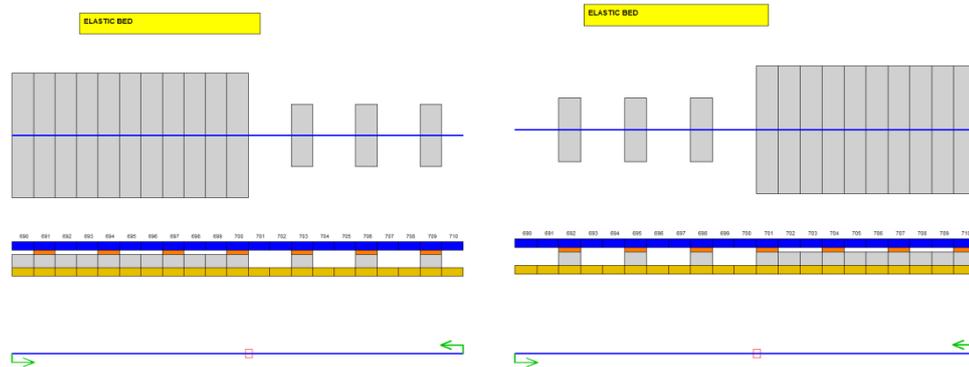


Figura 48 Caso inicial direcciones de circulación



Figura 49 Ejemplo caso inicial. Tramo de Alta Velocidad Madrid-Valencia.

En la última fotografía se puede observar un caso real en una línea de alta velocidad, en este caso se está cerca de una estación por lo que no se adoptan medidas especiales en este cambio de rigideces, el tren tiene que frenar y reducir su velocidad.

## CASO 2: CARRIL DOBLE

Una de las soluciones actualmente usadas es proporcionar resistencia al conjunto de la vía en las zonas próximas a la transición tanto en el lado del balasto como en el lado de la vía en placa. Esta solución consiste en colocar un carril adicional cuya única función es arriistrar el mallado de vía que forma el carril y las traviesas y proporcionar una

mallla más resistente. La solución consiste en colocar 20 m de carril en total 15 m se colocan en la zona del balasto y 5 m se colocan en la zona de la vía en placa sobre la losa de hormigón. Para simularlo en el programa se ha creado un carril con inercia doble en una longitud de 15 m en vía en balasto y 5 m en vía en placa. El esquema es igual que el caso anterior.

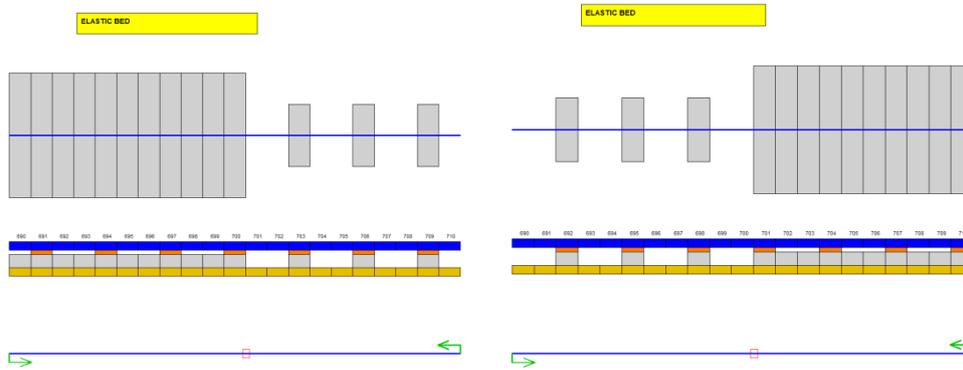


Figura 50 Ejemplo caso 2. Ambas direcciones de circulación

### CASO 3: TRAVIESAS DE LONGITUD VARIABLE

ELEMENTOS				
TIPO	NUMERO BALASTO-PLACA	NUMERO PLACA-BALASTO	LONGITUD (Dirección Transversal) [m]	ESPESOR [m]
PLACA	700-1332	1-700	4.0	0.400
TRAVIESAS	688-699	701-713	4.0	0.208
TRAVIESAS	676-687	714-725	3.5	0.208
TRAVIESAS	664-675	726-737	3.0	0.208
TRAVIESAS	652-663	738-749	2.5	0.208
TRAVIESAS	1-651	750-1332	2.0	0.208

Tabla 10 Variación de longitud de traviesas de longitud variable elegidas para el modelo.

En esta solución se diseñan traviesas de longitud variable en la zona del balasto desde el ancho de la placa 4m hasta el ancho de las traviesas normales. Se parte de 4 m y se llega a 2m. La partición es de 4 traviesas de 4 m, 4 traviesas de 3,5 m ,4 traviesas de 3 m, 4 traviesas de 2,5 m y luego continúan las traviesas de la vía simple. Se resumen en la Tabla 10. La mejora se realiza en 10.2 m en la zona del balasto.

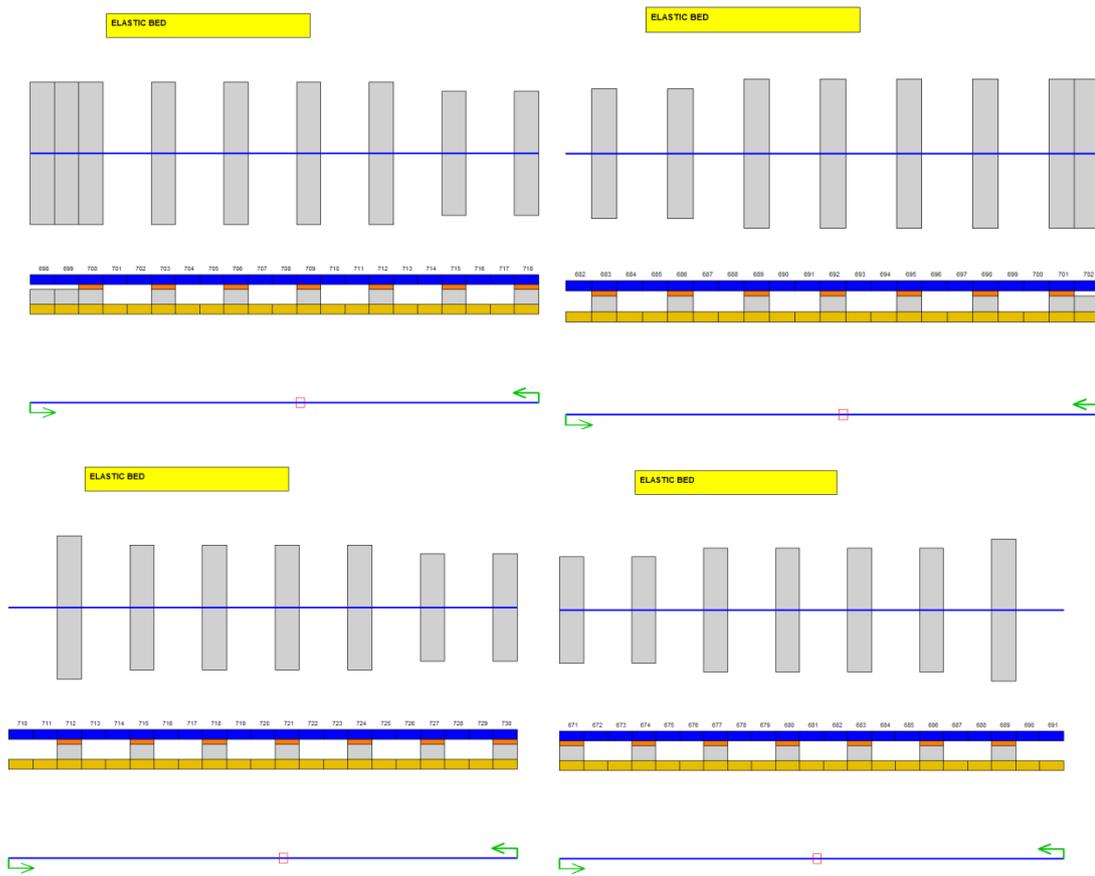


Figura 51 Ejemplo caso 3. Ambas direcciones de circulación

#### CASO 4: TODOS LOS CASOS AGRUPADOS (LONGITUD VARIABLE + CARRIL DOBLE)

En esta solución se usan los casos anteriores agrupados y se estudia cómo afecta a la transición este nuevo cambio. Lo que se hace es añadir al carril doble la solución de traviesas de longitud variable. La mejora está acotada a la longitud menor de las dos soluciones anteriores en este caso a la longitud de 12 traviesas. Es decir la intersección entre la mejora con el doble carril (5m en vía en placa y 15 m en vía sobre balasto) y la longitud de las traviesas de longitud variable (10.2 m en vía sobre balasto) por lo que se mejora en 10.2 m en vía sobre balasto. Se representa un esquema en la *Figura 52*.

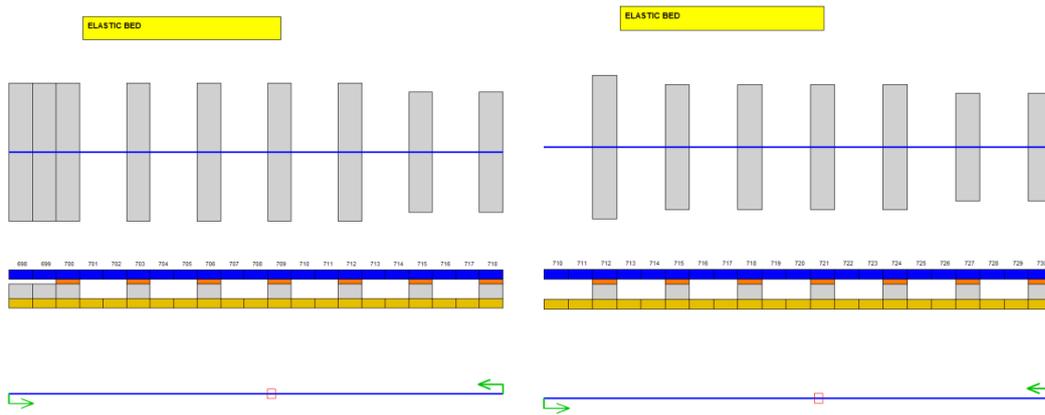


Figura 52 Ejemplo caso 4. Ambas direcciones de circulación.

En los resultados posteriores se comprobó que el modelo combinado funciona mejor que ambos por separado.

### CASO 5: TRAVIESAS MÁS LIGERAS

La solución en este caso consiste en la colocación en la zona del balasto de traviesas más ligeras con una densidad menor  $57 \text{ Kg/m}^3$  (traviesas de materiales compuestos). Se pretende crear un mayor amortiguamiento en la zona del balasto y reducir los esfuerzos en el mismo. Se han colocado 16 traviesas más ligeras que el resto en la zona del balasto y se estudian ambas direcciones. Las propiedades del material usado en las nuevas traviesas (hormigón poco denso) se muestran en la *Tabla 9*.

E(KN/m)	POISSON	RHO(KN/m <sup>3</sup> )
40.000.000	0,2	0,57

Tabla 9. Propiedades mecánicas de las traviesas ligeras usadas en la simulación

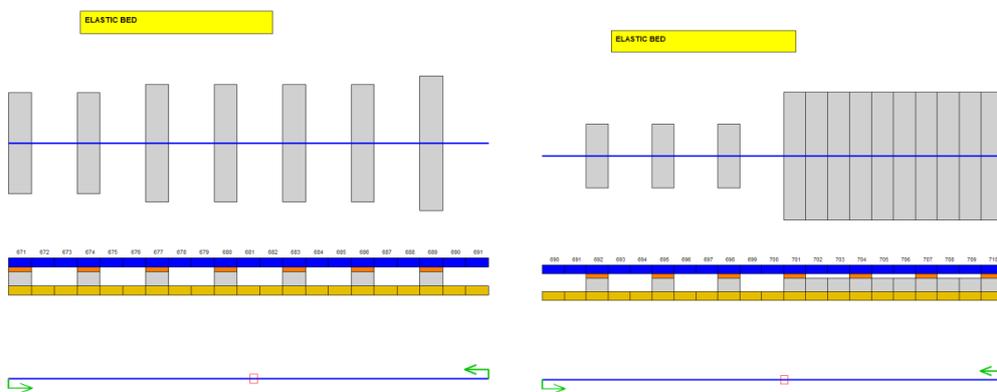


Figura 53 Ejemplo caso 5. Ambas direcciones de circulación.

### CASO 6: TRAVIESAS MAS LARGAS DE MAYOR LONGITUD QUE LA LOSA (TRAVIESAS EXTRALARGAS)

Puesto que la solución del caso 3 funcionaba de forma correcta, se ha decidido dar más longitud a las traviesas para aumentar su superficie e intentar reducir esfuerzos y asientos en la zona del balasto. En este caso se han usado 16 traviesas y se ha ido variando su longitud de 4 en 4 traviesas, comenzando por la losa que mide 4 m, las primeras 4 traviesas miden 6 m de longitud sobresaliendo 1 m a cada lado de la losa, las siguientes 4 traviesas miden 5 m, las siguientes 4 m, las siguientes 3 m luego a los 2 m hasta llegar a la vía convencional (sobre balasto) en total se mejoran 10.2 m sobre la vía en balasto. En la otra dirección ocurre exactamente lo mismo.

ELEMENTOS				
TIPO	NUMERO BALASTO-PLACA	NUMERO PLACA-BALASTO	LONGITUD (Dirección Transversal) [m]	ESPESOR [m]
PLACA	700-1332	1-700	4.0	0.400
TRAVIESAS	688-699	701-713	6.0	0.208
TRAVIESAS	676-687	714-725	5.0	0.208
TRAVIESAS	664-675	726-737	4.0	0.208
TRAVIESAS	652-663	738-749	3.0	0.208
TRAVIESAS	1-651	750-1332	2.0	0.208

Tabla 11 Longitud de traviesas. Traviesas extra largas.

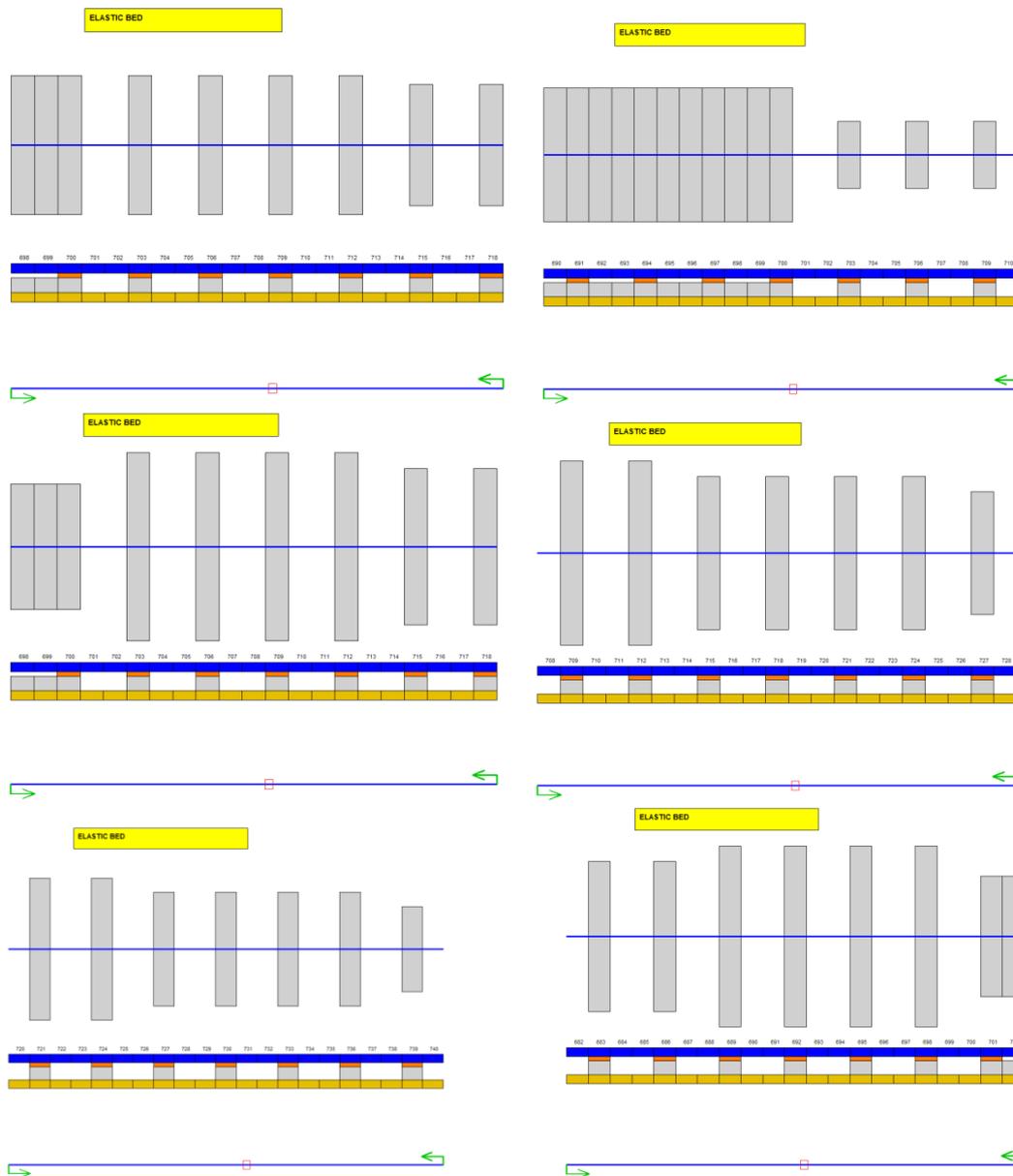


Figura 54 Ejemplo caso 6. Ambas direcciones de circulación.

### CASO 7: TRAVIESAS EXTRALARGAS JUNTO CON DOBLE CARRIL (CASOS 2 + 6)

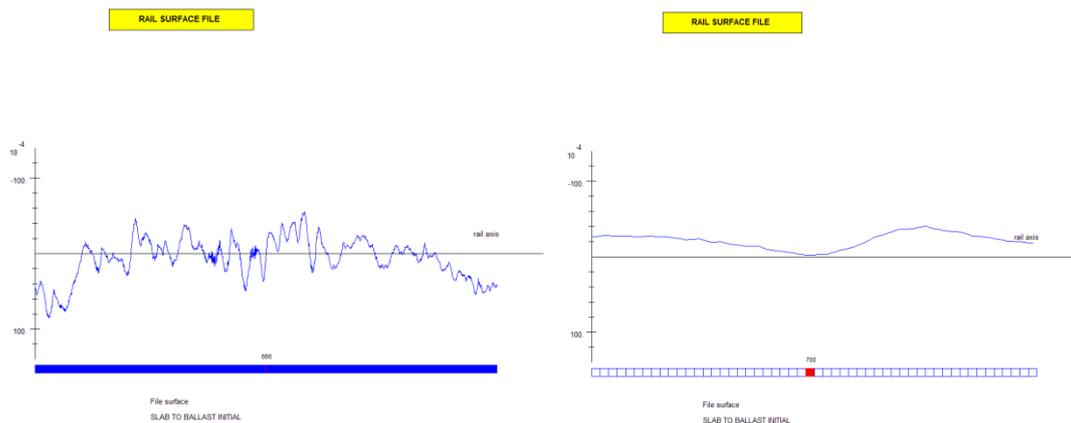
Aquí se añade al caso 6 el caso 2 es decir, se unen los casos de traviesas extralargas y doble carril. El modelo usado para representar este caso es el mismo que en el caso 6 (ver Figura 54). Ocurre lo mismo que en el caso 4 y el 3, es decir en el caso 6 se mejoran 10.2 m de vía sobre balasto mientras que con el caso 2 se mejoraban 5 m en vía en placa y 15 m en vía sobre balasto. La intersección de longitud en ambas mejoras es la menor por lo que se mejora en una longitud de 10.2 m en la zona de vía en balasto.

## CASO 8: INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD

En este caso se produce un incremento de la velocidad el tren pasa de viajar de 70 m/s (252 Km/h) a 90 m/s (324 Km/h) pasando así de velocidad Alta a Alta Velocidad. En este caso se intenta ver cómo afecta este aumento de velocidad a en el normal funcionamiento de la vía. Se incrementa la velocidad en el caso 7. Más tarde se realizará con el caso 1.

## CASO 9: INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS SUPERFICIALES DEL CARRIL

Se introducen defectos superficiales de carril para introducir el efecto que introducen estos en la transición. Se introduce un archivo de defectos previamente realizado a partir del elemento X= 690 con un factor de escala de mm (los defectos vienen en mm). El archivo consta de 10.000 datos de defectos superficiales. A partir del elemento 690 se introducen estos datos sobre imperfecciones del carril. Se describe en la *Figura 55* mostrada a continuación.



*Figura 55 Esquema de defectos superficiales de carril usados en la simulación*

Los datos del fichero de defectos superficiales del carril se dan en el anexo 4.

## CASO 10: INFLUENCIA DE LAS CAPAS DE LA INFRAESTRUCTURA

Hasta aquí solo se ha estudiado el efecto sobre el comportamiento de la vía ante cambios realizados en la superestructura. Ahora se introducen nuevas capas de forma y subbase y se estudia la variación que este cambio introduce sobre las variables de estudio. Se añade al caso óptimo caso 7 el efecto de las capas de la infraestructura.

### **CASO 11: USO DEL CARRIL EMBEBIDO (CASO 1 + CARRIL EMBEBIDO)**

La siguiente cuestión a estudiar es sobre cómo afecta un cambio de rigidez sobre la estructura cuando se emplea carril embebido. Primero se realiza el estudio con el caso inicial o de comparación para posteriormente pasar a un caso real. Se realiza así el estudio de una transición ferroviaria con carril embebido, nunca realizado hasta ahora.

### **CASO 12: INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD (CASO 1 + AUMENTO DE VELOCIDAD)**

Se vuelve producir un incremento en la velocidad de 70 m/s (252 Km/h) a 90 m/s (324 Km/h) pero ahora en el caso 1.

### **CASO 13: INFLUENCIA DE LAS CAPAS DE LA INFRAESTRUCTURA (CASO 1 + CAPAS DE INFRAESTRUCTURA)**

Se vuelve a estudiar el efecto que producen las capas de la infraestructura como son la capa de forma y la subbase pero ahora sobre el caso 1.

### **CASO 14: INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS SUPERFICIALES DE CARRIL (CASO1+DEFECTOS SUPERFICIALES DE CARRIL)**

Se compara el caso 1 usado como inicial con el mismo caso con defectos superficiales de carril (representa un caso más real), (ver *Figura 55*, caso 9). De esta manera se estudia el efecto que tienen estas imperfecciones superficiales del carril sobre las tensiones y los desplazamientos verticales.

### **CASO 15: USO DEL CARRIL EMBEBIDO (CASO 7 + CARRIL EMBEBIDO)**

Se vuelve a usar el carril embebido en la estructura de vía en placa, ahora con el caso 7, el mejor de todos los vistos hasta ahora, sin tener en cuenta los casos de la infraestructura.

## 4.2 METODOS DE EVALUACION

Para el análisis del comportamiento de la zona de transición se lleva a cabo el estudio dos magnitudes fundamentalmente que caracterizan el estado de la vía; fuerzas y desplazamientos. De este modo se puede llevar a cabo un estudio de fuerzas y desplazamientos.

Se ha sometido la sección de vía (la zona de transición) anteriormente presentada a unas cargas móviles (en este caso trenes a determinada velocidad a lo largo de la vía). Es interesante conocer las tensiones sobre el balasto (a frecuencias más bajas) por lo que hay que centrarse en los puntos de apoyo del carril (traviesas en la vía sobre balasto y sujeciones directas en la vía en placa).

El programa proporciona resultados por tiempos es decir, para cada punto de apoyo se obtiene una historia de fuerzas y de desplazamientos.

La frecuencia de estudio es de 0-200 Hz para velocidades de 70 m/s y de 0-250 Hz para velocidades de 90 m/s. Se elige la frecuencia limitante de cálculo, esta es la de 250 Hz Como se vio en las ecuaciones (10) del capítulo 3. Según la *Tabla 8* del mismo capítulo para bajas frecuencias 0-40 Hz se estudian los deterioros de la subestructura (aquí se localizan los daños en la infraestructura) mientras que para frecuencias medias 40-400 Hz se estudia la superestructura (es para esas frecuencias donde se producen los daños más importantes para la superestructura e incluso en las llantas de los vehículos ferroviarios) sin tener en cuenta el carril. Las bajas frecuencias también producen daños en las suspensiones de coches, vagones y locomotoras mientras que para frecuencias medias y altas estos daños se centran en las ruedas y en los carriles (De Man, 2002).

A nivel estructural se analizan las mayores fuerzas y mayores desplazamientos durante todo el tiempo de exposición de la carga. También se obtendrán los valores medios y desviación típica para tener una idea clara de la tendencia de los mismos.

La zona más frágil es la parte de la vía sobre en balasto, puesto que la placa de hormigón tiene más facilidad para absorber los esfuerzos y su resistencia es mayor, sin embargo se chequea que ningún valor de la fuerza esté por encima de los límites permitidos para el hormigón de la vía en placa o para el balasto en la vía convencional. De igual manera se comprueba que los desplazamientos verticales no excedan los valores límites.

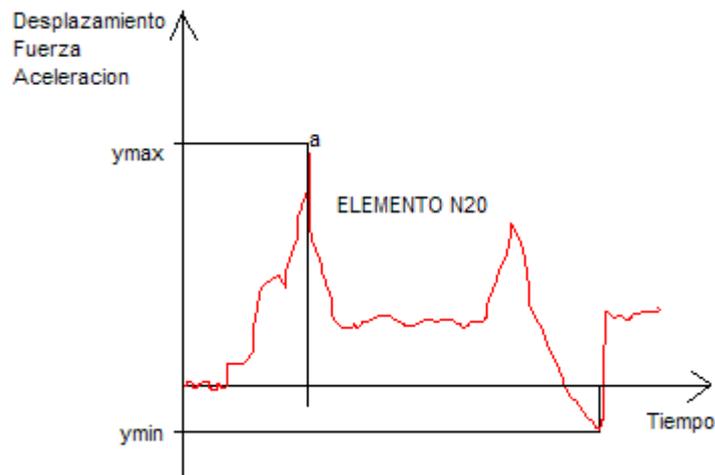


Figura 56 Representación de historia de cargas y parámetros en un elemento (travesía o apoyo) estudiados en la simulación

En la Figura 56 se representa la historia de aceleraciones, desplazamientos y fuerzas a lo largo del tiempo, consiste en una carga móvil que se desplaza a una velocidad a lo largo de una sección.

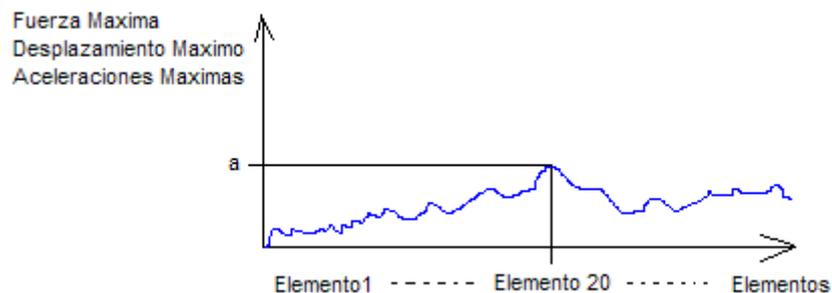


Figura 57 Valores máximos (fuerzas, aceleraciones, desplazamientos) para cada elemento de vía.

Observando la frecuencia de vibración en el contacto de Hertz se puede saber si se tienen altas frecuencias (malo para el carril), medias frecuencias (perjudicial para la superestructura y las llantas) o bajas frecuencias (perjudicial para las capas inferiores) de modo que se puede acotar la zona de acción. De este modo se puede realizar un estudio de desplazamientos máximos y de tensiones máximas en la zona de apoyos. Se establecen comparaciones entre esfuerzos y desplazamientos antes y después de la transición.

Los valores límites que se establecen serán los propuestos a continuación:

- No se pueden producir picos de desplazamientos mayores de 5 mm o desviaciones de 0.7 mm (en 200 m de vía). Aunque se comprobaran los valores más problemáticos están justo en la zona de transición a cierta longitud en la zona del balasto por lo que no es necesario el estudio completo de los 200 m de longitud. Se establece que la zona de transición esta dentro de esta longitud.
- No se pueden dar tensiones máximas mayores de 500KN/m<sup>2</sup> (de compresión) en la zona del balasto (por supuesto ninguna de tracción), éste no es capaz de absorber esfuerzos de tracción.
- Puesto que el balasto no admite tensiones de tracción, todos los valores de tracción se consideraran como tensiones verticales de compresión de valor 0 KN/m<sup>2</sup>.
- En el estudio se han usado hormigones de módulos  $E = 857.000 \text{ N/m}^2$  por lo que las resistencias disminuyen a 857 KN/m<sup>2</sup>. De esta forma se asegura la resistencia con el uso de hormigones de mejor calidad. Para el hormigón HA 30 de resistencia característica 30 N/mm<sup>2</sup> (30.000 KN/m<sup>2</sup>) muy por encima de las tensiones que se producirán en la placa. Si se usan hormigones de alta resistencia HP45 las tensiones sobre la placa de hormigón son despreciables. Por lo tanto su resistencia se ve asegurada.

### **4.3 RESULTADOS OBTENIDOS**

Tras realizar los modelos de vía se introducen en el programa todos los casos y se obtienen datos de desplazamientos y de fuerzas (en la base de traviesas y placas de apoyo). Como se apunto en el apartado 4.2 se obtienen historias temporales en esfuerzos y desplazamientos verticales. Se representan los valores máximos por apoyo.

Se continúa el estudio modificando los elementos de la superestructura hasta conseguir un óptimo. Una vez conseguido esté, se introducirá el efecto de las capas de la infraestructura. Los resultados a comparar son resultados de esfuerzos en el balasto dado a que es éste, el componente que más sufre y el que habrá que cambiar en las operaciones de mantenimiento y renovación con más frecuencia. Por otro lado se calculan los desplazamientos verticales o asientos de las traviesas en esas zonas. Se observa el efecto de esfuerzos y desplazamientos en 20 traviesas en la zona de la vía en balasto y 20 apoyos o soportes en la zona de la vía en placa. Equivale al estudio de una longitud de 12 m antes y 12 m después del punto de cambio de rigidez vertical.

Tras presentar todos los casos de estudio iniciales se procede a su programación para poder operar con el programa de elementos finitos. Esta programación de todos los casos se recoge en los anexos recopilados al final del documento.

A continuación se presentan los resultados más significativos obtenidos de la simulación de los casos anteriormente indicados.

No se han reflejado los casos previos del 2 al 6 pues son precedentes a la obtención del caso 7. Recordando los casos, el caso 2 consiste en añadir carriles adicionales a los actuales (caso 1) y el caso 3 añadir traviesas de longitud creciente, llegando al caso 4 una mezcla entre ambos. Para el caso 5 traviesas más ligeras, no se observa mejora con respecto al caso inicial. En el caso 6 se incluyen traviesas extralargas cuya mejora supera a la obtenida en el caso 3. Se puede considerar hasta ahora la solución 7 como la mejor de todas.

### RESULTADOS EN DESPLAZAMIENTOS

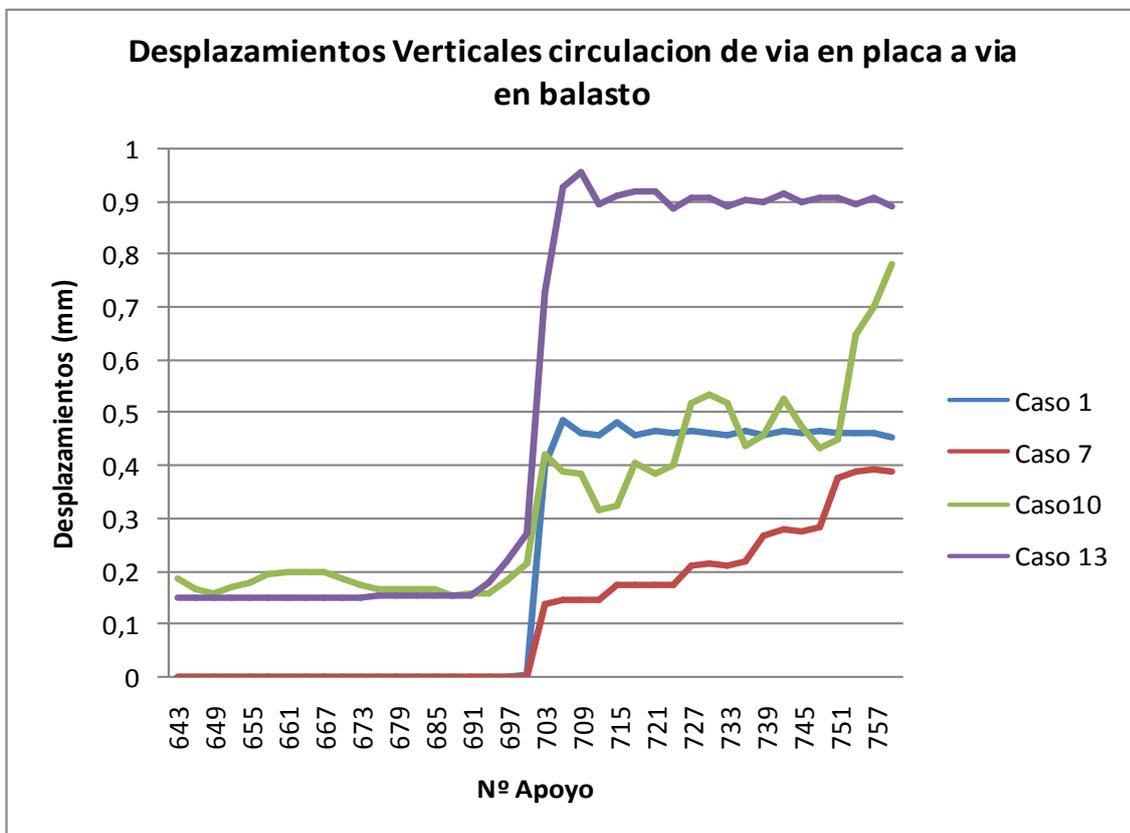


Figura 58 Desplazamientos verticales casos 1-7-10-13. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

En estas gráficas los desplazamientos se toman como positivos aunque sean descensos de apoyos.

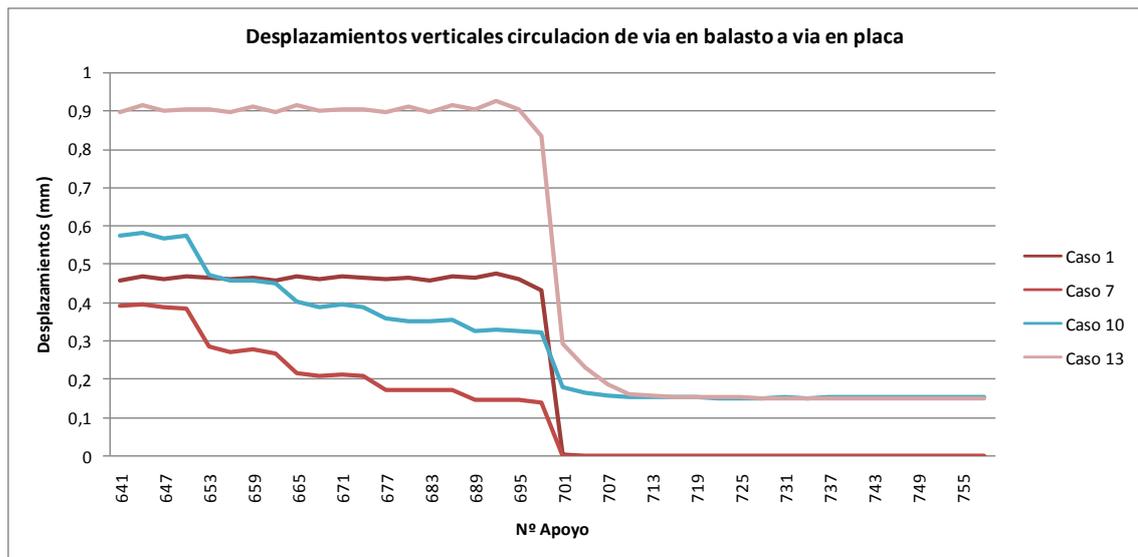


Figura 59 Desplazamientos verticales casos 1-7-10-13. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

### Casos 1, 7, 10, 13

En desplazamientos el caso 7 es el mejor de todos los estudiados ya sea en una u otra dirección. En la *Figura 58* e *Figura 59* se comparan los casos 1, 7, 10 y 13. Usando el caso 1 como referencia, se observa que con el caso 7 los asientos aumentan progresivamente, no de forma brusca como ocurre con el caso 1. El caso 10 incorpora las capas de infraestructura capa de forma y subbase, en este caso el asiento aumenta de manera igual en toda la vía. En el caso 13 se añaden las capas de infraestructura al caso 1. En el caso 13 se observa que en la parte de la vía en placa este aumento es similar al del caso 10 pero en la zona de la vía en balasto este aumenta considerablemente de 0,46 a más de 0,9 mm.

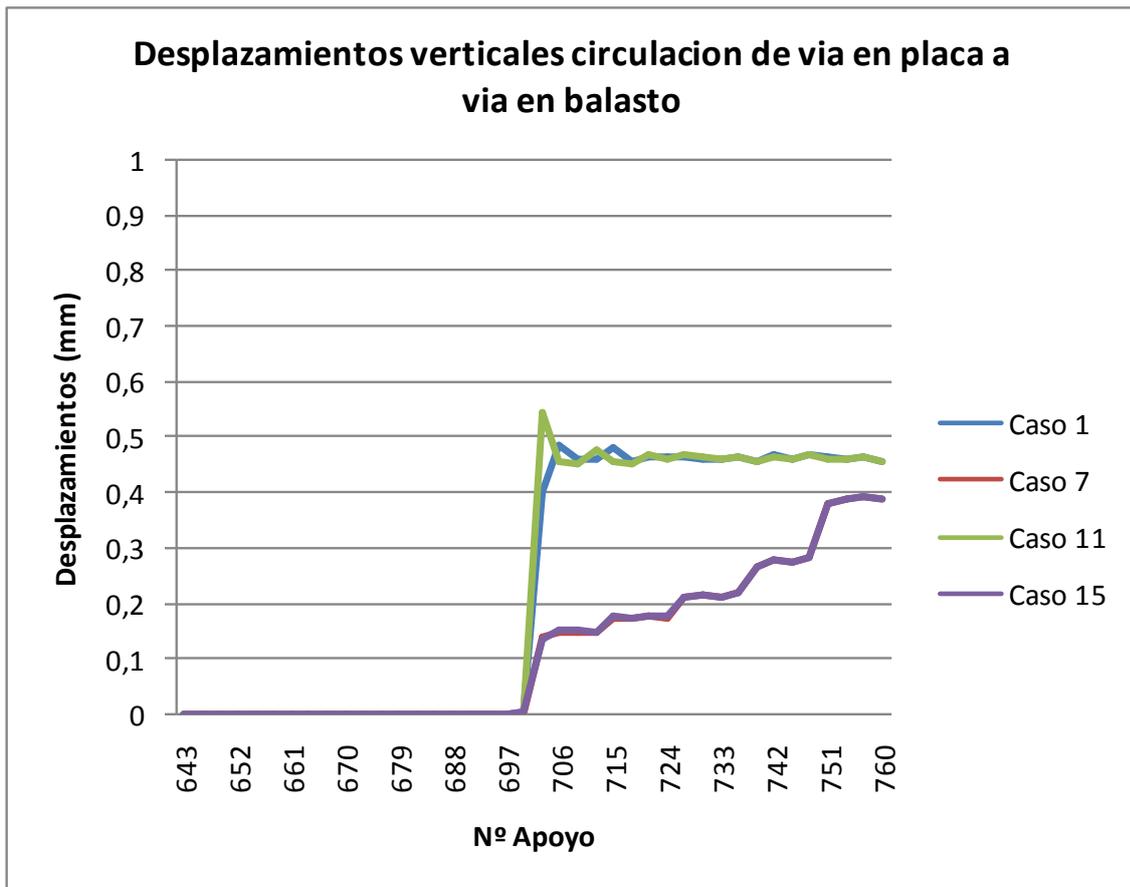


Figura 60 Desplazamientos verticales casos 1-7-11-15. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

Por lo tanto en el caso 7, los asientos se reducen considerablemente en la zona de la vía en balasto. Lo mismo ocurre si el tren viaja en sentido contrario, es decir de vía en balasto a vía en placa.

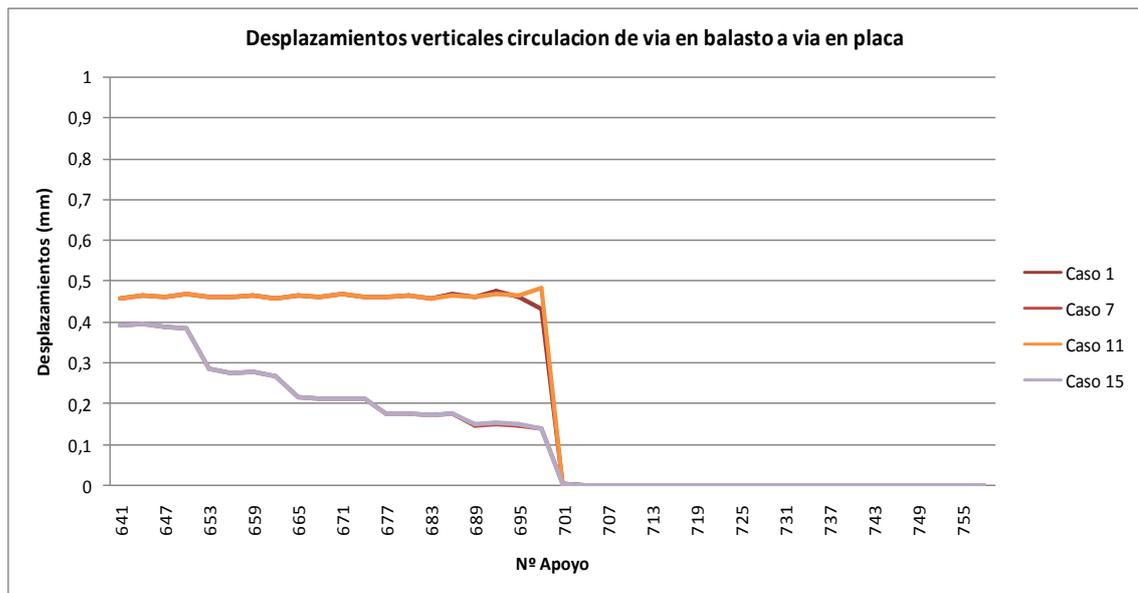


Figura 61 Desplazamientos verticales casos 1-7-11-15. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

### Casos 1, 7, 11 y 15

Al introducir el efecto del carril embebido a los casos 1 y 7 ahora 11 y 15 se puede observar que no hay apenas variación en los asientos. En el caso 11 (caso 1 usando carril embebido) se produce el mismo salto en desplazamientos que en caso 1. Se aprecia un ligero desplazamiento mayor justo antes de entrar a la vía en placa en la zona del balasto, como si el balasto cediese un poco al paso del tren justo antes de que este entre o salga de la vía en placa.

Comparando los casos 7 con el caso 15, el mismo pero con el carril embebido no se aprecia diferencia alguna entre ambos casos ya sea en una u otra dirección. Con la introducción del carril embebido (casos 11 y 15) no se aprecia diferencia alguna con respecto a los casos iniciales.

### Casos 1, 7, 8 y 12

En el caso 8 y el 12 se aumenta la velocidad. Los asientos aumentan ligeramente, no hay que olvidar que no se ha considerado el efecto de la infraestructura. Por lo que se puede decir que la velocidad afecta al asiento.

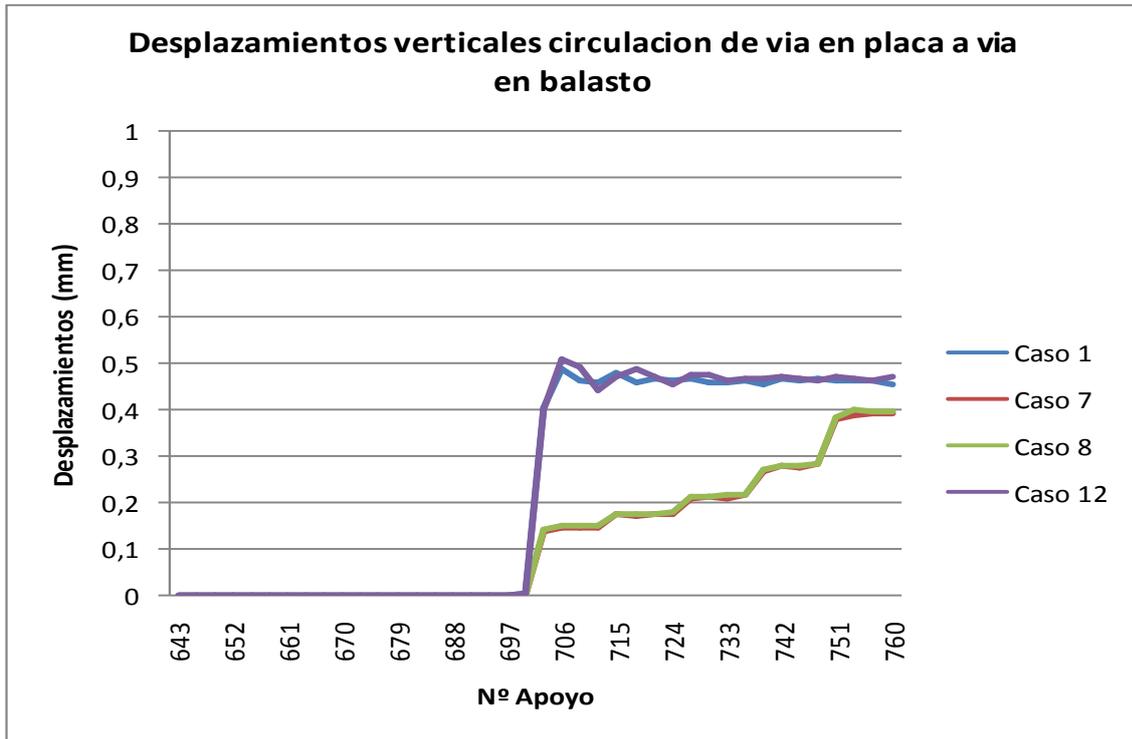


Figura 62 Desplazamientos verticales casos 1-7-8-12. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

La velocidad aumenta muy poco los asientos, sin embargo hay que decir que el efecto de las capas de la infraestructura no se ha considerado aquí.

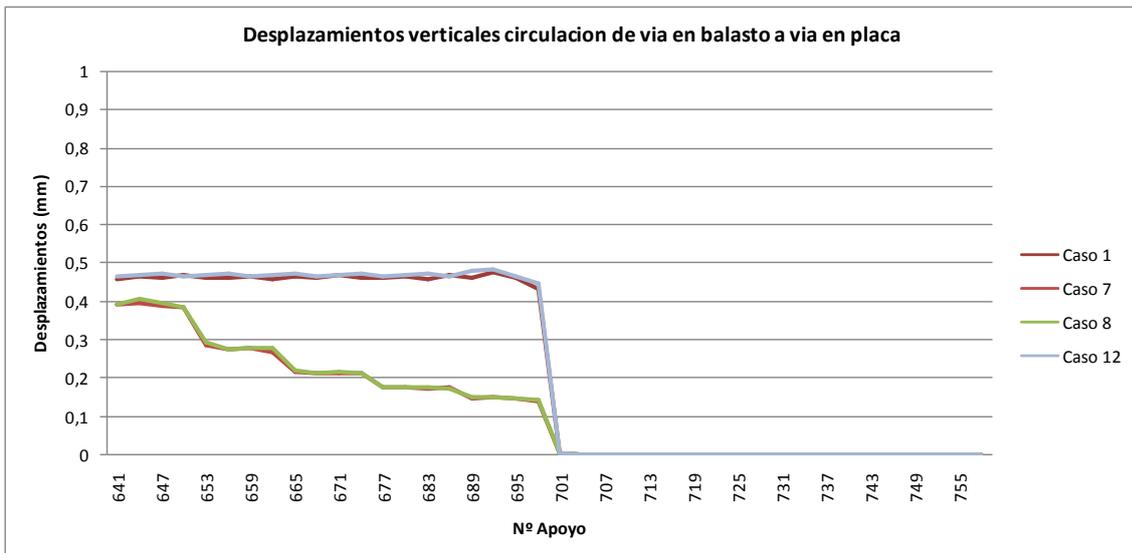


Figura 63 Desplazamientos verticales casos 1-7-8-12. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

Si se compara el caso 1 con el mismo caso pero ahora aumentando la velocidad de 70 m/s (252 Km/h) a 90 m/s (324 Km/h). Con el aumento de la velocidad la tendencia del gráfico es la misma pero el asiento aumenta ligeramente en la zona del balasto.

La influencia de la velocidad se aprecia muy poco si no se tienen en cuenta los efectos de las capas inferiores de la infraestructura, por lo que en ambos sentidos el asiento es muy pequeño. En el lado de la vía en placa no se produce ninguna modificación

### Casos 1, 8, 9 y 14

Se introducen defectos superficiales en la cabeza del carril al caso 1 creando así el caso 14, se aprecia en *Figura 64* y *Figura 65* como se distorsionan los desplazamientos verticales al introducir estos defectos. Lo mismo ocurren con el caso 8 y el 9 (el caso 8 introduciendo los defectos superficiales) en este caso los desplazamientos parecen aumentar más en comparación con los casos anteriores.

Se produce un aumento del asiento en la zona de estas imperfecciones con respecto al caso usado como comparación el caso inicial. Ocurre lo mismo para ambos sentidos de circulación.

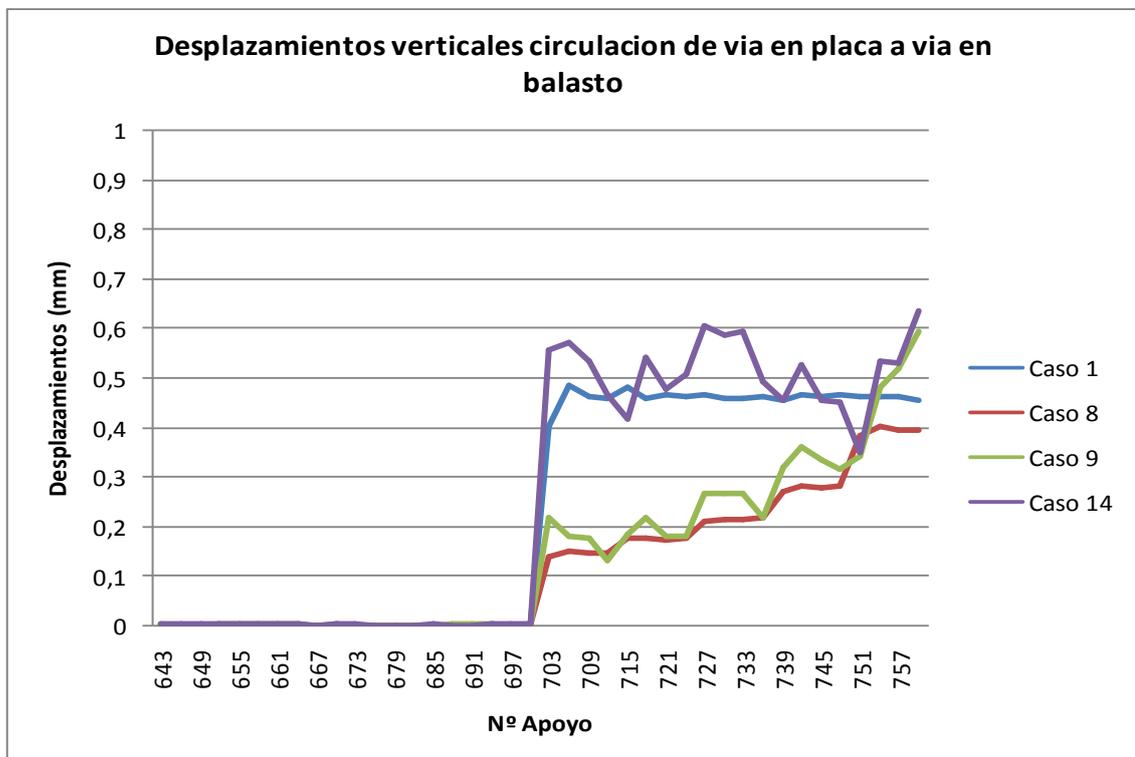


Figura 64 Desplazamientos verticales casos 1-8-9-14. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

En la zona de la vía en placa, no se aprecia ninguna modificación aparente en desplazamientos verticales. Por el contrario el efecto sobre la vía en balasto es totalmente perjudicial, los asientos generados son mayores con una distribución caótica para ambas direcciones de circulación. No se han considerado las capas de la infraestructura.

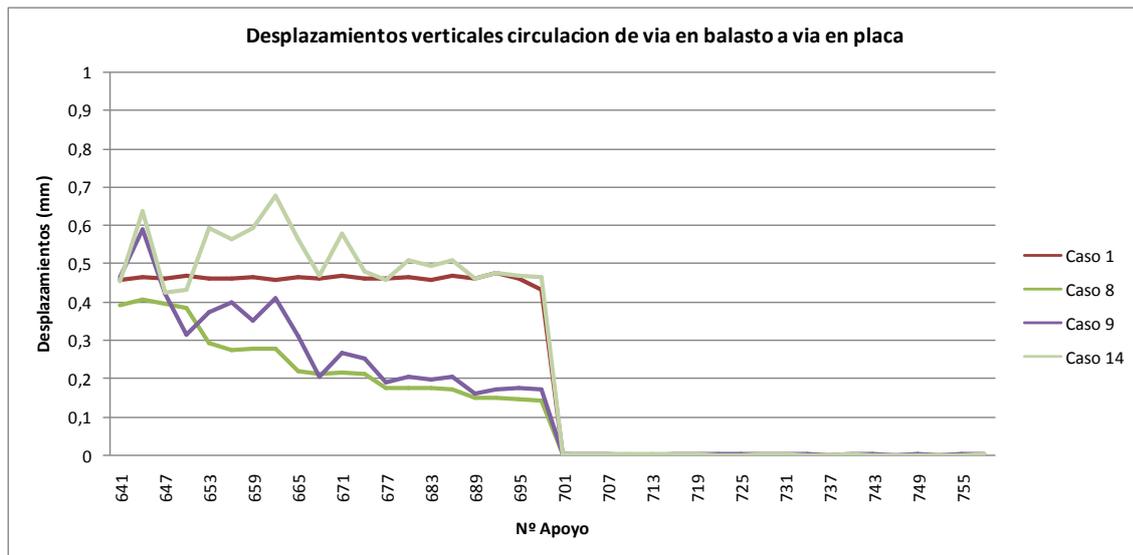


Figura 65 Desplazamientos verticales casos 1-8-9-14. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

Considerando los efectos de las capas inferiores (capa de forma y subbase), estas se añaden al caso 1, dando lugar al caso 13, se aprecia claramente el amortiguamiento que se produce en el asiento y la componente del mismo que introduce la adición de estas nuevas capas en ambos lados tanto para el lado de la vía en placa como para la vía en balasto así como para las dos direcciones de circulación. La diferencia relativa de asientos antes y después es mayor en el caso 13 por lo que no se produce ninguna mejora en asientos con respecto al caso inicial.

Si se introduce el carril embebido al caso 7 sin tener en cuenta las capas inferiores (caso 15) de la infraestructura se observa que no hay apenas variación alguna con respecto al caso utilizado de comparación.

Los mayores desplazamientos son en general menores de un milímetro (hay que destacar que se realizan los cálculos para un periodo muy corto de tiempo y es el asiento producido por el paso del tren para ese periodo). Los mayores desplazamientos se dan en el caso 9 (con defectos en superficie de carril) de 0.59 mm en la traviesa numero 760 cuando el tren viaja de vía en placa a vía en balasto y el caso 10 de 0.78 mm en la traviesa 760 cuando se circula de vía en placa a vía en balasto y se produce en la zona del balasto en los elementos más alejados. En el caso 13 se da el mayor desplazamiento

vertical de 0.95 mm en la traviesa numero 709. Los desplazamientos se producen en zonas alejadas de la transición cuando se circula de vía en placa a vía en balasto lo que refuerza la teoría de que la rueda cae al circular el tren en dirección vía en placa a vía en balasto.

## RESULTADOS EN ESFUERZOS

Se muestra a continuación los resultados en esfuerzos para los casos más representativos de entre todos los analizados.

### Casos 1, 7, 10 y 13

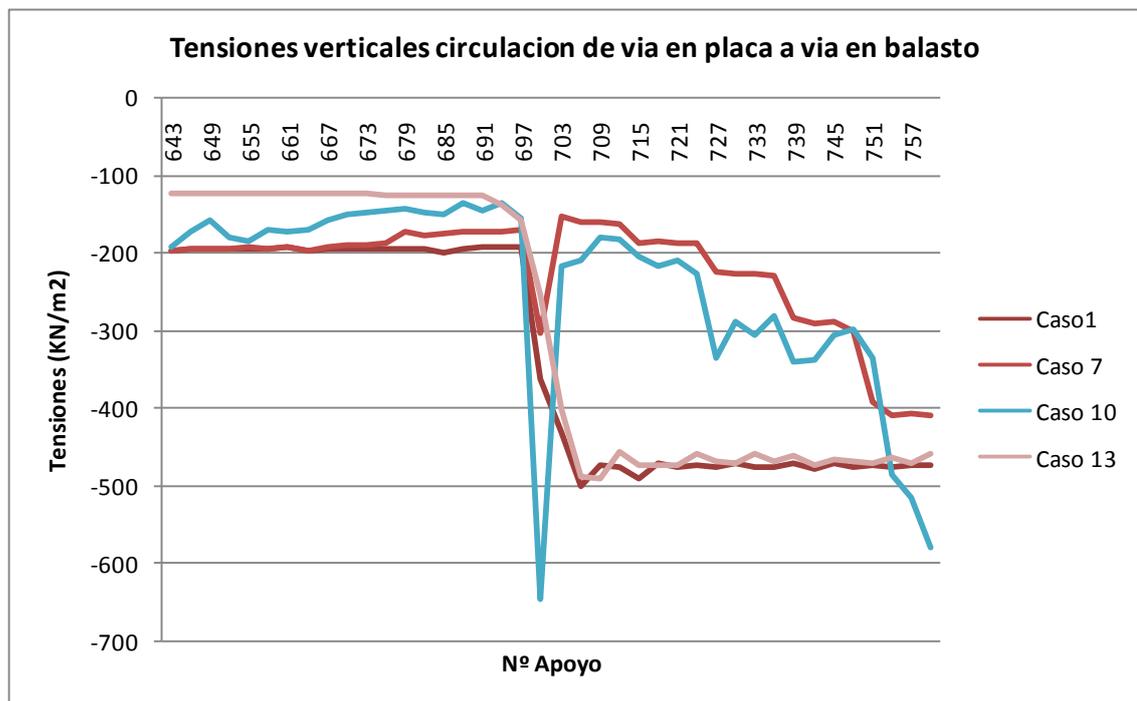


Figura 66 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-10-13. El tren circula de vía en placa a vía en balasto

La mejor solución en esfuerzos es la solución 7, donde se produce una transición de esfuerzos de uno a otro lado (sin tener en cuenta el efecto sobre los mismos de las capas de la infraestructura). Se puede ver como hay un aumento justo en la zona de la transición de este esfuerzo en el lado de la placa, en el elemento 700 si vamos de vía en placa a vía en balasto y en el elemento 701 si vamos de vía en balasto a vía en placa de apenas 300 KN/m<sup>2</sup>.

El peor caso es, sin duda el caso 10, cuando al caso 1, se le añaden capas de la infraestructura. En este caso se sobrepasan los 500 KN/m<sup>2</sup>. Aunque la transición con el caso 1 o con el caso 13 es más gradual, las tensiones con el caso 7 son bastante inferiores de hasta 300 KN/m<sup>2</sup>

Hay una tendencia a aumentar los esfuerzos conforme nos alejamos de la zona de transición, hasta llegar a un valor constante pero siempre por debajo del límite admisible para el balasto de 500 KN/m<sup>2</sup>.

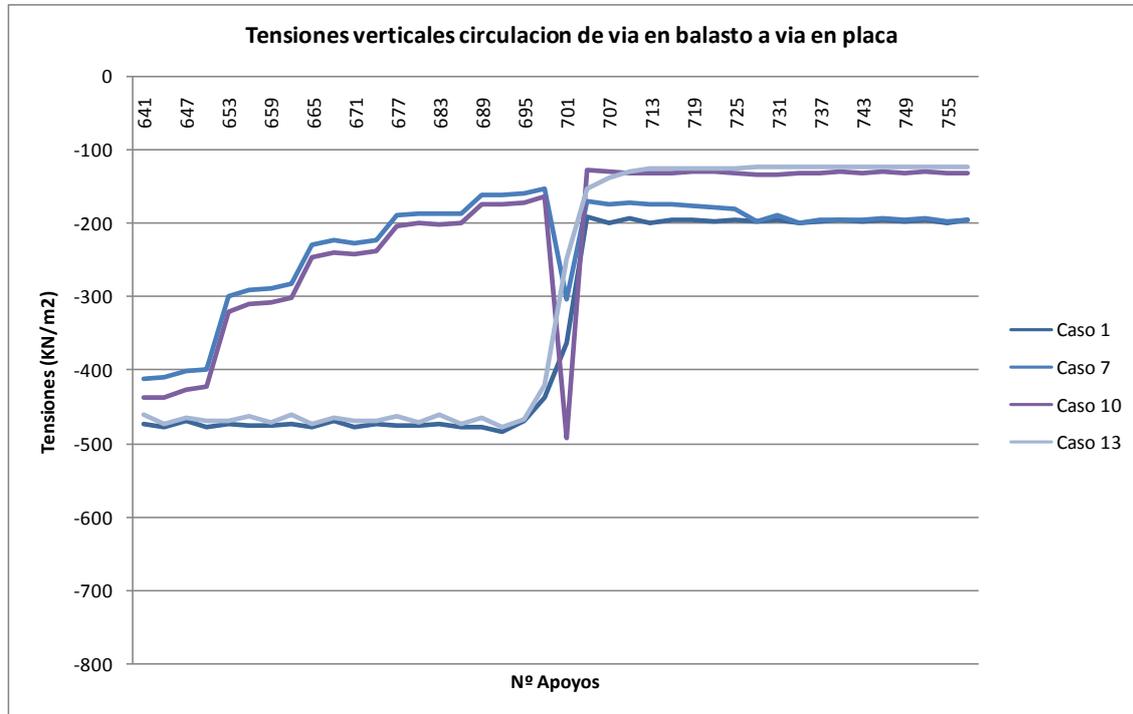


Figura 67 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-10-13. El tren circula de vía en balasto a vía en placa

Hay una reducción considerable de los esfuerzos en la zona del balasto en el caso 7 con respecto al caso 1. Cuando se introducen capas de infraestructura como capa de forma y Subbase se pasa a los casos del 1 al 13 y del 7 al 10. Hay un pico de tensiones por encima de 500 KN/m<sup>2</sup> pero se da en la zona de la vía en placa cuando la dirección de circulación es de vía en placa a vía en balasto.

Se aprecia que cuando la dirección es de vía en placa a vía en balasto el incremento tensional en la zona de transición se produce en la zona de la vía en placa, y no es hasta 20 traviesas más adelante en la zona de la vía en placa donde se produce otro incremento tensional ahora más perjudicial, al estar en la zona del balasto. Por el contrario si se cambia la dirección de circulación y el tren circula de vía en balasto a vía en placa, el incremento tensional se produce en la vía en placa, debido al choque del material móvil al pasar de un elemento más suave (balasto) a otro más rígido (vía en placa). Esta tendencia se observa en todos los casos.

Al introducir las capas inferiores (capa de forma y subbase) se produce una disminución de los esfuerzos en la zona de la losa con respecto al caso tomado ahora como origen (caso 7). En la zona del balasto los esfuerzos se incrementan para ambos sentidos de

circulación. Si la dirección del tren es de vía en placa hacia vía en balasto el incremento se produce en el primer elemento soporte del lado de la vía en placa, en caso de ir de vía en balasto a vía en placa este aumento considerable del esfuerzo se da en el primer soporte también del lado de la placa. Por lo que la influencia de las capas inferiores de la vía puede decirse que afectan de manera negativa a los esfuerzos sobre el balasto en el lado de la vía en balasto y de forma positiva en la zona de la vía en placa

**Casos 1, 7, 11 y 15**

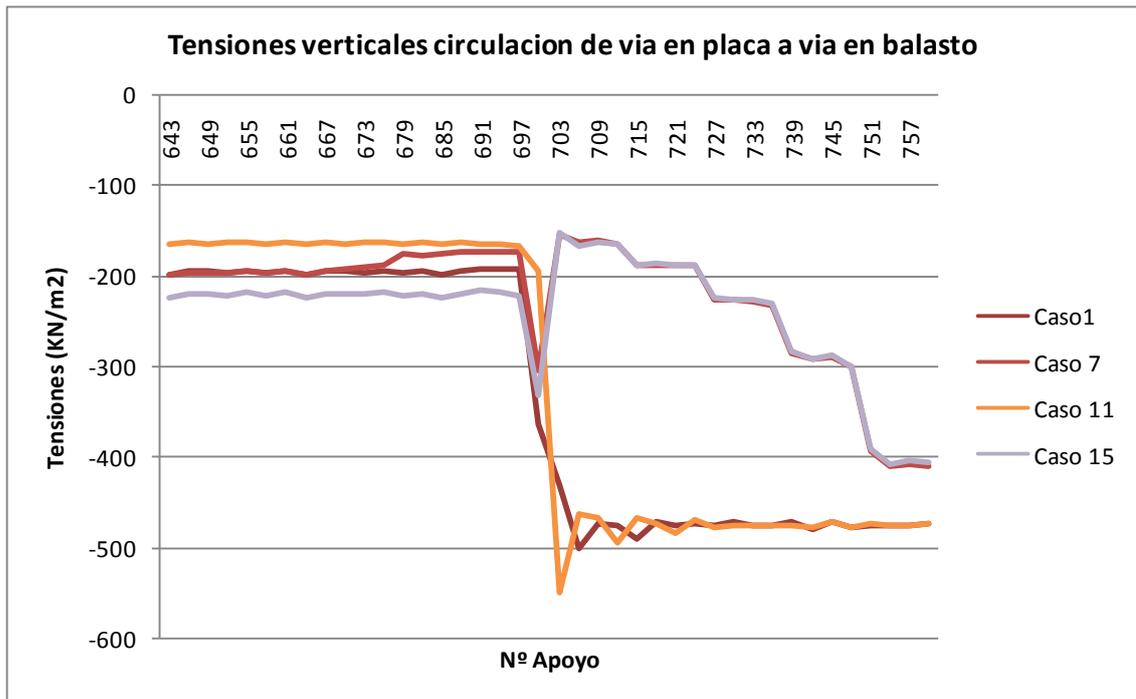


Figura 68 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-11-15. El tren circula de vía en placa a vía en balasto.

Con los casos 11 y 15 se añade carril embebido al caso 1 y al caso 7. Con el caso 11 se consiguen reducir los esfuerzos en la zona de la vía en placa, manteniéndose constantes en la zona del balasto. Esto es lógico pues ahora la superficie de apoyo es mayor (el carril embebido apoya toda su longitud sobre la losa por lo que el apoyo ahora es continuo). Con el caso 15 por el contrario la situación empeora en la zona de la vía en placa (los esfuerzos aumentan) mientras que se mantiene constante en la zona de vía sobre balasto. Sin embargo aunque los esfuerzos aumentan en la zona de la vía en placa, estos están por debajo de la tensión admisible del hormigón de la placa.

El comportamiento es similar para ambas direcciones de circulación, si el tren circula de vía en balasto a vía en placa el caso 11 disminuye las tensiones con respecto al caso 1 en la zona de la vía en placa pero el caso 15 las incrementa. En la zona de vía sobre balasto no hay modificación en cuanto a tensiones.

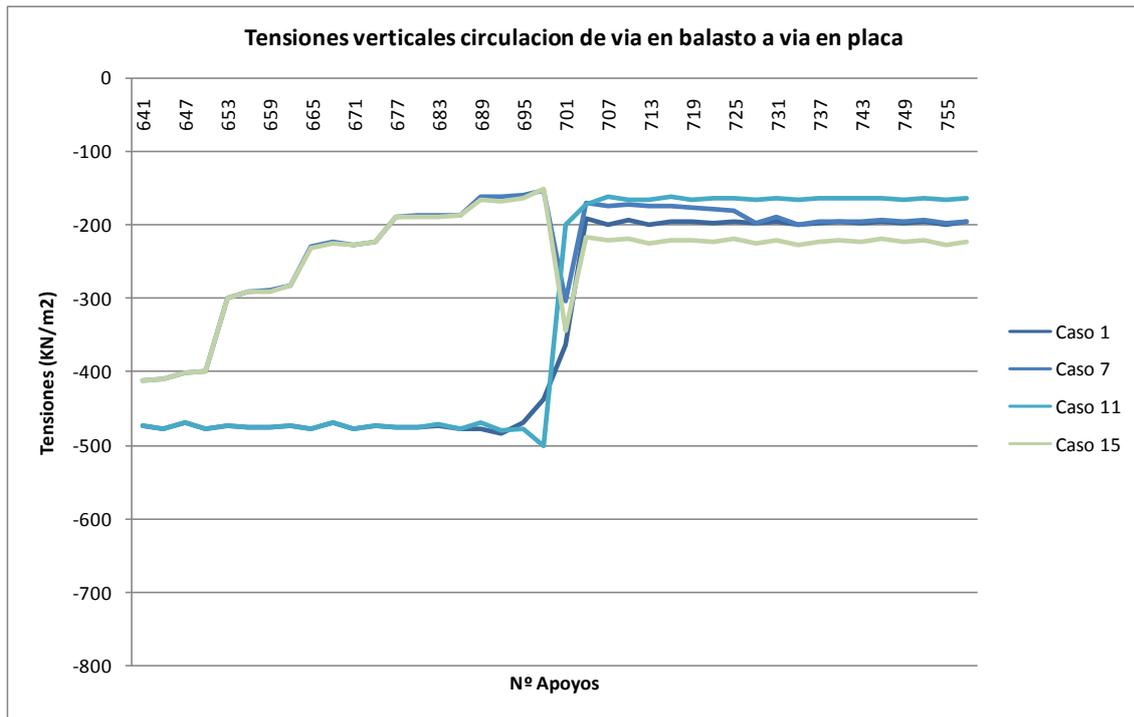


Figura 69 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-11-15. El tren circula de vía en balasto a vía en placa

Casos 1, 7, 8 y 12

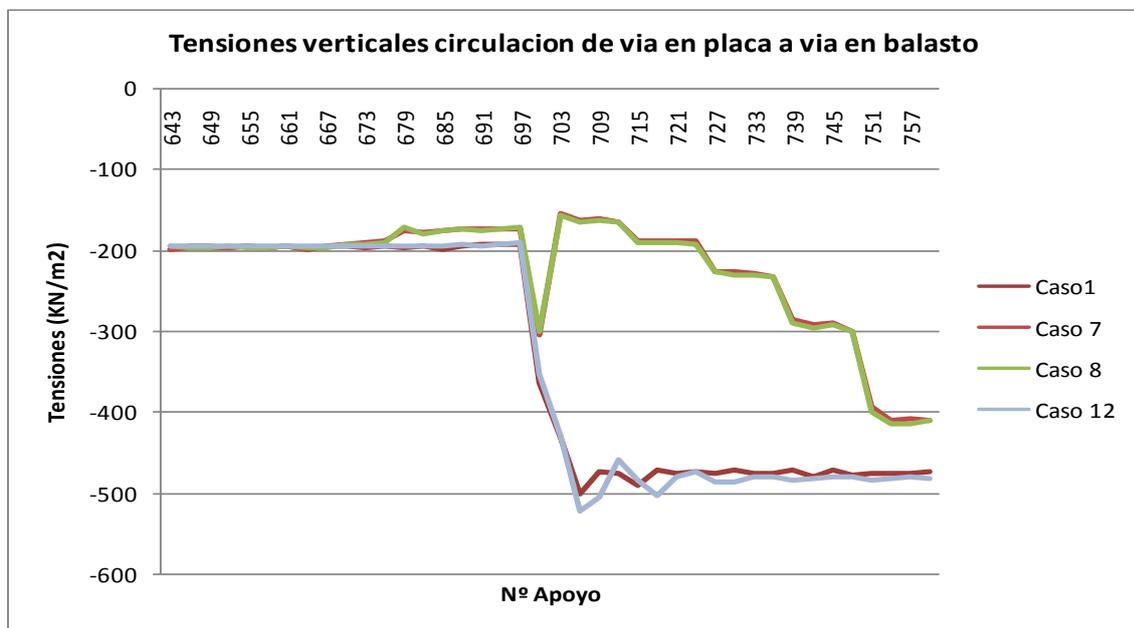


Figura 70 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-8-12. El tren circula de vía en placa a vía en balasto

Ahora se incrementa la velocidad en los casos 1 y 7 obteniéndose los casos 8 y 12. Con la velocidad el caso 7 se convierte en el caso 8. Se observan pequeñas diferencias. Se aprecia un ligero aumento en la tensión.

El efecto es el mismo para ambos sentidos de circulación. En las primeras simulaciones no se han considerado las capas de la infraestructura. Se aprecia mas diferencia del caso 1 al 12 que del 7 al 8 por lo tanto se puede decir que la solución caso 7 admite mejor los aumentos de velocidad que el caso de no considerar ninguna modificación (caso 1).

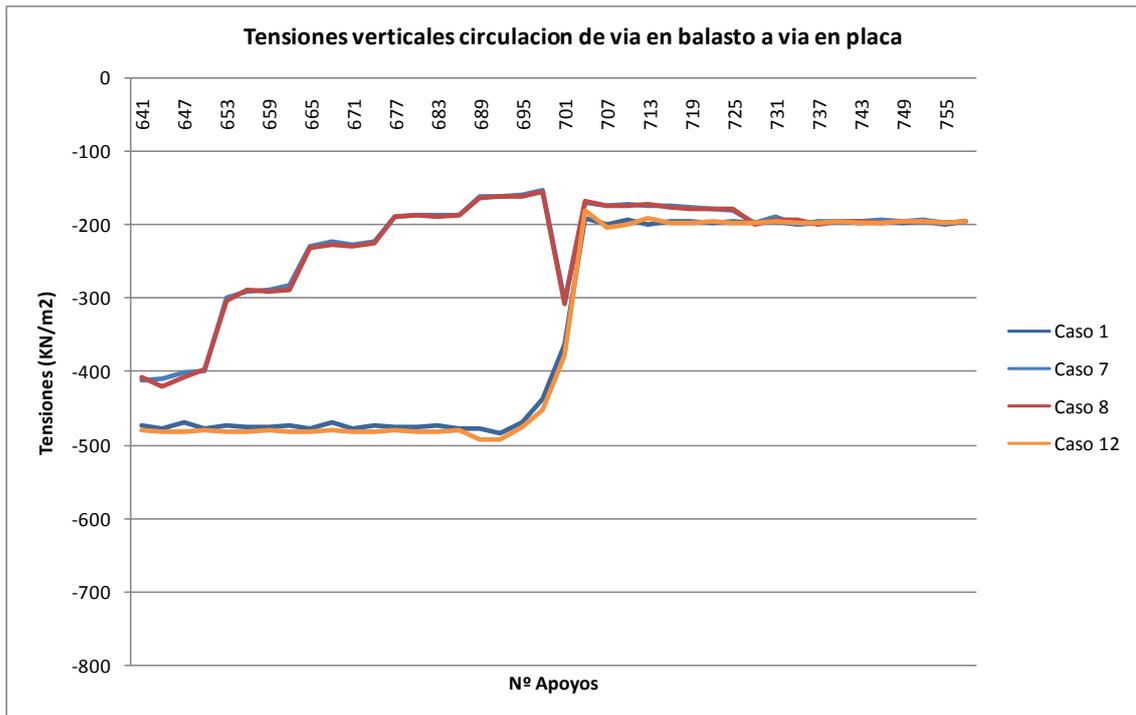


Figura 71 Tensiones bajo apoyos casos 1-7-8-12. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

Al aumentar la velocidad se produce un pequeño incremento de tensiones más acusado en la zona de vía sobre balasto. Las tensiones se acercan a los 500 KN/m<sup>2</sup> para ambos sentidos de circulación en la zona del balasto mientras que en la zona de la vía en placa no pasan de los 200 KN/m<sup>2</sup> de compresión. Es apreciable el salto brusco justo en la zona de transición con un paso de 200 KN/m<sup>2</sup> a 300 KN/m<sup>2</sup>. Se puede apreciar el escalonamiento en el aumento de la tensión del paso de un sistema al otro en los casos 7 y 12 en contraste con el brusco aumento de una zona a otra en los casos 1 y 12.

### Casos 1, 8, 9 y 14

Al introducir los defectos superficiales de carril los esfuerzos aumentan a ambos lados tanto en la zona de la vía en placa como en la vía en balasto (se ha tomado el caso 8 como base para introducir en él los defectos de superficie de carril y generar así el caso

9). Se introduce una componente adicional del esfuerzo que puede apreciarse como diferencia con el caso tomado como origen, el caso 8. Con el caso 14 sucede lo mismo con respecto al caso de referencia o caso 1.

Se aprecia una mayor variación de esfuerzos en la zona de la losa para ambas direcciones de circulación. Se sigue la línea de los esfuerzos iniciales en cada caso pero ahora se puede apreciar un aumento de tensiones en la zona del balasto para ambos sentidos de circulación, mientras que se aprecia una ligera disminución de estas tensiones con respecto a las iniciales en la zona de la vía en placa cuando la circulación es de vía en balasto a vía en placa.

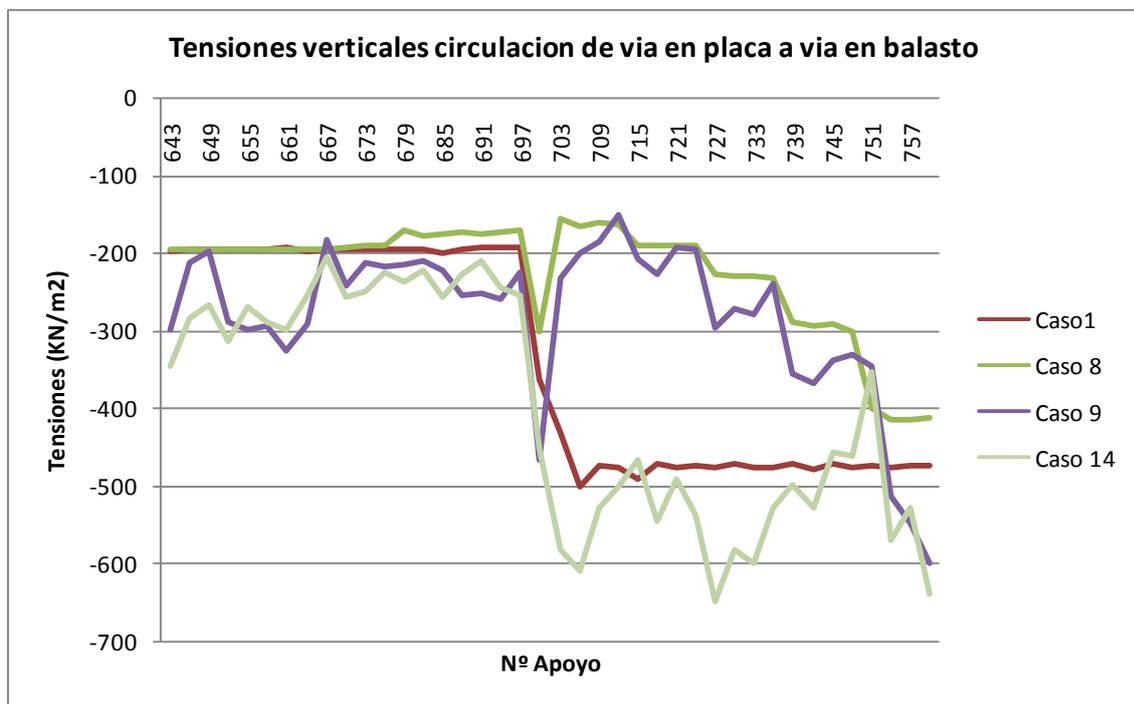


Figura 72 Tensiones bajo apoyos casos 1-8-9-14. El tren circula de vía en placa a vía en balasto

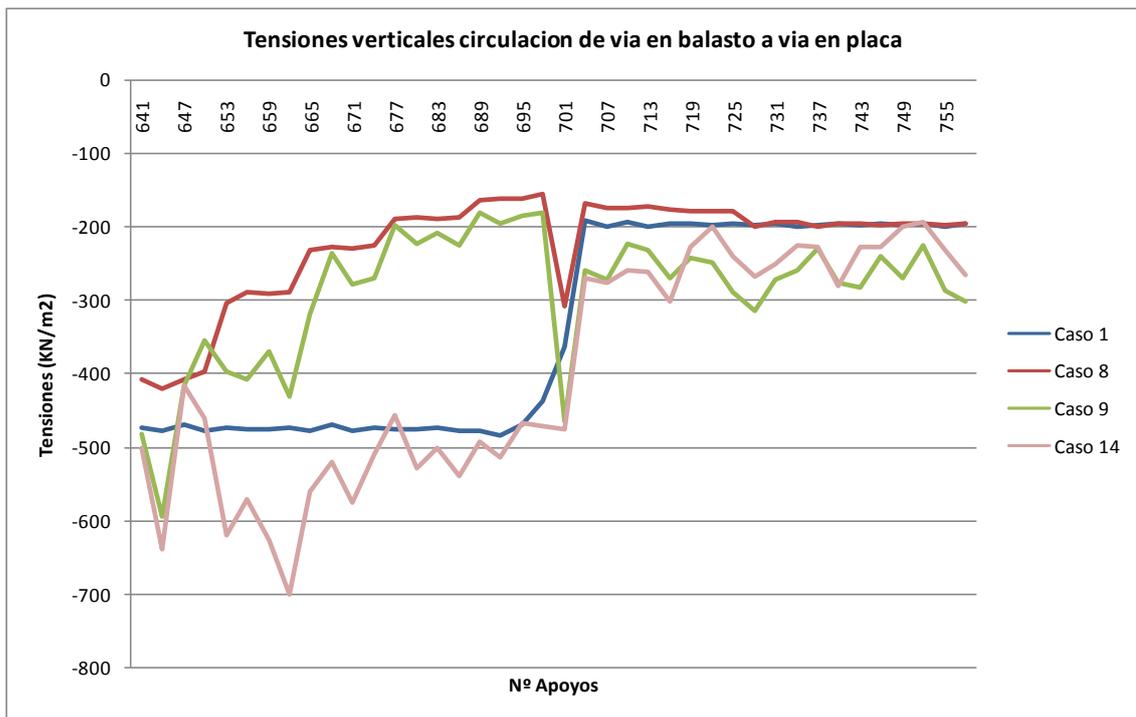


Figura 73 Tensiones bajo apoyos casos 1-8-9-14. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

Al introducir el carril embebido (caso 15) sin considerar los efectos de las capas inferiores de la infraestructura, los esfuerzos se reducen de manera considerable en la zona de la vía en placa y permanecen más o menos constantes en la zona del balasto. Se observan unos incrementos de los esfuerzos en los elementos 700 en dirección placa balasto y en el elemento 701 en dirección balasto placa. Puede ser debido a que la placa actúe como una viga en voladizo justo en la zona de transición.

Al introducir la velocidad el efecto en los esfuerzos no es muy significativo si no se considera el efecto de las capas inferiores o de la infraestructura. De todas maneras se puede ver un ligero aumento del mismo.

Si se introduce la influencia de las capas de la infraestructura (caso 10). Se genera un amortiguamiento y del esfuerzo y una transición más progresiva del mismo en la zona de transición (que dependerá también en mayor medida de los materiales y de la geometría de estas capas). Se puede observar una reducción de esfuerzos en el lado de la vía en placa para ambas direcciones de circulación.

Al introducir los defectos de carril en el caso 1 y compararlos, estos esfuerzos aumentan a ambos lados de la zona de transición para la vía en placa y para la vía en balasto para ambos sentidos de circulación. No se aprecia ningún patrón en los mismos siendo mayores en la zona del balasto.

Al ver el efecto del carril embebido con respecto al caso 7 (el óptimo de los 7 primeros casos) no hay ninguna mejoría en la zona del balasto y los esfuerzos aumentan en la zona de la vía en placa.

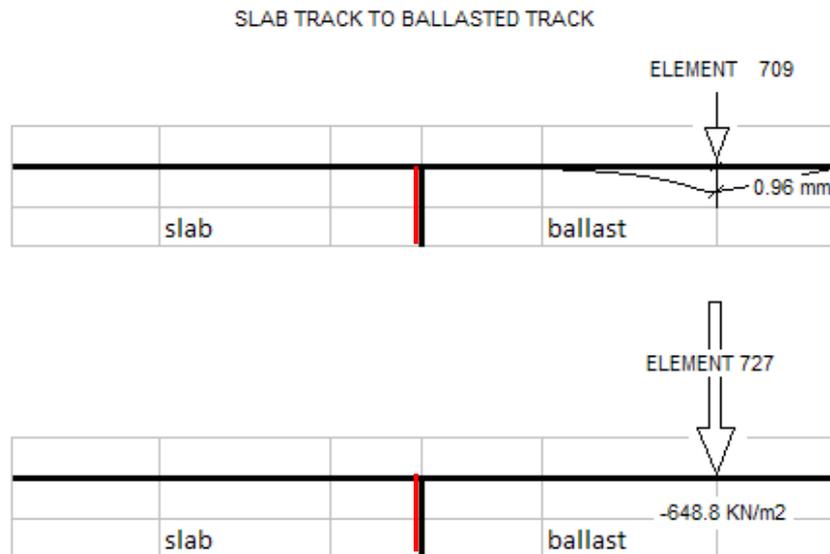


Figura 74 Máximos valores en esfuerzos y desplazamientos. Dirección de vía en placa a vía en balasto

El mayor asiento de todos los casos analizados se produce cuando se va en dirección vía en placa a vía en balasto. Los esfuerzos son mayores en la zona del balasto cuando se viaja en dirección vía en balasto a vía en placa.

Se puede observar que los esfuerzos en el balasto superan en algunos casos los 500 KN/m<sup>2</sup>. Se produce un gran incremento de esfuerzos en el elemento 727 al viajar de vía en placa a vía en balasto de -648.8 KN/m<sup>2</sup> (caso 14) Si se cambia la dirección de circulación los cambios en los esfuerzos llegan hasta los -701,85 KN/m<sup>2</sup> en el elemento 662.

Los mayores desplazamientos verticales dan en el caso 13 en el elemento 709 y es de 0.956 mm (caso 13) en dirección de placa a balasto y en elemento 692 de 0.93 mm (caso 13) si se viaja de vía en balasto a vía en placa. *Tabla 12 y Tabla 13.*

Se producen esfuerzos mayores de 500 KN/m<sup>2</sup> en la zona de balasto en el caso 14 (cuando se introducen defectos superficiales de carril), para ambos sentidos de circulación.

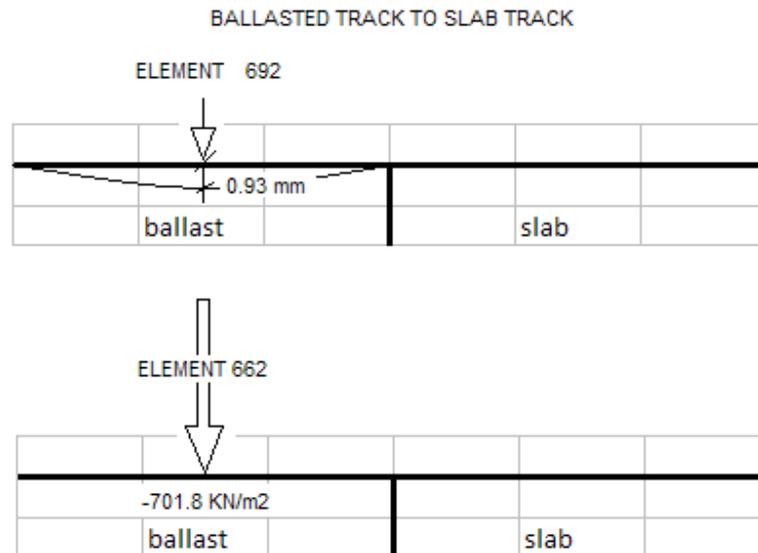


Figura 75 Máximos valores de esfuerzos y desplazamientos. Dirección de vía en balasto a vía en placa

Para ver qué ocurre justo en la zona de transición se han escogido las gráficas de los casos 1, 7,10 y 13. La línea roja representa la zona de separación entre un tipo de vía y otro. Puede observarse en las graficas de desplazamientos tanto en una dirección como en otra que hay un ligero desplazamiento en la zona de la losa (en la vía en placa). Este desplazamiento aumenta en la zona del balasto. Sucede para ambas direcciones de desplazamiento.

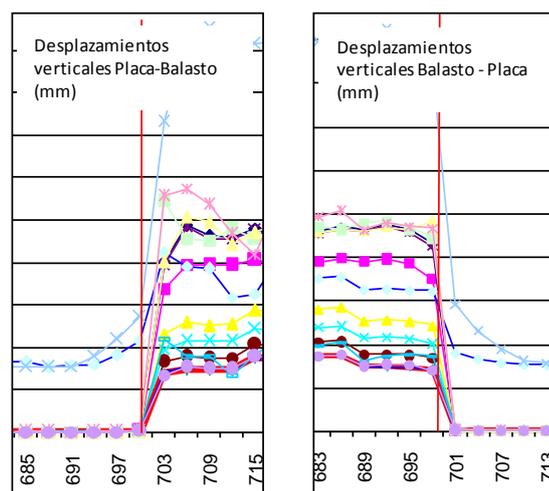
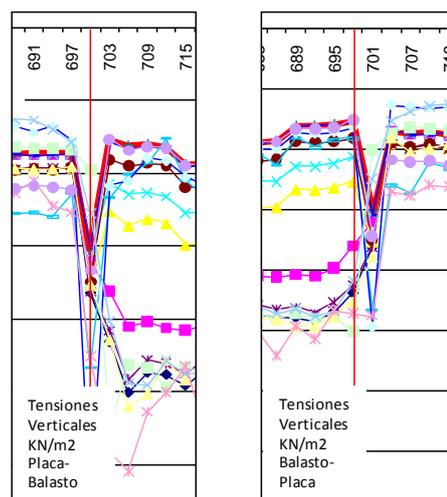


Figura 76 Límite de transición en desplazamientos verticales de vía en placa a vía en balasto a la izquierda y dirección opuesta a la derecha.

Atendiendo a desplazamientos, si se circula de vía en placa a vía en balasto los desplazamientos comienzan a aumentar cuando se abandona la zona de vía en placa, entrando en la vía sobre balasto, si se circula de vía en balasto a vía en placa el comienzo del desplazamiento vertical comienza a disminuir en la última traviesa pero se produce una cedencia en el primer apoyo de la vía en placa sobre hormigón. El desplazamiento en este punto depende de la elasticidad del apoyo. En cuanto a las tensiones en una y otra zona se observa un pico de tensiones en el punto de cambio de la zona de la vía en placa hacia vía en balasto. Este pico coincide con el límite de la placa cuando se va de vía en placa a vía en balasto. Si la dirección de circulación es de vía en balasto a vía en placa, el tren choca contra la zona rígida generando así este incremento entrando en la zona de la vía en placa. Se aprecia que las tensiones disminuyen en el último apoyo sobre el balasto para aumentar bruscamente en la zona de la vía en placa.

En estudios anteriores (Namura y Suzuki, 2007) mediante acelerómetros en la caja de grasa de los vehículos estudiaron el fenómeno en estas zonas de transición. Se producían grandes aceleraciones cuando el tren circula en la dirección de vía en placa a vía en balasto, a una cierta distancia de la zona de transición sobre la vía en balasto, como si el tren cayera de repente sobre la vía en balasto. En el caso en el que el tren circula de vía en balasto a vía en placa se producía un aumento brusco de la aceleración vertical justo al alcanzar la vía en placa. Es decir estas siempre se daban en la zona del balasto para cualquier circulación. Ver *Figura 3*.

En este caso al circular de vía en placa a vía en balasto se produce una discontinuidad justo en la zona limite, cuando se circula de vía en balasto a vía en placa la discontinuidad tensional se produce sobre la vía en placa.



*Figura 77 Límite de transición en tensiones verticales de vía en placa a vía en balasto a la izquierda y dirección opuesta a la derecha.*

Hay que diferenciar en la *Figura 77* una dirección de otra. Se producen diferentes efectos:

Cuando se circula de vía en placa a vía en balasto se produce un incremento tensional acusado justo en la zona de cambio, es ahí donde se produce la máxima reacción del tren antes de abandonar la zona de la vía en placa e introducirse en la zona de vía sobre balasto.

Inmediatamente después la tensión disminuye en la zona de la vía sobre balasto para volver a aumentar hasta un valor más o menos constante. Hasta que el tren no está completamente en la zona de balasto la tensión no se hace máxima.

Cuando se circula de vía en balasto a vía en placa, las tensiones disminuyen justo antes de entrar a la zona de la vía en placa, donde la tensión aumenta considerablemente al producirse un choque del tren en ese punto.

La disminución de tensión está asociada a la poca reacción que ofrece la última traviesa de la zona de balasto dada la proximidad de la placa rígida de hormigón. Se puede decir que la proximidad de la placa afecta o influye sobre el comportamiento del último soporte (traviesa) de la zona de la vía en balasto

Al ser un convoy completo y no cargas aisladas el efecto de choque en el balasto se produce a una distancia considerada (en la zona del balasto) y un incremento puntual debido a una alta reacción en el último apoyo de la zona de la vía en placa ( el tren circula de vía en placa a vía en balasto).

En función de la solución empleada el tren descarga su peso sobre la vía en balasto en una longitud mayor o menor.

De esta manera con la solución 7 se consigue una disminución de tensiones y de asientos en la zona de la vía en balasto.

A continuación se presentan a modo de resumen los desplazamientos y esfuerzos obtenidos en la simulación para todos los casos, para ambas direcciones de desplazamiento (de vía en placa a vía en balasto y a la inversa).

Los valores en **negrita** representan los valores máximos en desplazamientos y las tensiones por encima de los 500 KN/m<sup>2</sup> para ambos sentidos de circulación.

Casos	CIRCULACION DE VIA EN PLACA A VIA EN BALASTO					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (kN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
<b>Caso1</b>	0,231	0,233	0,487	-339,491	140,125	<b>-501,500</b>
<b>Caso2</b>	0,196	0,198	0,404	-300,208	110,313	-416,820
<b>Caso3</b>	0,171	0,180	0,465	-278,816	96,318	-480,860
<b>Caso4</b>	0,144	0,152	0,394	-248,169	74,979	-409,510
<b>Caso5</b>	0,229	0,231	0,481	-333,450	134,200	-483,920
<b>Caso6</b>	0,142	0,160	0,468	-250,225	90,402	-483,740
<b>Caso7</b>	0,120	0,136	0,394	-223,732	72,560	-409,685
<b>Caso8</b>	0,122	0,137	0,401	-224,887	73,695	-414,610
<b>Caso9</b>	0,145	0,169	0,593	-282,083	100,615	<b>-599,650</b>
<b>Caso10</b>	0,326	0,174	<b>0,783</b>	-243,338	125,722	<b>-647,925</b>
<b>Caso11</b>	0,233	0,236	0,543	-322,862	158,490	<b>-549,450</b>
<b>Caso12</b>	0,234	0,237	0,508	-342,672	143,863	<b>-522,050</b>
<b>Caso13</b>	0,531	0,375	<b>0,956</b>	-299,873	170,532	-491,605
<b>Caso14</b>	0,258	0,265	0,635	-400,323	147,889	<b>-648,800</b>
<b>Caso15</b>	0,121	0,135	0,393	-241,208	65,868	-409,505

Tabla 12 Desplazamientos y esfuerzos medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

En el caso 9 en el elemento 760 se dan -599.65 KN/m<sup>2</sup> cuando el tren circula de placa a balasto, en el caso 10 en el elemento 700 se alcanzan -647.925 KN/m<sup>2</sup>, en el caso 11 en el elemento 703 se producen -549.45 KN/m<sup>2</sup> de placa a balasto y en el caso 12 en el elemento 706 de -522.05 KN/m<sup>2</sup>.

En el caso 14 en el elemento 727 se produce un esfuerzo de -648.8 KN/ m<sup>2</sup> cuando se va de vía en placa a vía en balasto pero el valor mayor se produce en dirección vía en balasto a vía en placa en el caso 14 travesía 662 de -701.85 KN/m<sup>2</sup>.

Las diferencias entre la desviación típica y el promedio son pequeñas excepto en los casos 10 y caso 13 donde la diferencia es mayor.

En el caso 13 ocurre lo mismo para ambas direcciones de circulación.

En el caso 10 la diferencia es acusada cuando se circula de vía en palca a vía en balasto.

En la dirección opuesta la media está por encima de la desviación en el caso 10.

Casos	CIRCULACION DE VIA EN BALASTO A VIA EN PLACA					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (kN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
<b>Caso1</b>	0,231	0,233	0,474	-339,012	139,447	-484,830
<b>Caso2</b>	0,196	0,198	0,398	-299,720	109,662	-411,585
<b>Caso3</b>	0,171	0,180	0,466	-278,588	96,267	-478,180
<b>Caso4</b>	0,145	0,152	0,396	-247,870	74,927	-411,565
<b>Caso5</b>	0,230	0,232	0,472	-333,023	133,605	-478,400
<b>Caso6</b>	0,143	0,161	0,467	-250,100	90,537	-478,145
<b>Caso7</b>	0,121	0,136	0,396	-223,511	72,539	-411,550
<b>Caso8</b>	0,122	0,137	0,408	-225,239	73,309	-419,970
<b>Caso9</b>	0,147	0,169	0,587	-290,910	91,891	-594,650
<b>Caso10</b>	0,287	0,150	0,582	-209,666	107,300	-493,375
<b>Caso11</b>	0,232	0,235	0,484	-322,136	157,076	<b>-502,100</b>
<b>Caso12</b>	0,235	0,237	0,483	-343,242	142,576	-493,04
<b>Caso13</b>	0,533	0,374	<b>0,926</b>	-299,202	169,939	-477,915
<b>Caso14</b>	0,259	0,265	0,679	-395,553	155,117	<b>-701,850</b>
<b>Caso15</b>	0,121	0,136	0,396	-241,037	66,653	-411,550

Tabla 13 Desplazamientos y esfuerzos medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

El caso 13 da los desplazamientos verticales máximos mayores de todos los analizados por encima de 0,9 mm para ambas direcciones de circulación.

En el caso de los desplazamientos las desviaciones en general están por debajo de los 0,7 mm si se viaja de vía en placa a vía en balasto o en dirección contraria. Solo los valores máximos en los casos 10 y 14 en el sentido de vía en placa a vía en balasto y el caso 13 cuando el tren circula de vía en balasto a vía en placa se superan los 0,7 mm.

En lo que respecta a esfuerzos los valores máximos de los casos 1, 9, 10, 11, 12 y 14 superan los 500 KN/m<sup>2</sup> superando incluso a los valores alcanzados por el caso inicial o de referencia, el caso 1, por lo que estas soluciones empeoran el comportamiento de la estructura pues aunque sean puntuales estos valores superan al del caso de referencia, cuando el tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

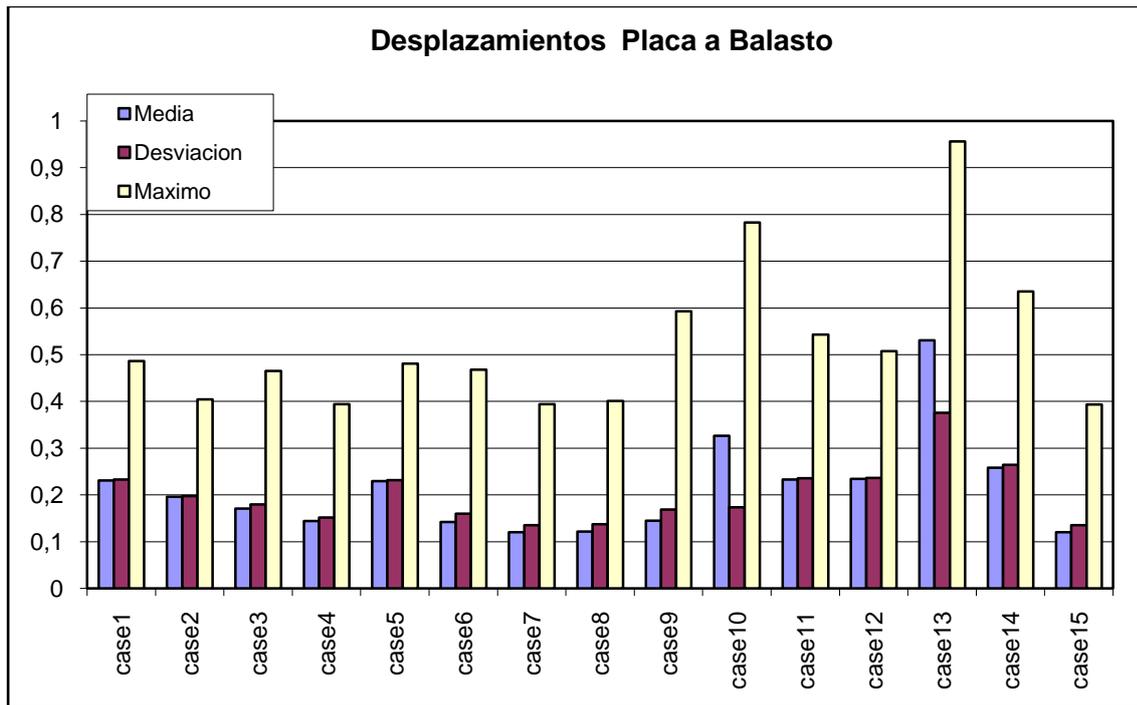


Figura 78 Media, desviación típica y valores máximos en desplazamientos. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

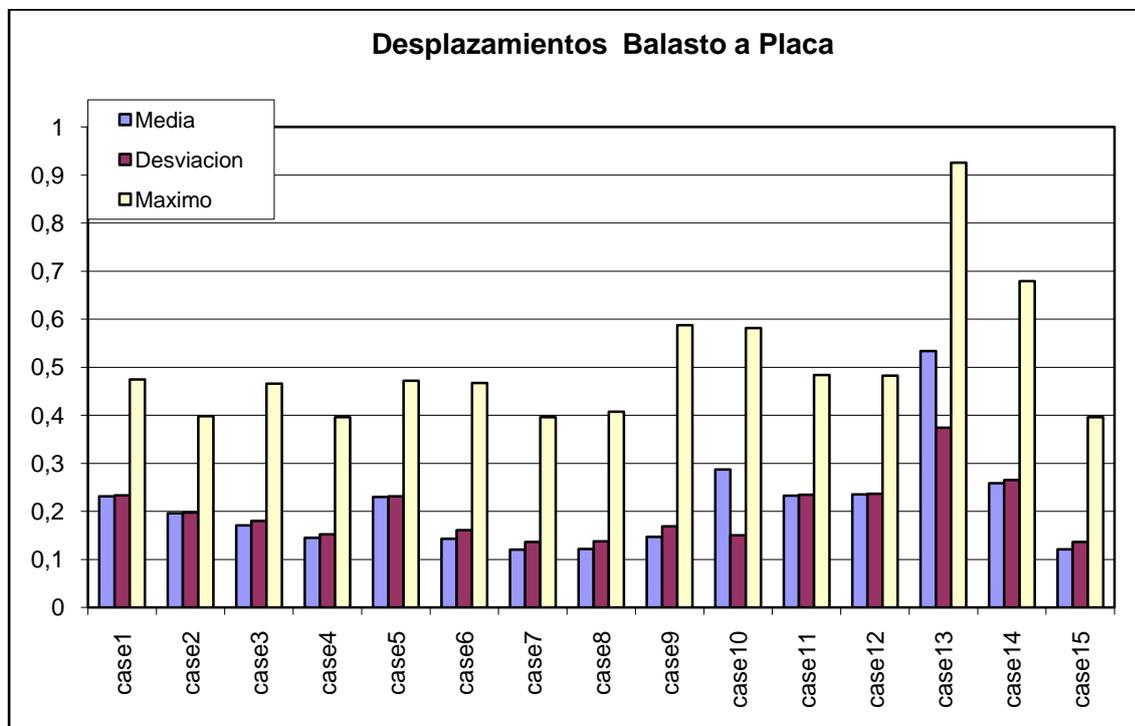


Figura 79 Media, desviación típica y valores máximos en desplazamientos. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

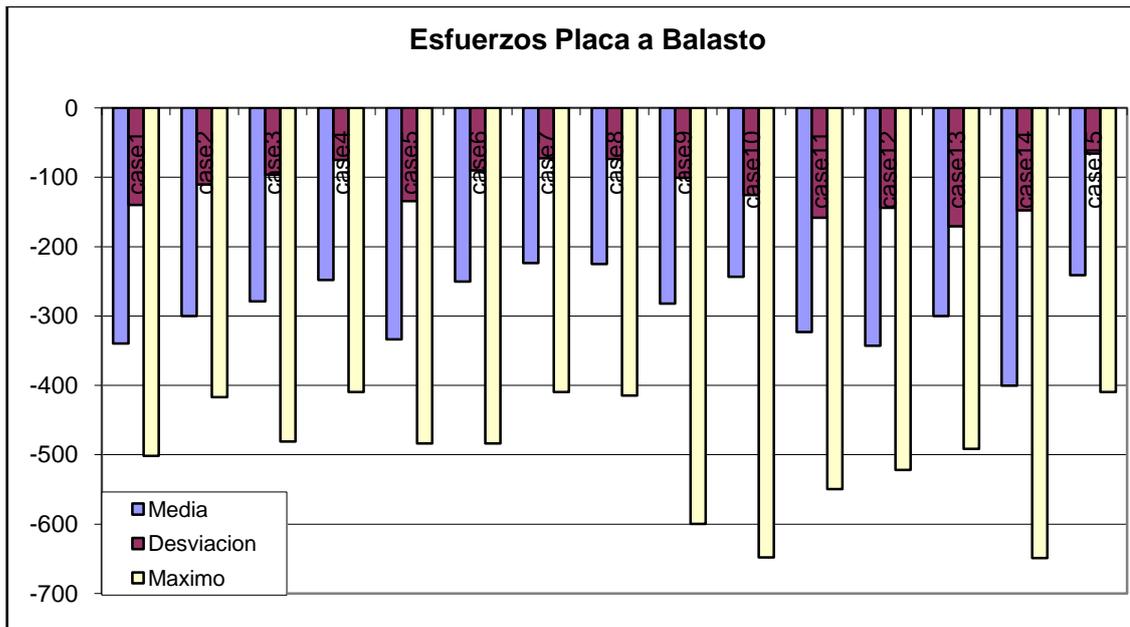


Figura 80: Media, desviación típica y valores máximos en esfuerzos bajo soportes. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

Si el tren viaja de vía en balasto a vía en placa sucede en los casos 9,11 y caso 14 solo considerando los valores máximos. Por lo que la desviación típica de los valores está por debajo de los 500 KN/m<sup>2</sup>. El valor medio de las tensiones en la zona del balasto no sobrepasa los 400 KN/m<sup>2</sup> en cualquiera de las dos direcciones de desplazamiento.

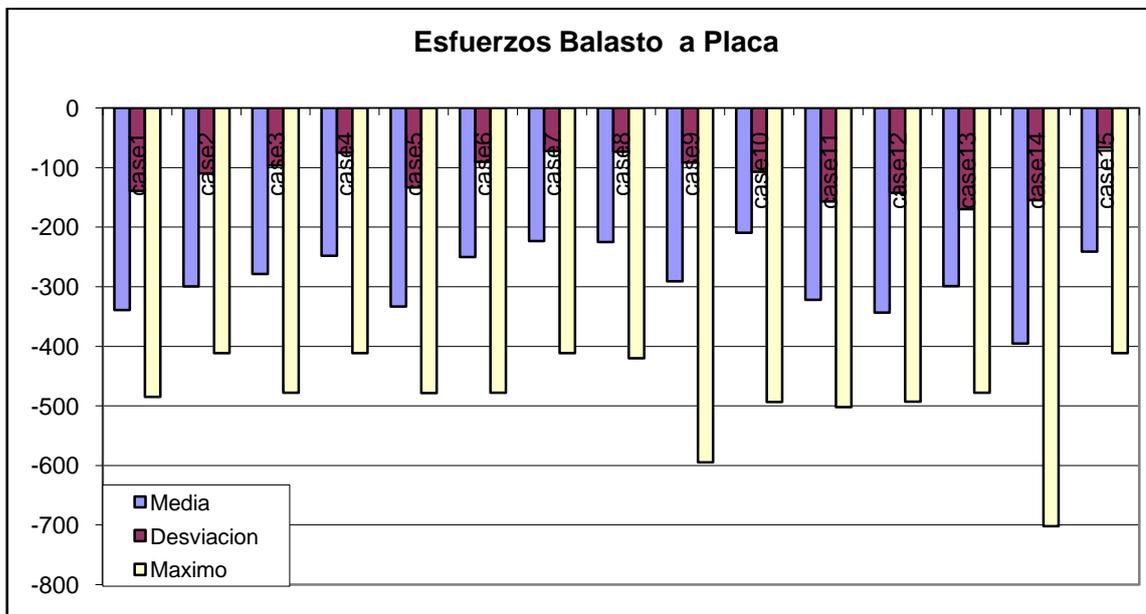


Figura 81 Media, desviación típica y valores máximos en esfuerzos bajo soportes. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa

## RESUMEN DE TODOS LOS DESPLAZAMIENTOS

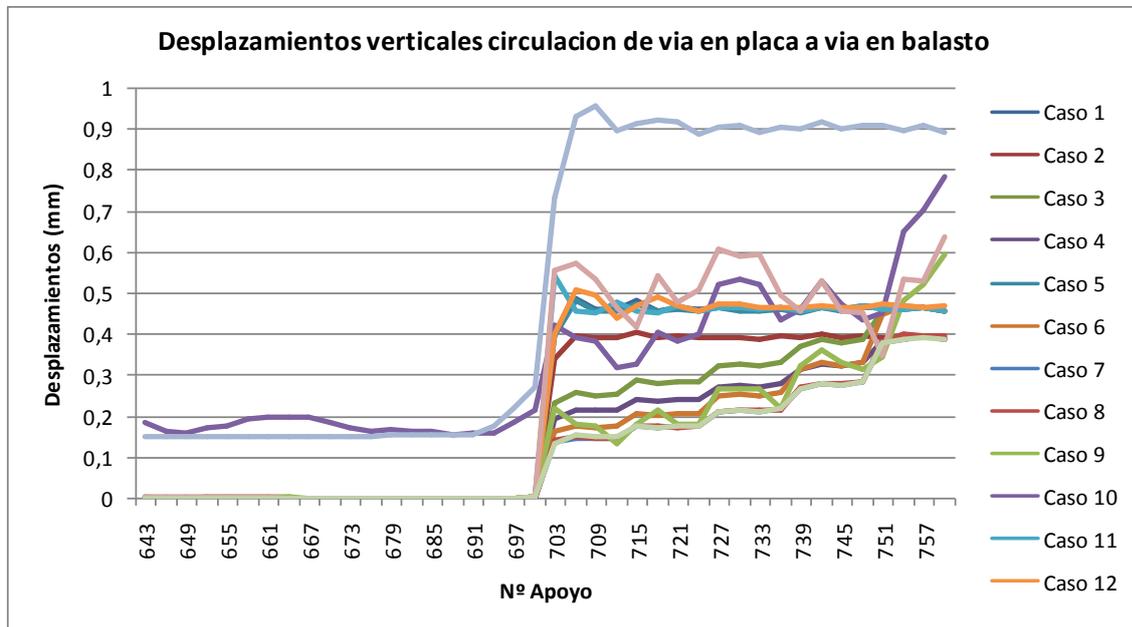


Figura 82 Desplazamientos verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en placa a vía en balasto

Se puede apreciar en una representación conjunta de todos los casos que la mejor solución sin considerar los efectos de las capas de la infraestructura es la solución 7. Las líneas superiores corresponden a casos donde se han introducido elementos de la infraestructura como son las capas de forma y la subbase. Las líneas inferiores solo corresponden a mejoras en la superestructura sin considerar los elementos de la infraestructura. Al considerar los elementos de la infraestructura los desplazamientos verticales se incrementan. Se representan los casos no reflejados anteriormente como son el caso 2 (doble carril), el caso 3 (traviesas de longitud variable), el caso 4 (combinación de los dos anteriores), el caso 5 (traviesas más ligeras) y el caso 6 (traviesas extralargas). Se puede ver en la Figura 82 y Figura 83 como la solución mejora hasta llegar al caso 7.

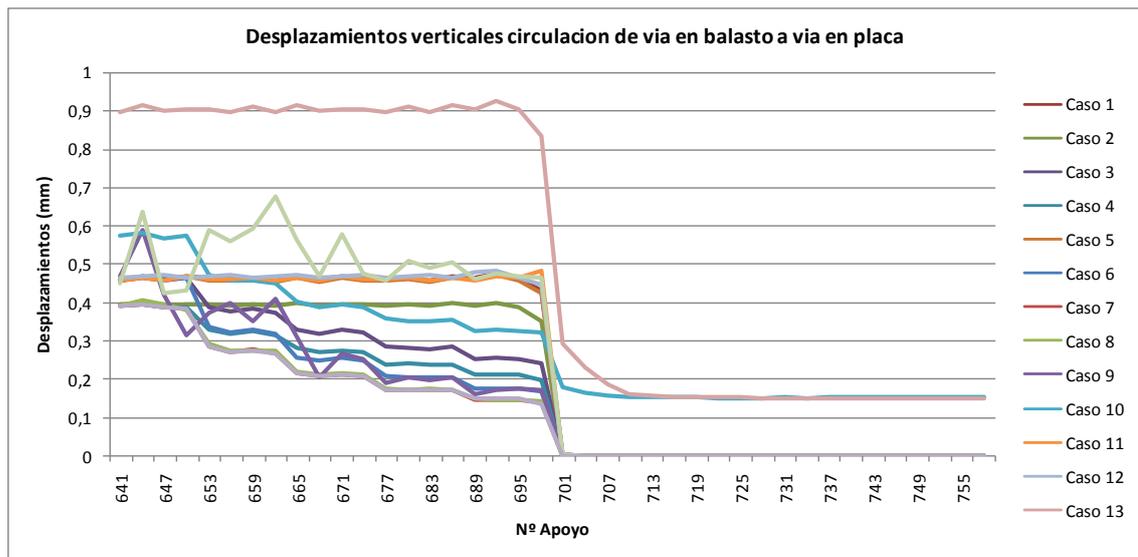


Figura 83 Desplazamientos verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en balasto a vía en placa

Al introducir las capas de inferiores como son la subbase y la capa de forma, el caso 10 es un caso intermedio separa ambas soluciones. Es el caso óptimo para la solución combinada (infraestructura + superestructura).

En general del estudio en desplazamientos se puede concluir que independientemente de la dirección de desplazamiento la transición comienza antes y después del punto crítico o de cambio de vía en balasto a vía en placa, es decir comienza ya en los apoyos anterior y posterior al punto, siendo siempre mayor en la zona del balasto. Esto es lógico al ser la zona de la vía sobre balasto “menos rígida” permite mayores desplazamientos verticales que la zona de vía en placa mucho “más rígida”.

Si se pretende intervenir modificando la rigidez de los apoyos, sería necesario la colocación de al menos 17 apoyos con rigidez variable para conseguir una transición más gradual, con el caso 7 sería innecesario pues los valores son suficientemente graduales como para no utilizar pads de rigidez variable.

Los resultados aquí presentados se han llevado a cabo considerando el estudio de los elementos de la superestructura (carril, pads, traviesas, placa de hormigón, material elástico bajo placa y balasto). Uniendo los resultados óptimos de las combinaciones obtenidas de estos elementos de la superestructura a estudios existentes de combinaciones de elementos de infraestructura (Gallego et al. 2011) se puede obtener una estructura de transición global totalmente respaldada por la simulación computacional y el cálculo numérico.

Para el caso 7 se obtiene una longitud de transición de 11 m (para el caso de circulación de vía en placa a vía en balasto) y de 10 m cuando la dirección es la opuesta. Por lo que

se puede decir que influenciando tan solo 11 m (19 traviesas) se puede mejorar la transición en desplazamientos.

## RESUMEN DE TODOS LOS ESFUERZOS

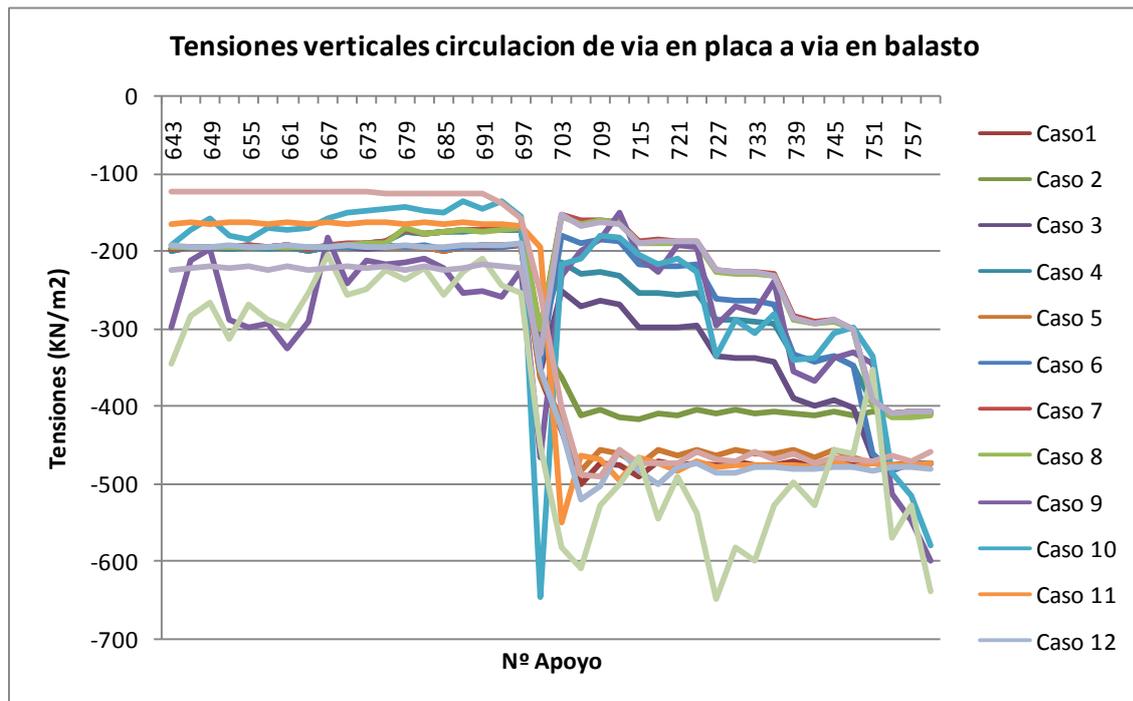


Figura 84 Esfuerzos bajo soportes verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en placa a vía en balasto

Del mismo modo que en desplazamientos, se han representado todos los casos de estudio. Se consigue una reducción de esfuerzos con el caso 7 a ambos lados de la zona de cambio de rigideces (en la vía en placa y en la vía sobre balasto). Al introducir las capas de la infraestructura la mejora es mucho más evidente (caso 10), sin embargo hay un pico de tensiones que llega a sobrepasar los  $600 \text{ KN/m}^2$  aunque este máximo se da en la zona de la vía en placa, para ambas direcciones de circulación.

Justo en la zona de cambio de un tipo de vía a otro se produce un incremento de tensiones, si se viaja de vía en placa a vía en balasto se alcanzan tensiones de  $-647.92 \text{ KN/m}^2$ . (Travesía 700). Si se viaja de vía en balasto a vía en placa la mayor tensión alcanzada es de  $-493.375 \text{ KN/m}^2$  (travesía 701). En ambos casos estas tensiones se producen del lado de la vía en placa.

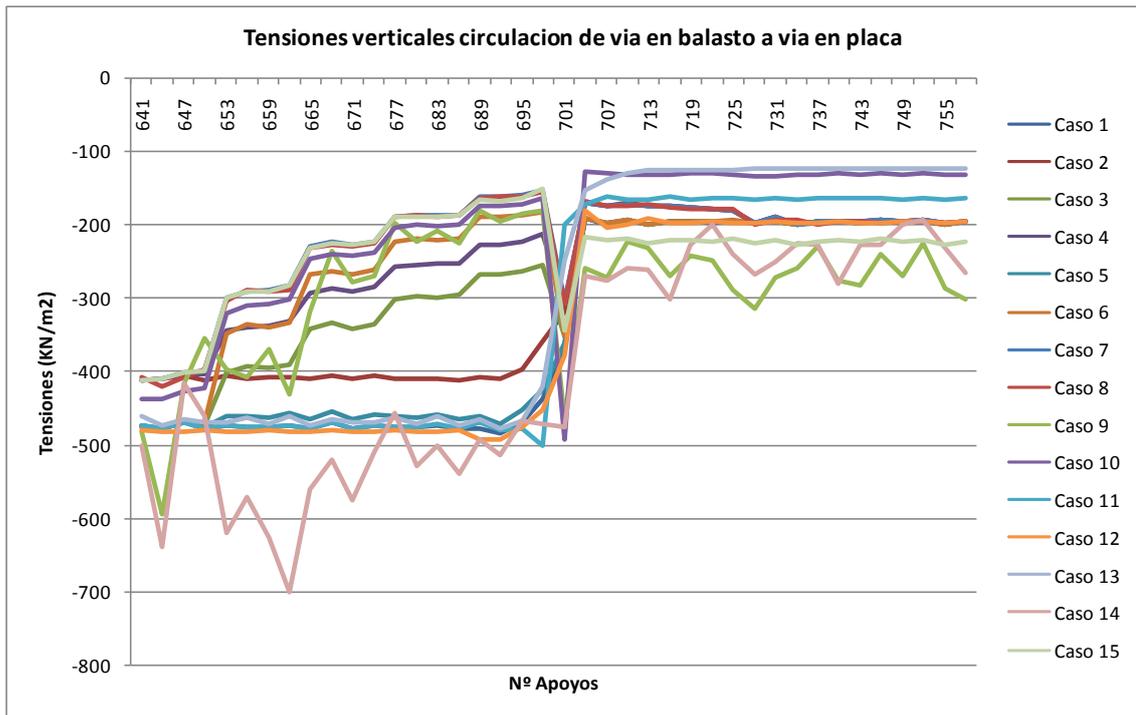


Figura 85 Esfuerzos bajo soportes verticales para todos los casos. Dirección de circulación de vía en balasto a vía en placa

A la vista de los resultados, en general se pueden deducir las siguientes conclusiones:

Cuando el tren circula de vía en placa a vía en balasto el mayor esfuerzo tensional alcanzado durante la transición se produce del lado de la vía en placa. Aunque el resultado no es tan intuitivo como parece, es posible que el carril flechte en esa zona, es decir el apoyo final sobre la vía en placa flechte debido a una cedencia de la vía en balasto próxima lo que produciría un incremento tensional mayor en esa zona. Cuando el tren está totalmente en la zona sobre el balasto las tensiones alcanzan un valor máximo constante. Este no se alcanza hasta que el tren no abandona por completo la zona de la vía en placa.

Cuando el tren circula de vía sobre balasto a vía en placa, el mayor incremento tensional se vuelve a producir en la parte de la vía en placa de nuevo. En este caso el tren choca contra la zona rígida al pasar de una zona menos rígida (balasto) a una zona más rígida (placa).

Para conseguir una transición gradual en tensiones para el mejor de los casos, modificando la rigidez de los apoyos habría que modificar al menos la rigidez de 20 apoyos. Por otra parte también significaría modificar la rigidez en 20 parejas de pads de apoyo.

Se ha obtenido una longitud de variación de tensiones de 11 m para ambas direcciones de circulación. En el caso de las tensiones modificando la rigidez en 11 m del lado de la vía sobre balasto (19 traviesas) se puede conseguir una transición correcta en tensiones.

#### 4.4 ANALISIS DE CASOS CON MAYOR LONGITUD DE ESTUDIO EN LA ZONA DE LA VIA EN BALASTO

Al analizar los casos anteriormente estudiados se ve como las tensiones aumentan según se pasa de la zona de vía en placa a la zona de balasto sea cual sea la dirección de circulación, por ello se ha tomado la decisión de tomar una mayor longitud de estudio en la en la zona de transición pero dentro de la zona de la vía sobre balasto para observar la tendencia tanto en desplazamientos como en tensiones. Por lo tanto se aumenta la longitud de estudio en la zona del balasto y se disminuye en la zona de la vía en placa. Para ver la tendencia a seguir tanto en tensiones como en desplazamientos verticales se ha utilizado el caso 10. Recordando este caso, como la solución de adoptar doble carril y traviesas extralargas en la zona de la transición e incorporando capas de infraestructura de fundación y de forma. Análogamente se consideran las dos posibles direcciones de desplazamiento de vía en placa a vía en balasto y viceversa.

Se realizara un estudio en desplazamientos y en tensiones.

#### ESTUDIO EN DESPLAZAMIENTOS

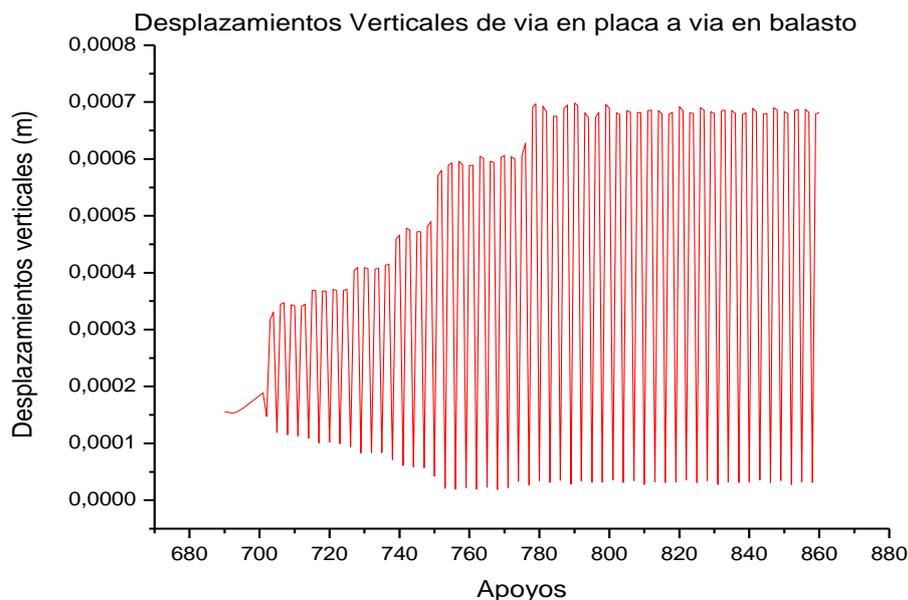
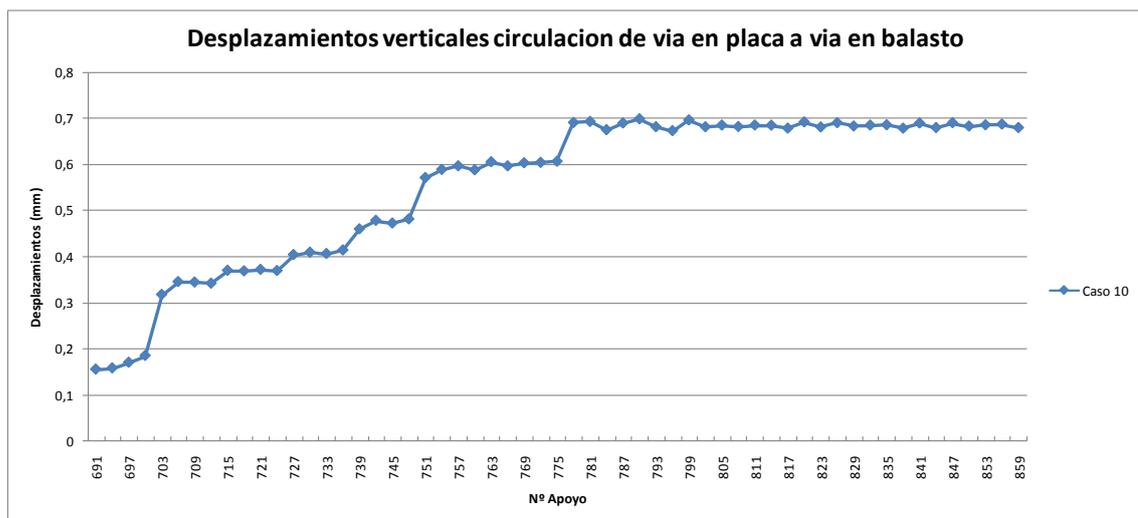


Figura 86 Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto. Máximos y mínimos. El tren viaja de la vía en placa a la vía en balasto.

En la *Figura 86* se representan todos los desplazamientos verticales máximos desde los elementos 690 a 860. Posteriormente solo se han representado los desplazamientos verticales en los soportes de vía (ya sean pads en la vía en placa o traviesas en la vía en balasto, elementos desde el 691 hasta el 859). La gráfica de la *Figura 87*, representa los valores máximos de los desplazamientos verticales cuando se circula de vía en placa a vía en balasto solo en los apoyos. Se puede observar que los desplazamientos alcanzan un valor máximo constante que ronda en torno a los 0,7 mm a partir del elemento 781.

En la gráfica de la *Figura 88* se representa exactamente lo mismo que se represento en la primera pero en este caso el tren va en dirección opuesta, es decir, de vía en balasto a vía en placa. Se dibujan los desplazamientos desde el elemento 540 hasta el 710 de cada elemento en que se ha discretizado la vía. Ya en esta primera gráfica de máximos se observa la tendencia del desplazamiento de uno a otro extremo de la transición. A partir del elemento 700 se entra en la zona de la vía en placa.



*Figura 87 Desplazamientos verticales máximos en traviesas de la zona del balasto mm. El tren circula de la vía en placa a la vía en balasto.*

En la *Figura 89* el estudio se centra únicamente en los soportes de vía correspondiendo con los elementos 542 a 710 cada 3 elementos. Se observa claramente el paso de desplazamientos de valores entre 0,1 y 0,2 mm en la zona de la vía en placa a valores inferiores a 0,7 mm en la zona de la vía en balasto.

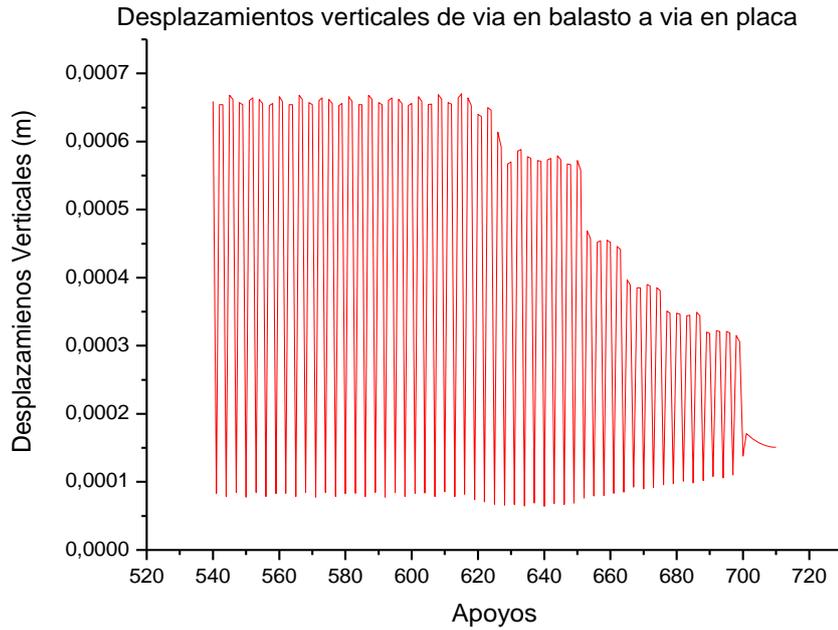


Figura 88 Desplazamientos verticales máximos y mínimos en traviesas de la zona del balasto mm. El tren de la vía en balasto a la vía en placa.

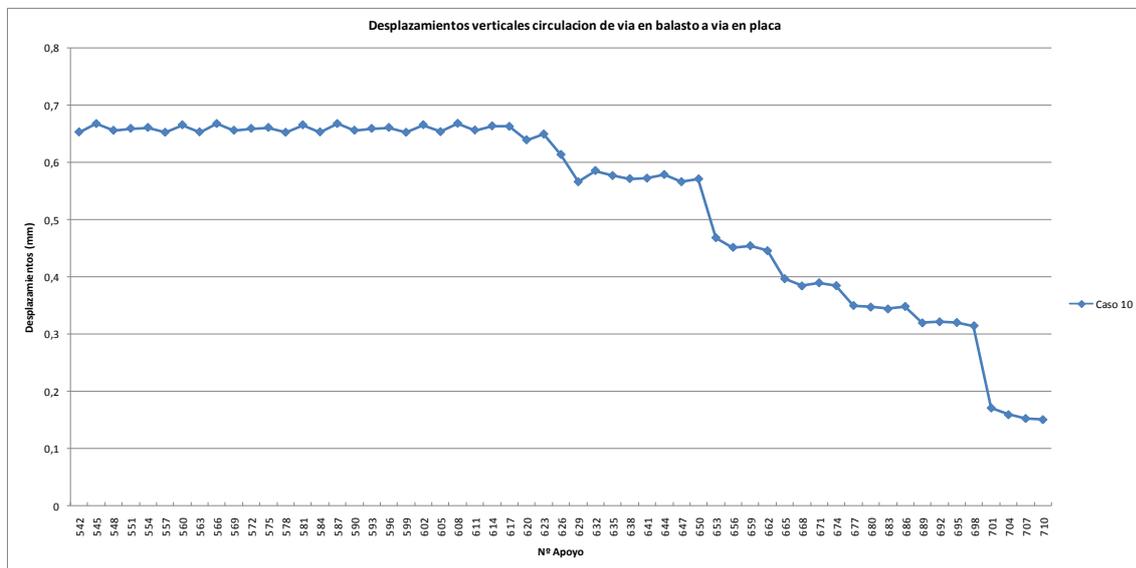


Figura 89 Desplazamientos verticales máximos en traviesas de la zona del balasto mm. El tren va de la vía en balasto a la vía en placa.

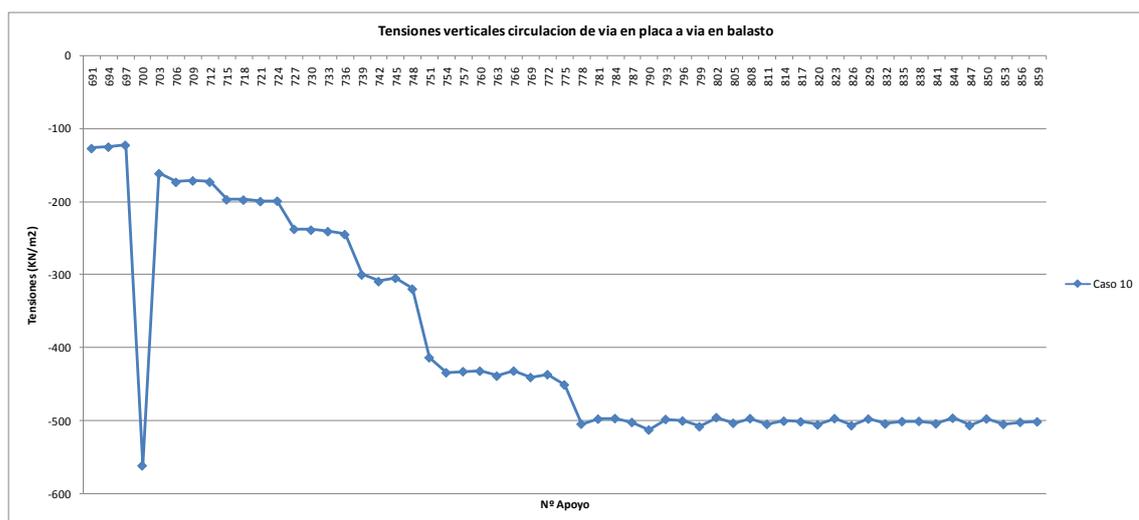
La transición de placa a balasto y viceversa se da en el elemento 700. Se puede observar el comportamiento de la vía en una distancia de 16 m desde el elemento 780 de vía en

placa a vía en balasto y de 16 m desde el elemento 620 si el tren circula en dirección opuesta, es decir de vía en balasto a vía en placa.

Igualmente que en los casos de estudio iniciales se observa que el desplazamiento comienza en la zona de la vía en placa probablemente debido a la flexión de los carriles y la cedencia de los pads de apoyo. El desplazamiento vertical va creciendo hasta adoptar un valor constante en la zona del balasto menor de 0,7 mm en ambas direcciones de desplazamiento.

Se puede ver en las *Figura 87* e *Figura 89* que a una distancia entre los 16 y 18 m desde el límite (entre vía en placa y vía en balasto) se alcanza un valor constante de desplazamientos verticales tanto en una dirección como en otra.

## ESTUDIO EN TENSIONES



*Figura 90 Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m<sup>2</sup>. El tren circula de la vía en placa a la vía en balasto.*

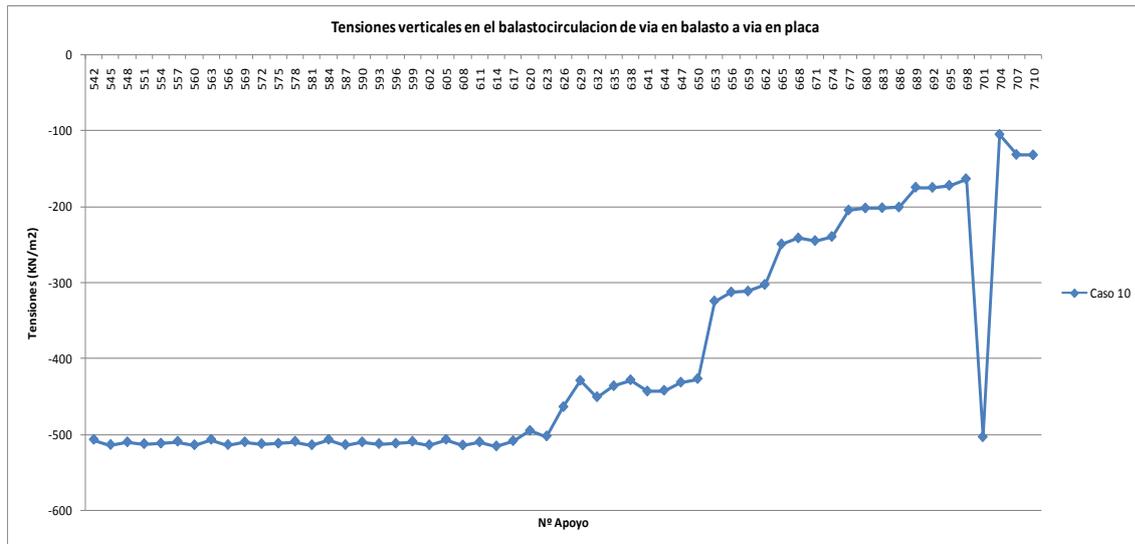


Figura 91 Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de la vía en balasto a la vía en placa.

En las gráficas aquí representadas se puede ver que la tensión máxima en la zona del balasto oscila ligeramente bajo los  $-500 \text{ KN/m}^2$ . En el primer caso, cuando el tren circula de vía en placa a vía en balasto se puede observar un pico justo en la zona de transición de unos  $-562 \text{ KN/m}^2$  situado en el elemento 700 por lo tanto en la vía en placa. Si el tren viaja de balasto a placa hay otro valor de pico de  $-503,75 \text{ KN/m}^2$  en el punto 701 por lo tanto el valor máximo alcanzado se encuentra en la zona de la vía en placa (para ambos sentidos de circulación) como se observó en los casos iniciales. Según estos resultados los valores máximos de tensión sufridos están en la zona de la vía en placa y pueden ser soportadas por la placa de hormigón.

Todas las tensiones sufridas en el balasto por encima de  $|500| \text{ KN/m}^2$  son dañinas para el mismo. El balasto pierde cohesión y por lo tanto debido a la fricción de partículas no cohesionadas se produce su desgaste y su deterioro disminuyendo su calidad y sus propiedades.

El objetivo del estudio llevado a cabo en este apartado ver cómo evoluciona el incremento tanto en desplazamientos verticales como en tensiones verticales a cierta distancia del punto de transición (situado entre los elementos 700 y 701). En ambos casos tanto en desplazamientos como en tensiones estas aumentan hasta alcanzar un valor estable en la zona del balasto.

El comportamiento en la zona de balasto es variable desde el punto de transición hasta que alcanza un valor más o menos uniforme a una cierta distancia de la zona de transición cuya longitud dependerá del caso de estudio.

Casos	CIRCULACION DE VIA EN PLACA A VIA EN BALASTO					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (KN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Estándar	Máximo	Media	Desviación Estándar	Máximo
<b>Caso 10</b>	0,553	0,166	0,698	-396,169	137,957	<b>-562,000</b>

Tabla 14 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

Casos	CIRCULACION DE VIA EN BALASTO A VIA EN PLACA					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (KN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Estándar	Máximo	Media	Desviación Estándar	Máximo
<b>Caso 10</b>	0,532	0,161	0,669	-400,812	139,696	<b>-515,800</b>

Tabla 15 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

Por lo tanto para este caso se alcanzan valores por encima de 500 KN/m<sup>2</sup> y por tanto críticos para el balasto. Queda de manifiesto la importancia de las capas de la infraestructura sobre el comportamiento global de la vía.

Se puede apreciar en las gráficas de la *Figura 90* y *Figura 91* que las tensiones alcanzan un valor uniforme en una distancia entre 16 m y 18 m para ambas direcciones de desplazamiento, es decir la distancia en la que varía el desplazamiento vertical coincide con la distancia en la que varían las tensiones sobre el balasto.

Para estar dentro de la seguridad se puede deducir que la variabilidad de tensiones y desplazamientos verticales en la zona del balasto está comprendida en una distancia de 18 m dentro de la vía sobre balasto.

#### 4.5 AUMENTO DE LA DISTANCIA DE SEPARACION ENTRE TRAVIESAS

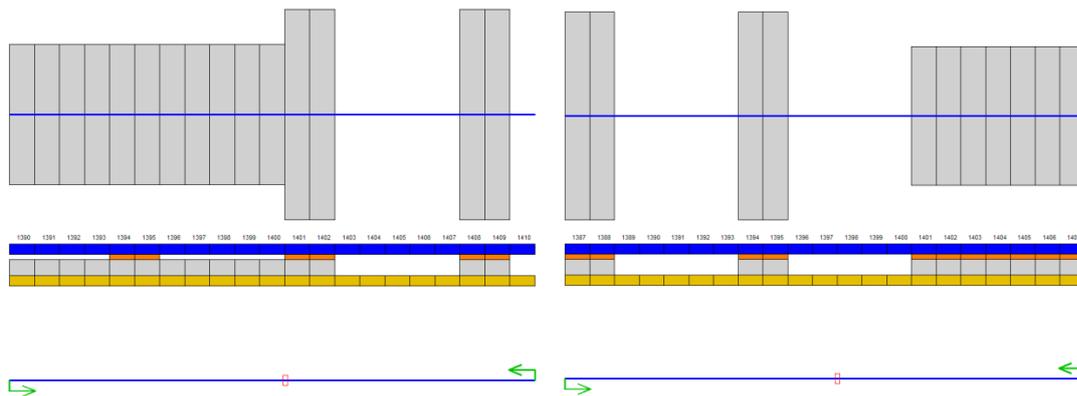
Se ha llevado a cabo el estudio del fenómeno de transición de vía en placa a vía en balasto y viceversa discretizando la longitud del elemento de vía utilizado a 0,1 m por elemento.

De esta forma se puede ver con más precisión, que ocurre en el punto exacto de la transición, entre el elemento 700 y 701, donde se pasa de una tipología de vía a otra, se

ha discretizado aún más la vía. Se han elegido los casos 7 y 10 para ambas direcciones de desplazamiento.

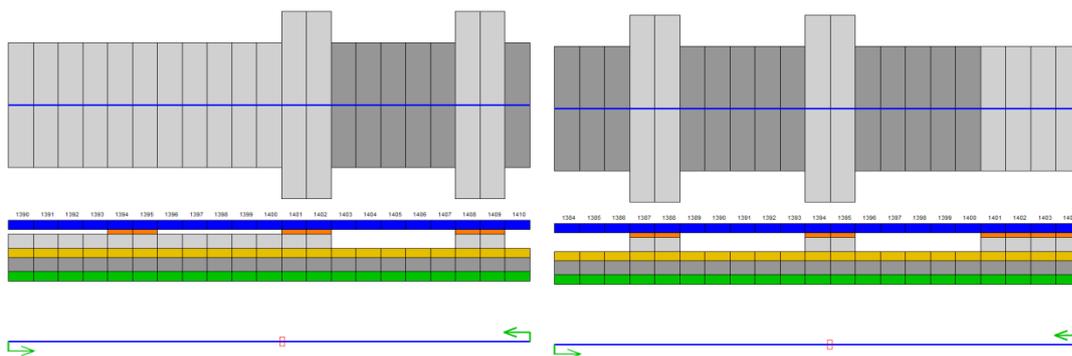
A continuación se exponen los resultados más importantes. Se representan en las siguientes *Figura 92*, *Figura 93* los dos casos para las dos direcciones consideradas.

La primera *Figura 92* representa el caso 7.



*Figura 92 Representación esquemática de la zona de estudio para las dos direcciones consideradas. La separación entre traviesas es de 0,7 m caso 7.*

En el segundo caso si se introducen las capas de la infraestructura (capa de fundación y capa de forma) se obtiene el caso 10 cuya representación de sus elementos en ambas direcciones se expone en la *Figura 93*:



*Figura 93 Representación esquemática de la zona de estudio para las dos direcciones consideradas. La separación entre traviesas es de 0,7 m caso 10.*

Después de presentar los casos anteriormente estudiados pero ahora refinando la discretización de sus elementos, se realiza la simulación para obtener desplazamientos verticales y tensiones antes y después de la zona de transición, lo que permite describir

y analizar el fenómeno desde un punto de vista más preciso y ver el efecto de una mayor separación entre apoyos.

## ESTUDIO EN DESPLAZAMIENTOS

A continuación se representan los gráficos obtenidos para el caso 7 y el 10 en desplazamientos verticales para ambas direcciones de recorrido (de vía en placa a vía en balasto y viceversa).

### Caso7 de vía en placa a vía en balasto

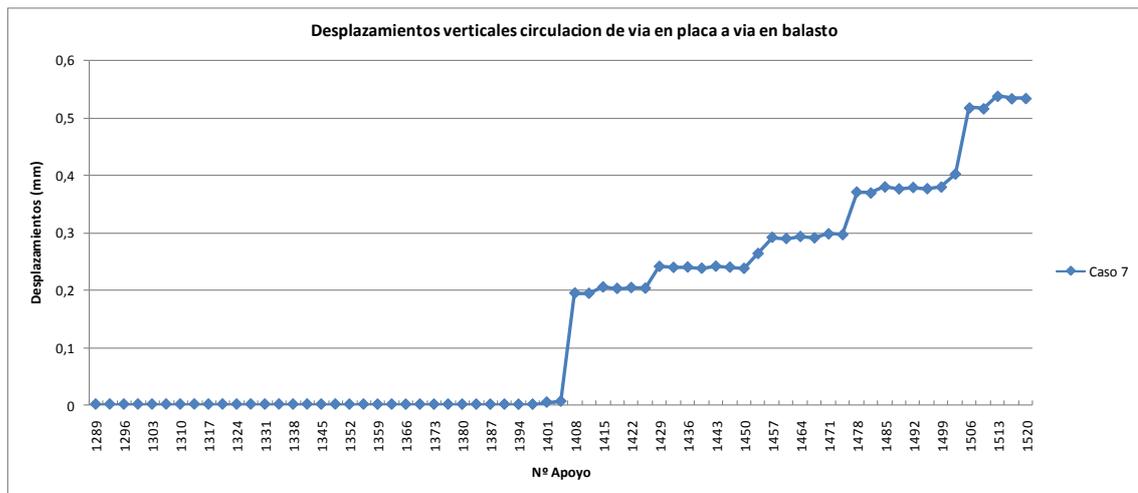


Figura 94 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

En lo que respecta a desplazamientos los mayores saltos se dan al comienzo de la zona (separación placa balasto) y al final ya en la zona de la vía sobre balasto.

En la Figura 95 se hace un zoom de la zona de transición (a la izquierda vía en placa, a la derecha vía en balasto). Los desplazamientos son inferiores a 0,6 mm. En la zona de la vía en placa los desplazamientos son despreciables.

Se observa que el último apoyo en la zona de la vía en placa cede y tiene un pequeño desplazamiento vertical justo antes de pasar a la zona de vía sobre balasto. Este fenómeno se aprecia mejor en las Figura 96 y Figura 97 en las que se representan los desplazamientos verticales cuando el tren se desplaza de vía en placa a vía en balasto, para el caso 10.

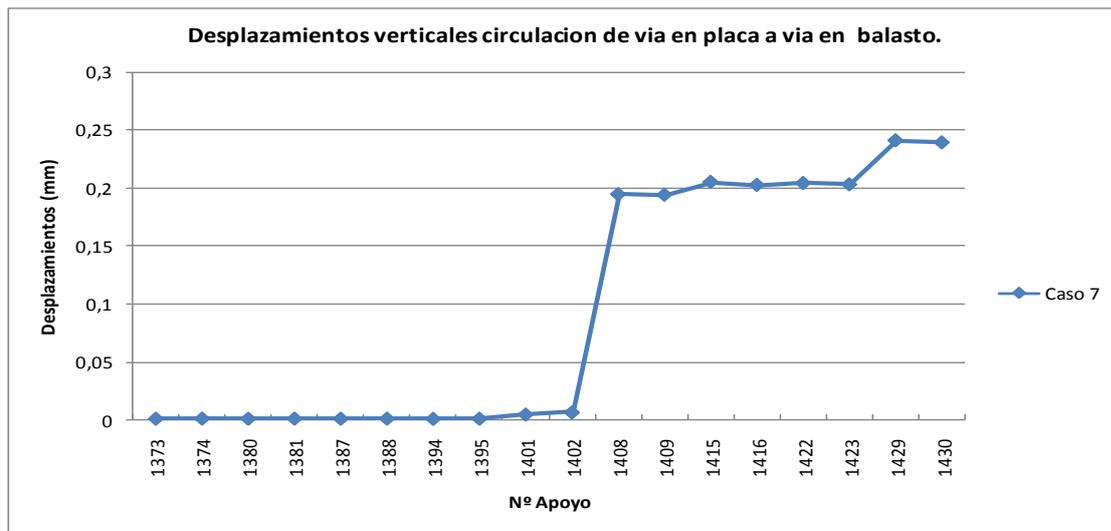


Figura 95 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle de la zona de transición.

Del estudio en desplazamientos se pueden obtener varias conclusiones:

Si se va de vía en placa a vía en balasto se observa en el último apoyo de la zona de la vía en placa se produce un desplazamiento muy pequeño, el apoyo cede antes de que el tren pase completamente a la zona de vía en balasto. Después el valor del desplazamiento aumenta hasta alcanzar un valor constante. Si se va de vía en balasto a vía en placa se puede ver que en el primer apoyo de la vía en placa se produce un pequeño desplazamiento como si este cediese un poco al llegar la carga a él. Posteriormente va disminuyendo hasta hacerse prácticamente nulo.

**Caso 10 de vía en placa a vía en balasto**

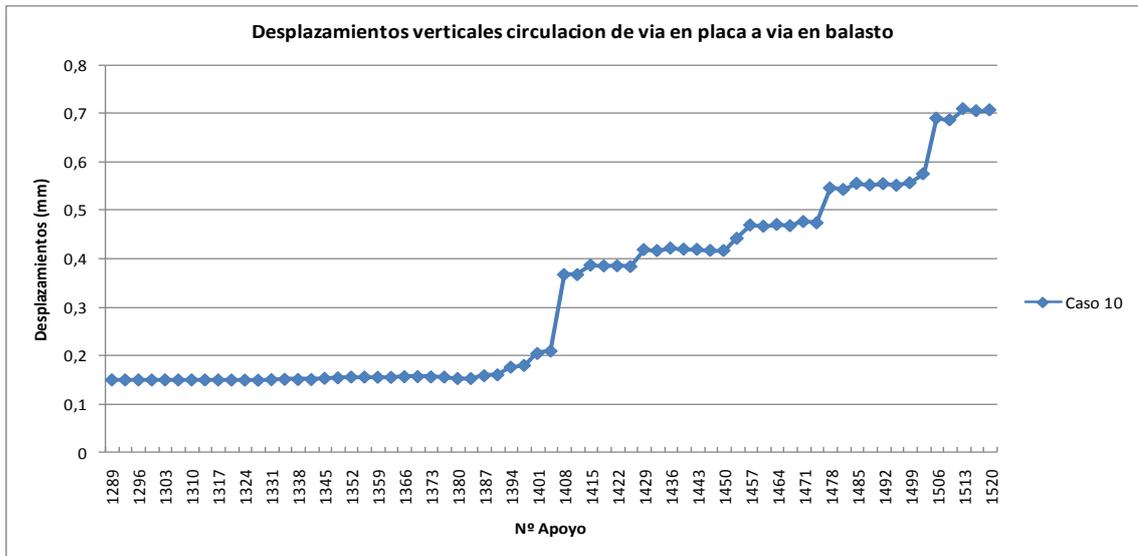


Figura 96 Caso 10. Desplazamientos verticales en travесas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

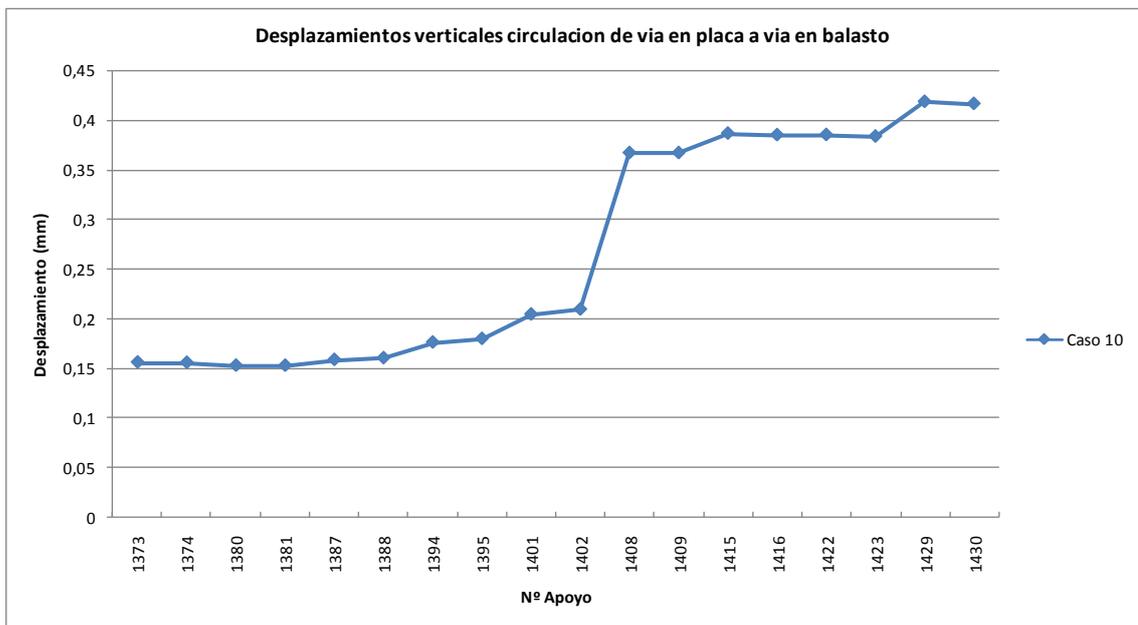


Figura 97 Caso 10. Desplazamientos verticales en travесas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle de la zona de transición.

**Caso 7 de vía en balasto a vía en placa**

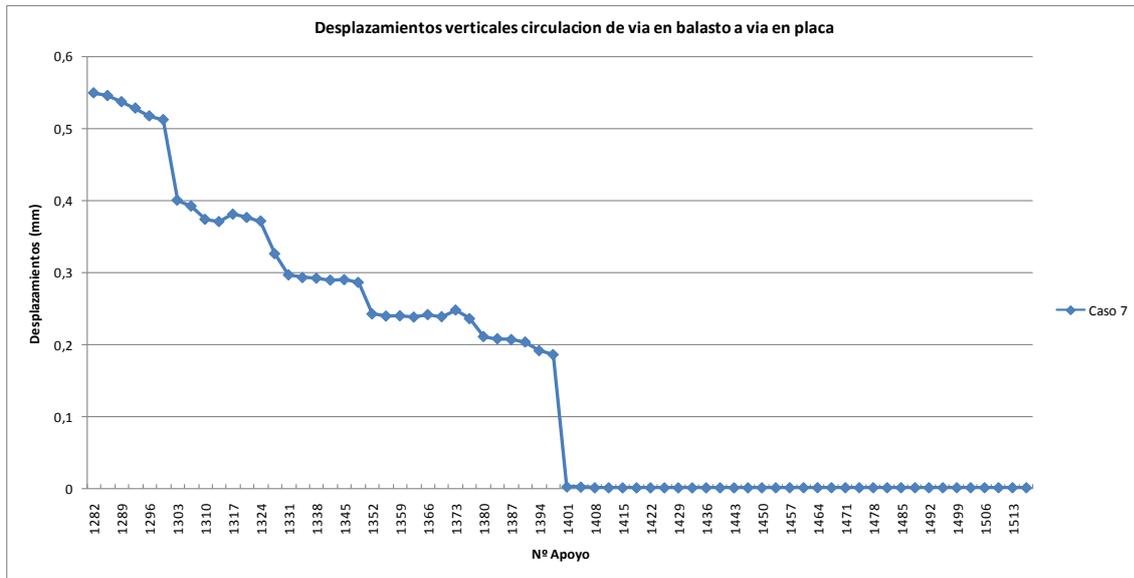


Figura 98 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

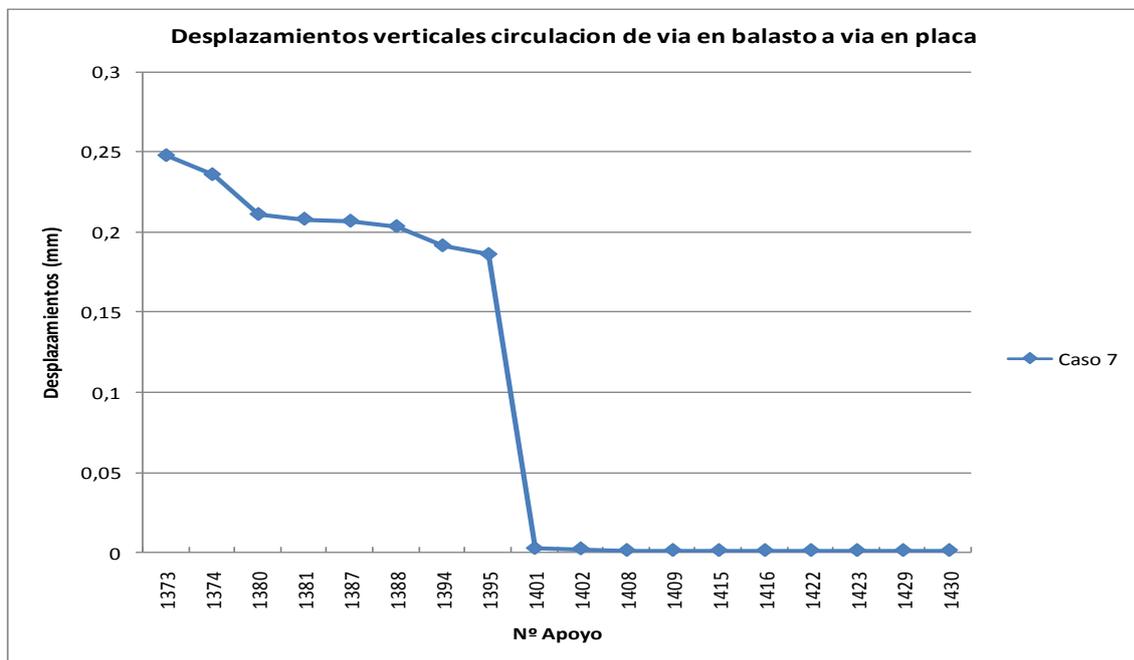


Figura 99 Caso 7. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición.

### Caso 10 de vía en balasto a vía en placa

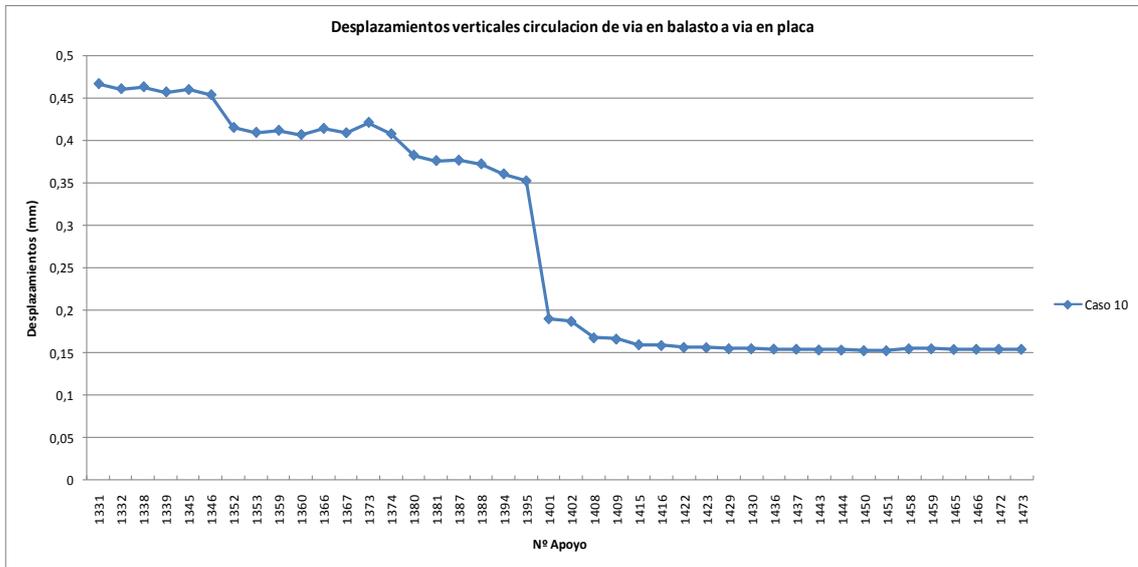


Figura 100 Caso 10. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

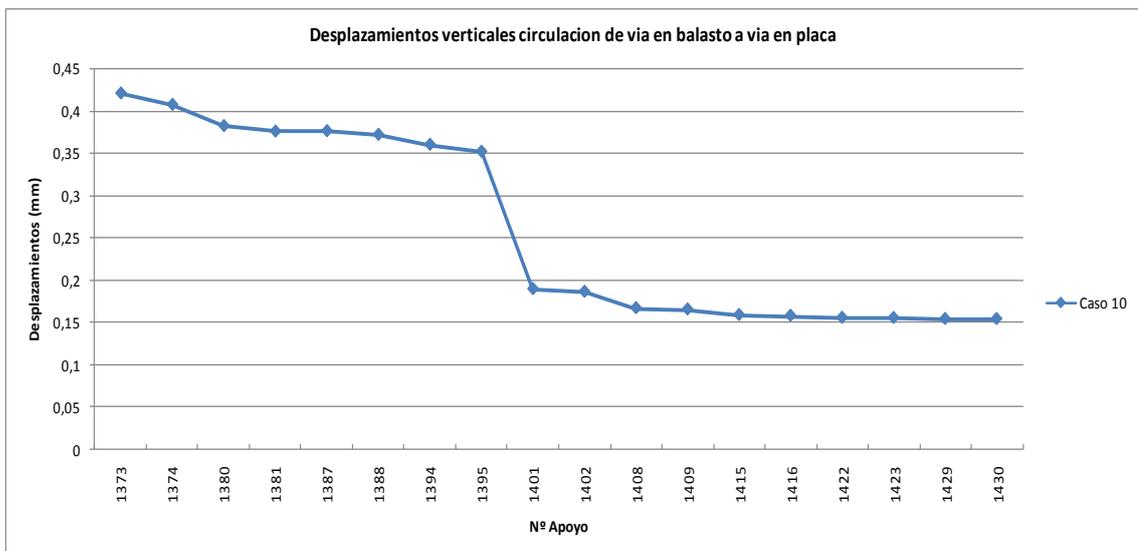


Figura 101 Caso 10. Desplazamientos verticales en traviesas de la zona del balasto mm. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición.

La transición se produce a la derecha del elemento 1402 (cuando se va de vía en placa a vía en balasto) y a la izquierda del elemento 1401 cuando el tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

## ESTUDIO EN TENSIONES

### Caso7 de vía en placa a vía en balasto

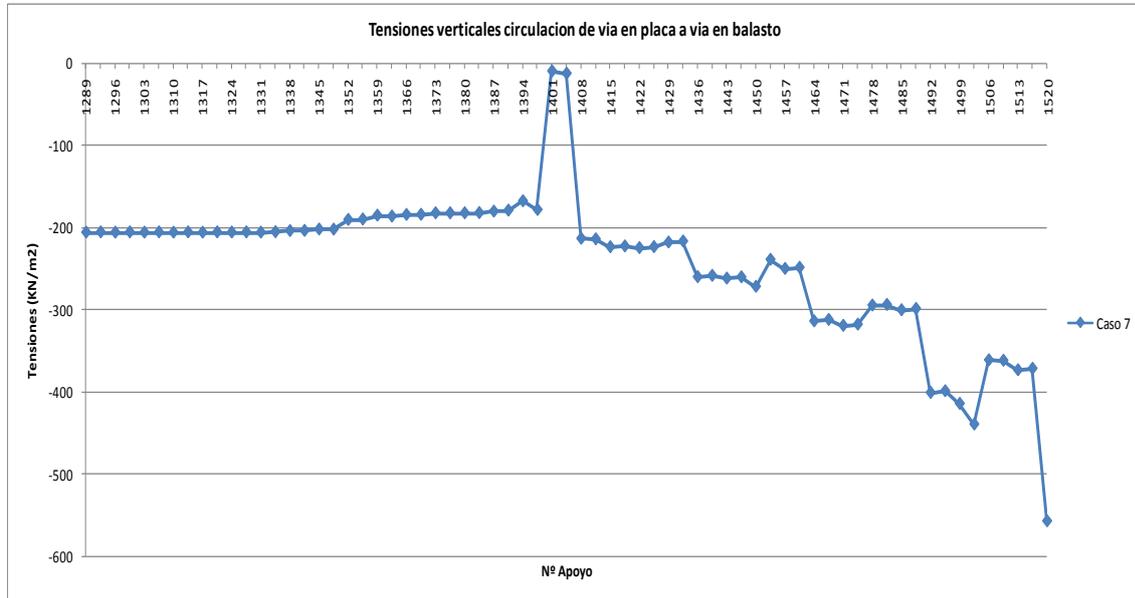


Figura 102 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

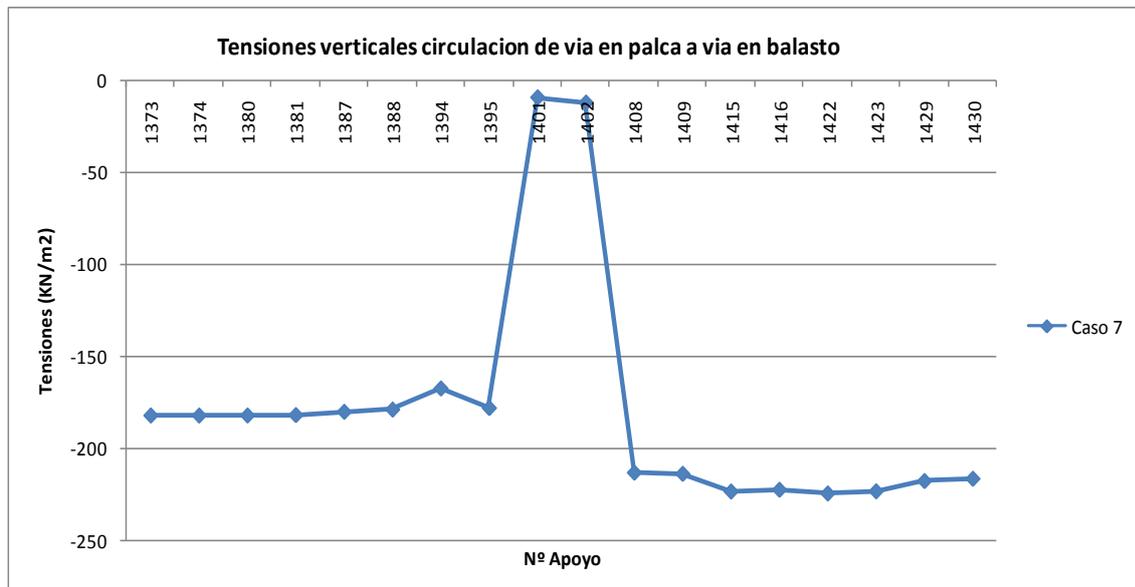


Figura 103 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle en la zona de transición.

### Caso 10 de vía en placa a vía en balasto

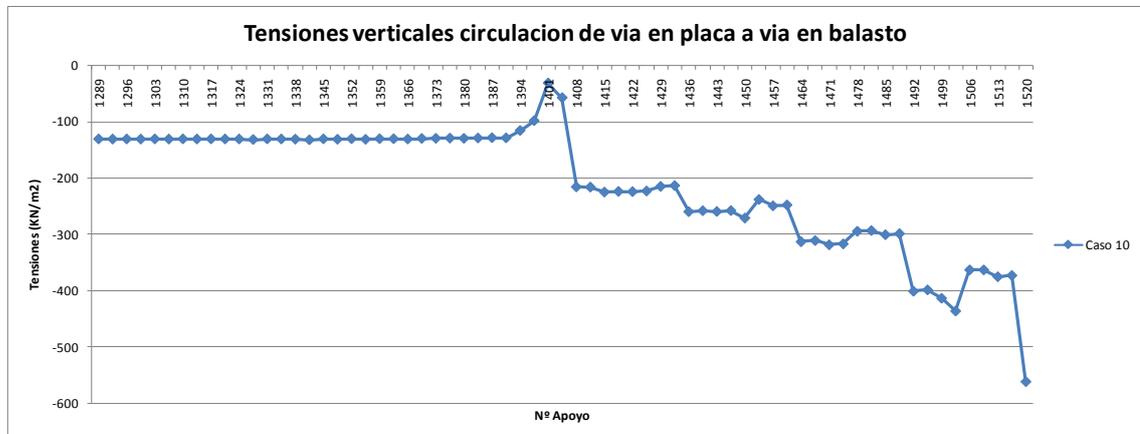


Figura 104 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

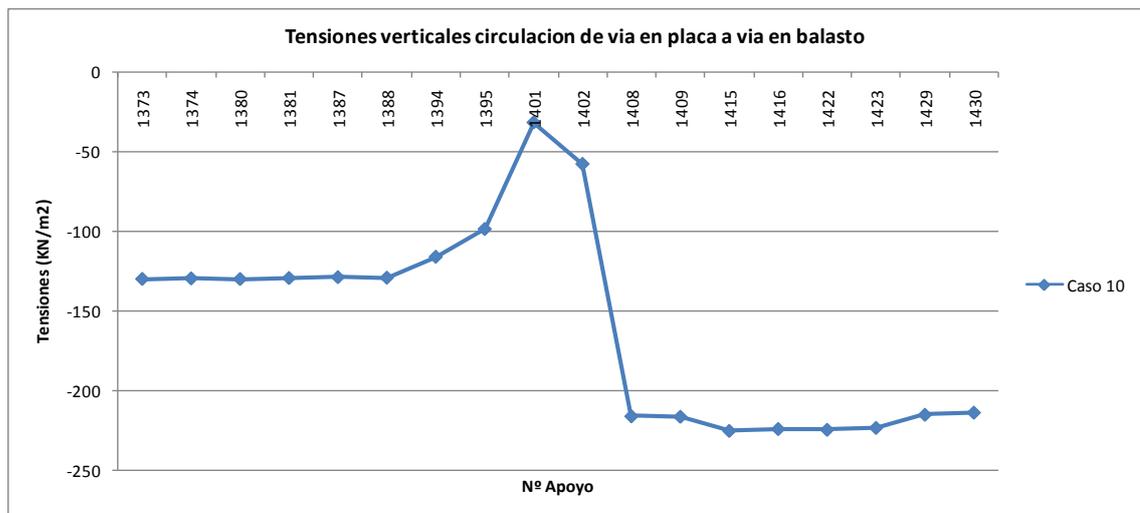


Figura 105 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Detalle en la zona de transición.

Se observa en ambos casos 7 y 10 que cuando se viaja de vía en placa a vía en balasto se produce una disminución de la tensión justo antes de abandonar la zona de la vía en placa. Esta ligera disminución de la tensión puede deberse a la flexión del carril en el apoyo, lo que explicaría el descenso producido en el extremo de este (pequeño desplazamiento vertical en el elemento 1402 (ver Figura 94, Figura 95, Figura 96, Figura 97).

### Caso 7 de vía en balasto a vía en placa

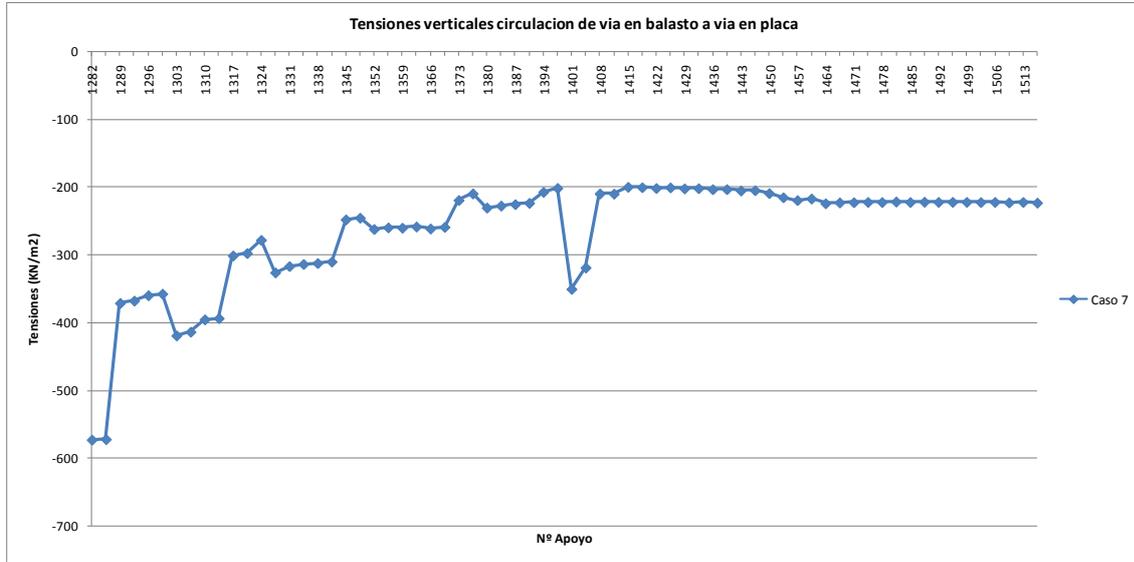


Figura 106 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

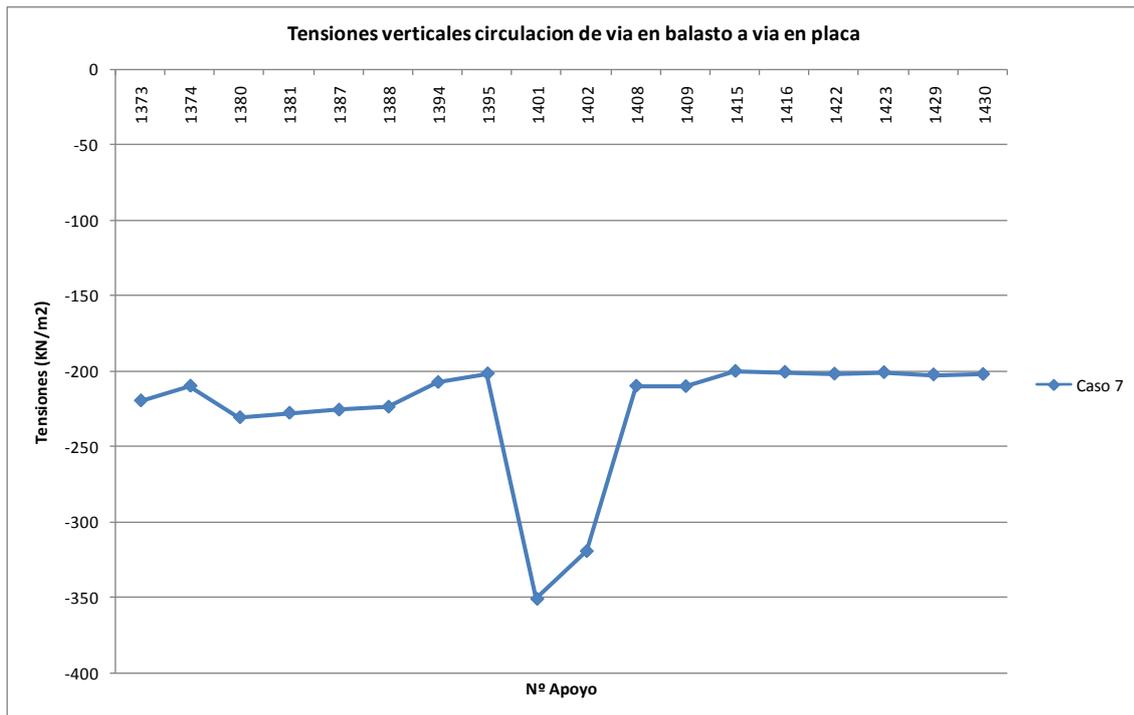


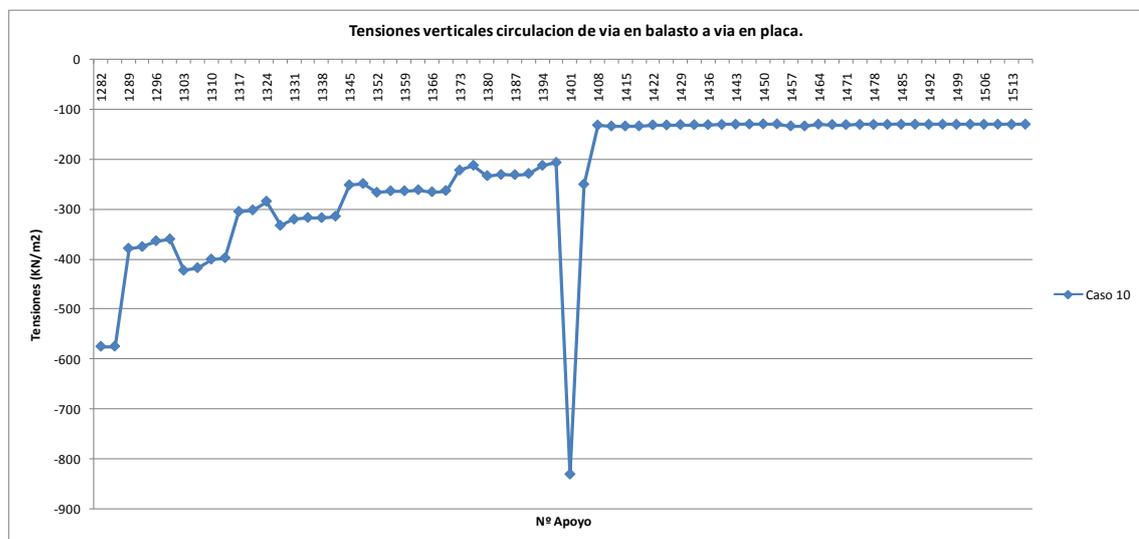
Figura 107 Caso 7. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición

Las tensiones se disparan por encima del límite de los  $500 \text{ KN/m}^2$  por lo tanto la solución planteada de aumentar la separación de traviesas no es óptima. Se aprecia

como al final de la zona de vía en placa se produce una descarga (ver elementos 1408 y 1458 de la *Figura 106*), no se produce una carga definitiva hasta 6 m después de que el tren entra en la zona de vía en placa.

### Caso 10 de vía en balasto a vía en placa

En el caso de que el desplazamiento se produce desde la vía en balasto a la vía en placa, se aprecia que se genera un pico de tensiones en la zona de la placa, de esta manera se puede decir que el tren choca contra la estructura de vía en placa al pasar de la vía en balasto a la vía en placa.



*Figura 108 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto KN/m<sup>2</sup>. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.*

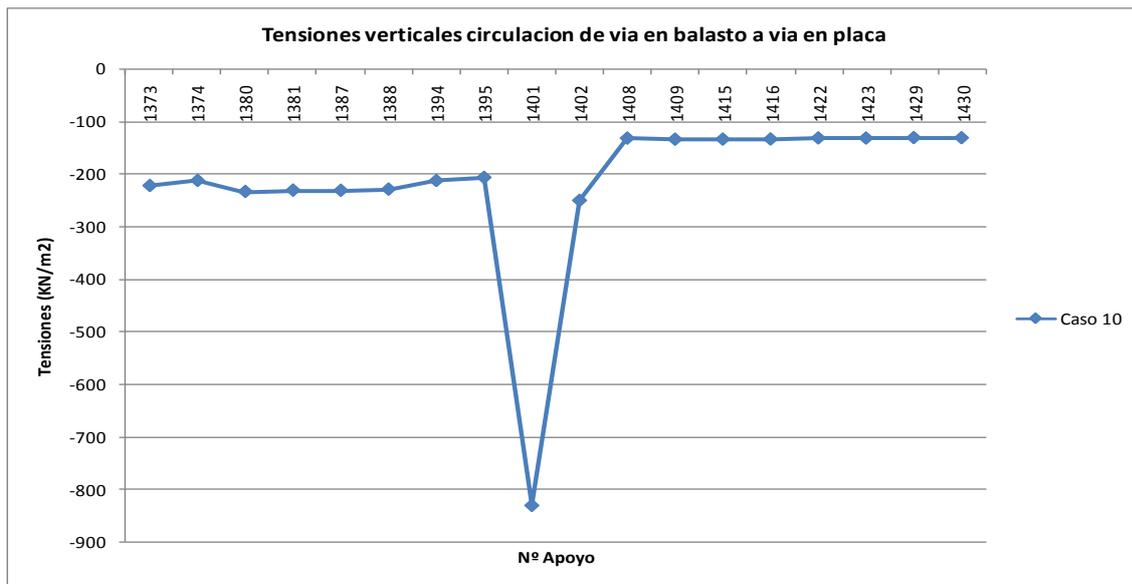


Figura 109 Caso 10. Tensiones verticales en traviesas de la zona del balasto  $\text{KN/m}^2$ . El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Detalle de la zona de transición.

Por lo tanto cuando se va de vía en placa a vía en balasto ocurre algo extraño (caso 7 y 10). En el último apoyo de la vía en placa se produce una disminución de la tensión, justo antes de entrar en la zona de la vía sobre balasto. Las gráficas reflejan que parte de la carga que está ya en la zona de balasto influencia a la carga que está todavía en la zona de la vía en placa, es decir, justo en la zona de transición en esta dirección la zona del balasto se carga y la de la vía en placa se descarga. Después la carga aumenta considerablemente en la zona de la vía sobre balasto hasta alcanzar un valor más o menos constante. La explicación puede ser que el carril en esa zona, flecte de manera que descargue parte de la carga al apoyo y la reciba solo él.

Cuando el tren circula de vía en balasto a vía en placa se produce un aumento brusco justo en el primer apoyo de la zona de la vía en placa, es lógico pues ahí la rigidez es muy elevada y es el primer punto duro que se encuentra el tren, se puede decir que el tren choca al entrar en la vía en placa con la estructura.

casos	CIRCULACION DE VIA EN PLACA A VIA EN BALASTO					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (kN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
caso 7	0,159	0,178	0,538	-242,121	87,317	-557,800
caso 10	0,325	0,187	0,709	-211,678	106,550	<b>-562,450</b>

Tabla 16 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

casos	CIRCULACION DE VIA EN BALASTO A VIA EN PLACA					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (kN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
caso 7	0,166	0,182	0,182	-266,068	81,355	-484,830
caso 10	0,328	0,188	0,710	-233,895	133,412	<b>-831,700</b>

Tabla 17 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.

#### 4.6 COMPARACION CON RESPECTO A LOS CASOS INICIALES

Se quiere comprobar qué consecuencias tiene aumentar la longitud de separación de traviesas y cómo influye según el sentido de circulación.

Los resultados numéricos en tensiones y desplazamientos para uno y otro sentido de los casos estudiados 7 y 10 se muestran a continuación.

casos/separación	CIRCULACION DE VIA EN PLACA A VIA EN BALASTO					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (kN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
caso 7 (0,6 m)	0,120	0,136	0,394	-223,732	72,560	-409,685
caso 7 (0,7 m)	0,159	0,178	0,538	-242,121	87,317	-557,800
Caso10 (0,6 m)	0,326	0,174	<b>0,783</b>	-243,338	125,722	<b>-647,925</b>
caso 10 (0,7 m)	0,325	0,187	0,709	-211,678	106,550	-562,450

Tabla 18 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto. Comparación separación de 0,6 m y 0,7 m casos

Según estos datos numéricos, se puede ver que si el sentido de circulación es de vía en placa a vía en balasto al aumentar la separación entre traviesas, el caso 7 tiende a empeorar, todos los valores aumentan tanto en tensiones como en desplazamientos, como es lógico suponer (las reacciones en apoyos son mayores al aumentar la separación entre ellos para una misma carga lineal repartida). Por otra parte el caso 10 (donde influían las capas de la infraestructura) tiende a mejorar, los valores de desplazamientos verticales y tensiones máximos disminuyen.

casos/separación	CIRCULACION DE VIA EN BALASTO A VIA EN PLACA					
	Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (kN/m <sup>2</sup> )		
	Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
caso 7 (0,6 m)	0,121	0,136	0,396	-223,511	72,539	-411,550
caso 7 (0,7 m)	0,166	0,182	0,182	-266,068	81,355	-484,830
Caso10 (0,6 m)	0,287	0,150	0,582	-209,666	107,300	-493,375
caso 10 (0,7 m)	0,328	0,188	<b>0,710</b>	-233,895	133,412	<b>-831,700</b>

Tabla 19 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa. Comparación separación de 0,6 m y 0,7 m casos 7 y 10.

Si se analiza el sentido de circulación de vía en balasto a vía en placa analizando el caso 7, los desplazamientos son más uniformes y cercanos al valor medio (cuando la distancia entre apoyos aumenta y los máximos son menores, sin embargo las tensiones aumentan. Observando el caso 10 se aprecia un aumento de los valores en desplazamientos con respecto a los valores iniciales, igualmente si se analizan los valores de las tensiones alcanzadas, están tienden a aumentar alcanzando máximos de hasta el doble de los valores iniciales (igual que antes, si se aumenta la distancia entre apoyos las reacciones en los mismos aumentan). Por lo tanto en este sentido de circulación el efecto global en ambos casos es de empeoramiento.

El aumento de la distancia entre apoyos (o traviesas) de 0,6 m a 0,7 m en general tiene una repercusión negativa. Cuando el tren circula de vía en placa a vía en balasto y se aumenta la distancia entre apoyos las tensiones tienden a disminuir.

En general se puede decir que no resulta buena idea intentar aumentar la distancia entre soportes en una zona de transición.

## 4.7 COMPARACION ENTRE DISTINTAS TIPOLOGIAS DE TRENES

Como se expuso en el Capítulo 3 “Metodología” el programa permite cualquier configuración de vehículo. Para realizar el análisis numérico se han utilizado los siguientes vehículos ferroviarios:

- Locomotora THALYS (Cabeza tractora de la composición Thalys).
- Tren de Alta Velocidad ICE3
- Tren de Alta Velocidad THALYS

Los análisis llevados a cabo hasta este punto han sido realizados con la cabeza tractora del Thalys.

Es interesante ver el funcionamiento de las soluciones planteadas anteriormente con los trenes más utilizados en Alta Velocidad a nivel Europeo, como son el ICE y el THALYS.

Se ha llevado a cabo un análisis de tensiones y desplazamientos verticales para cada una de las soluciones adoptadas de infraestructura usando estos vehículos ferroviarios.

A continuación se presentan los resultados más característicos de este estudio en el ámbito de los desplazamientos y tensiones verticales.

### ESTUDIO EN DESPLAZAMIENTOS

A continuación se muestran los resultados obtenidos de desplazamientos verticales en la base de la traviesa, es decir, la zona de contacto traviesa balasto tras la simulación. Se han representado el caso 1, caso inicial (vía en ausencia de transición), caso7 (es el caso en el que se utiliza doble carril en la zona de la transición y traviesas extralargas) y el caso 10 (en este caso se introducen capas de infraestructura) de esta manera se han obtenido los siguientes gráficos que se muestran a continuación:

Si la dirección es de vía en placa a vía en balasto y considerando los asientos en el balasto positivos se tienen:

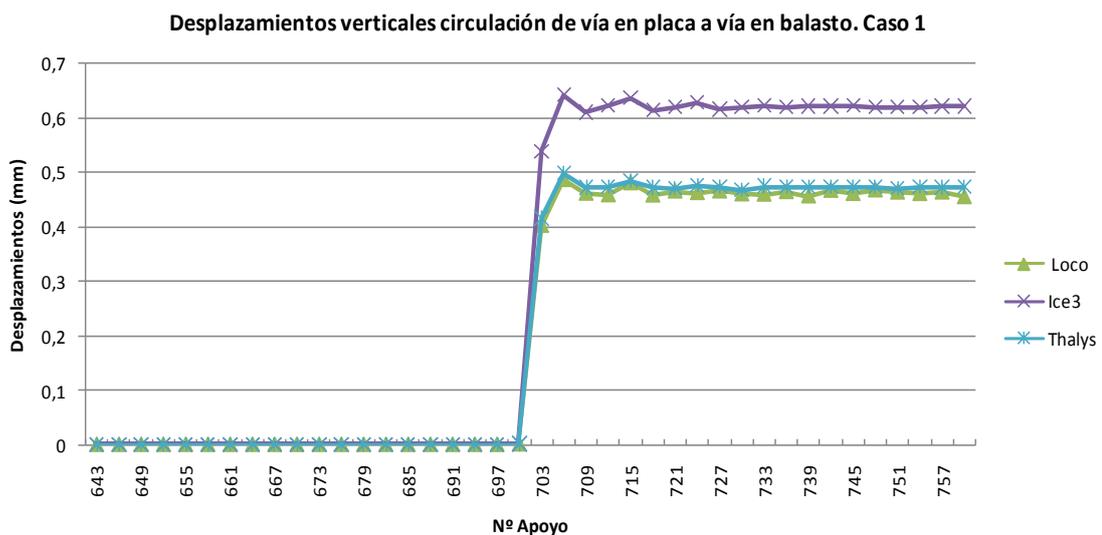


Figura 110 Caso1.Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto.

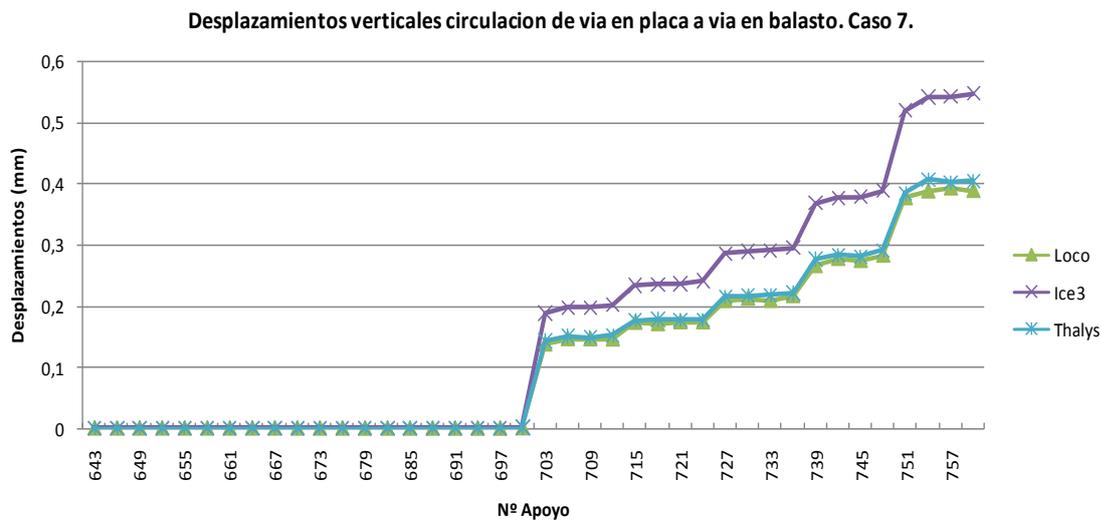


Figura 111 Caso 7.Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto

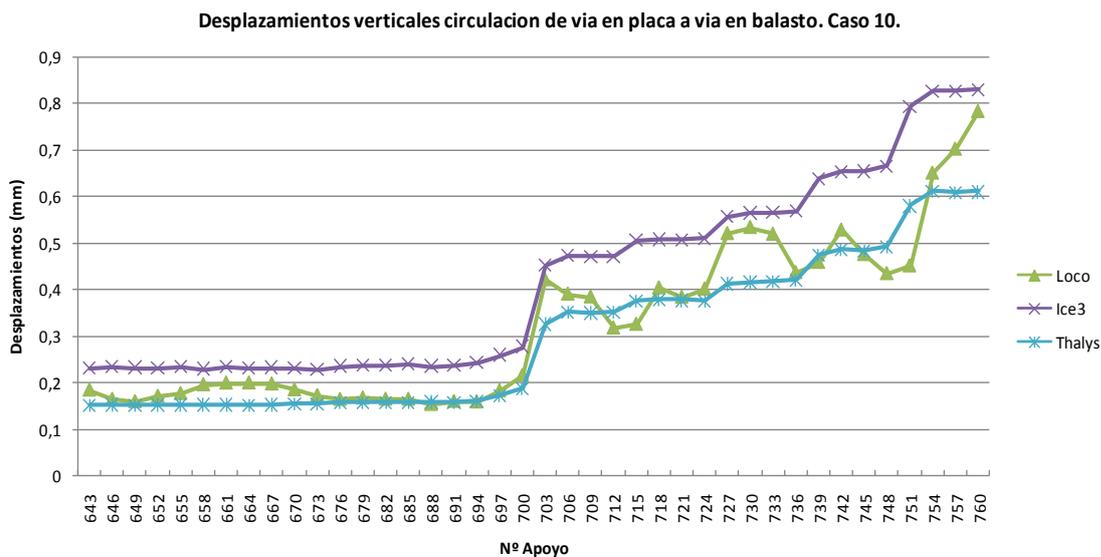


Figura 112 Caso 10.Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto.

Si la dirección es de vía en balasto a vía en placa y considerando los asientos en el balasto positivos se tienen:

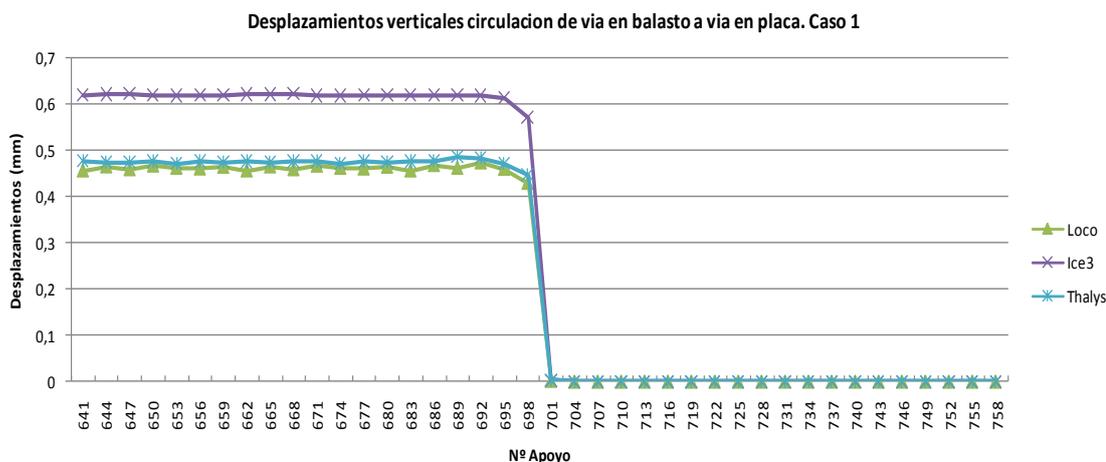


Figura 113 Caso 1.Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa.

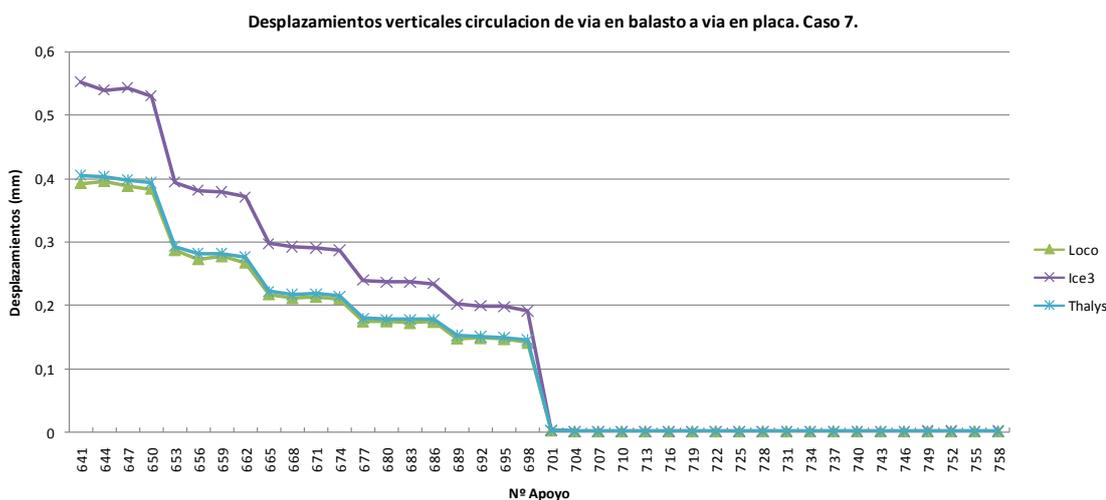


Figura 114 Caso 7.Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa.

Del estudio realizado con las distintas topologías de trenes se pueden sacar varias conclusiones:

Las graficas siguen la misma tendencia para cada una de la tipología de trenes y solamente se desplazan de forma paralela a las de referencia sacadas del estudio con la cabeza tractora Thalys.

De las tipologías de trenes estudiadas, el tren ICE3 produce mayores desplazamientos verticales que el resto para ambas direcciones de circulación , tanto de vía en balasto a vía en placa y de vía en placa a vía en balasto.

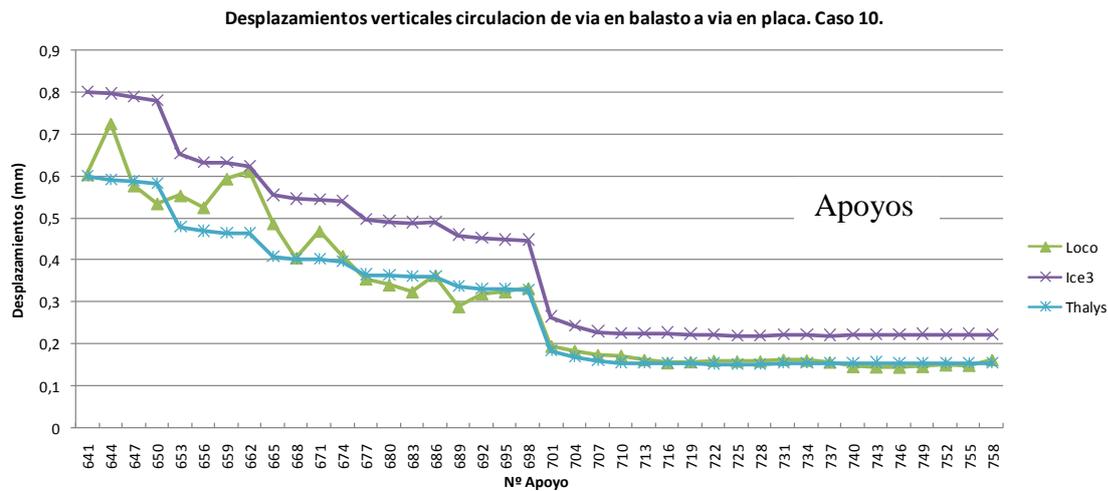


Figura 115 Caso 10. Desplazamientos verticales en apoyos en mm. Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa.

## ESTUDIO EN TENSIONES

De igual modo que con los desplazamientos verticales se presentan a continuación los resultados obtenidos de tensiones verticales en la base de la traviesa, que es la tensión que recibe directamente el balasto y la losa principal en el caso de la vía en placa. Se han representado el caso 1 (vía sin transición), caso 7 (es el caso en el que se utiliza doble carril en la zona de la transición y traviesas extralargas) y el caso 10 (en este caso se introducen capas de infraestructura poco cuidadas) de esta manera se han obtenido los siguientes gráficos:

Si la dirección es de vía en placa a vía en balasto y, considerando las mayores tensiones verticales en la zona del balasto se tienen:

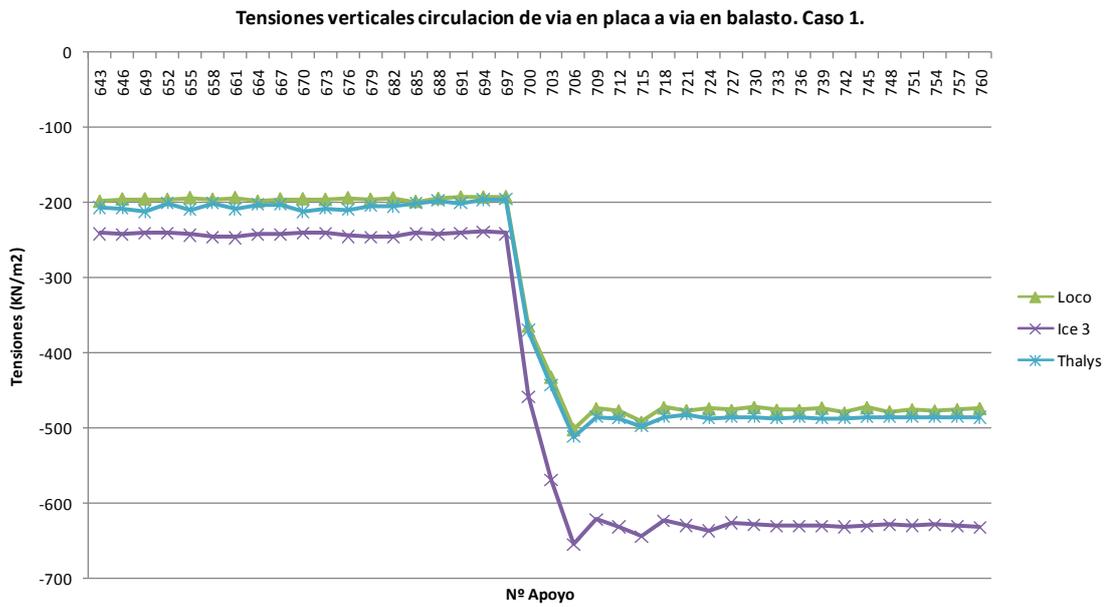


Figura 116 Caso 1. Tensiones verticales en apoyos en  $N/m^2$ . Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto.

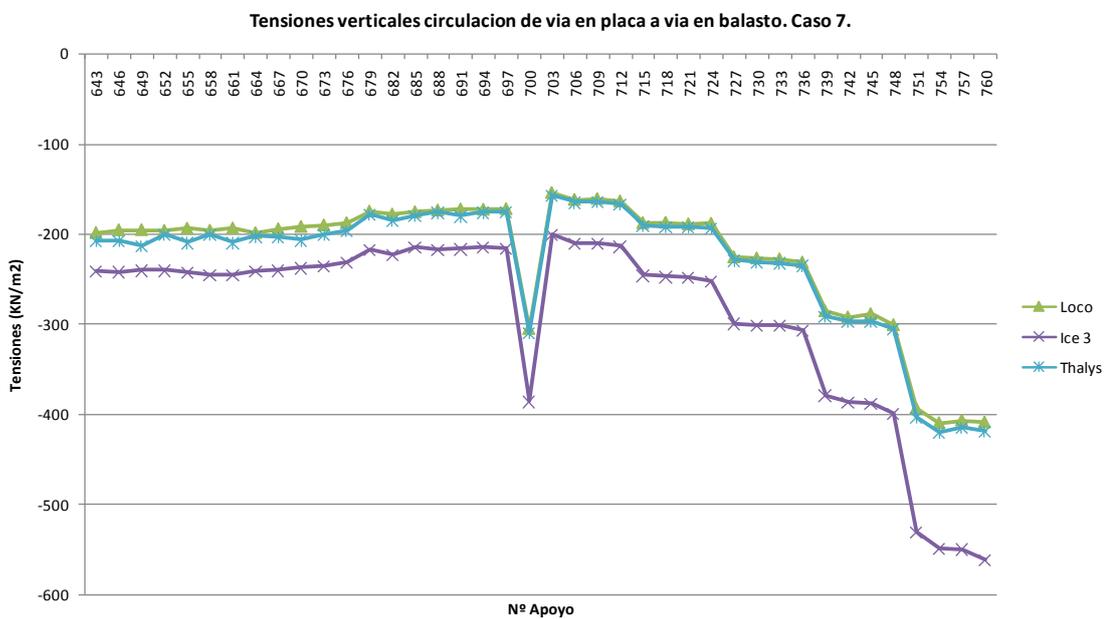


Figura 117 Caso 7. Tensiones verticales en apoyos en  $N/m^2$ . Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto

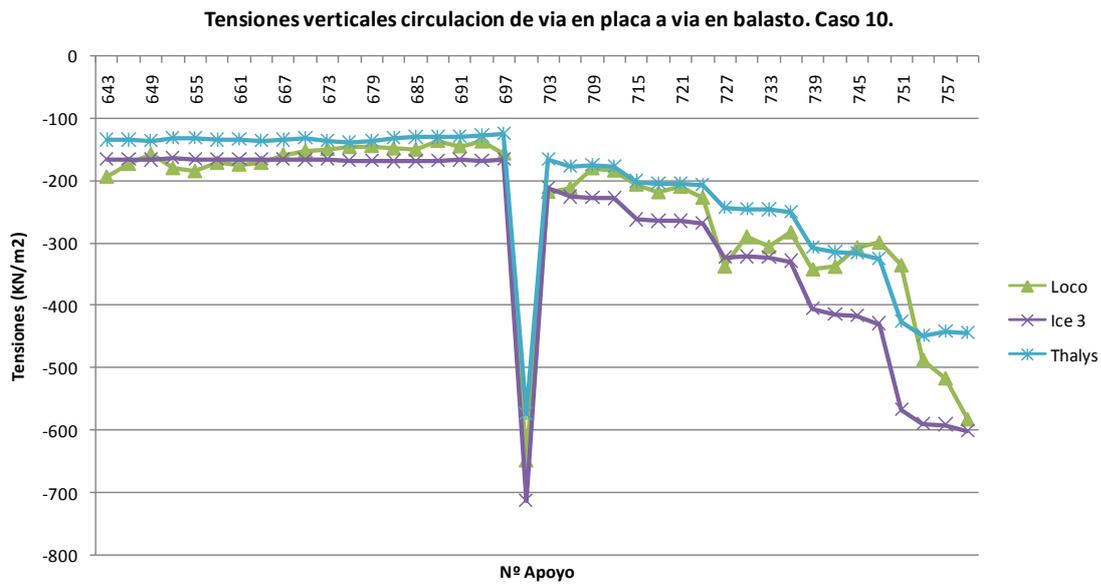


Figura 118 Caso 10. Tensiones verticales en apoyos en  $N/m^2$ . Los trenes viajan de vía en placa a vía en balasto.

Si la dirección es de vía en balasto a vía en placa y considerando las mayores tensiones verticales en la zona del balasto se tienen:

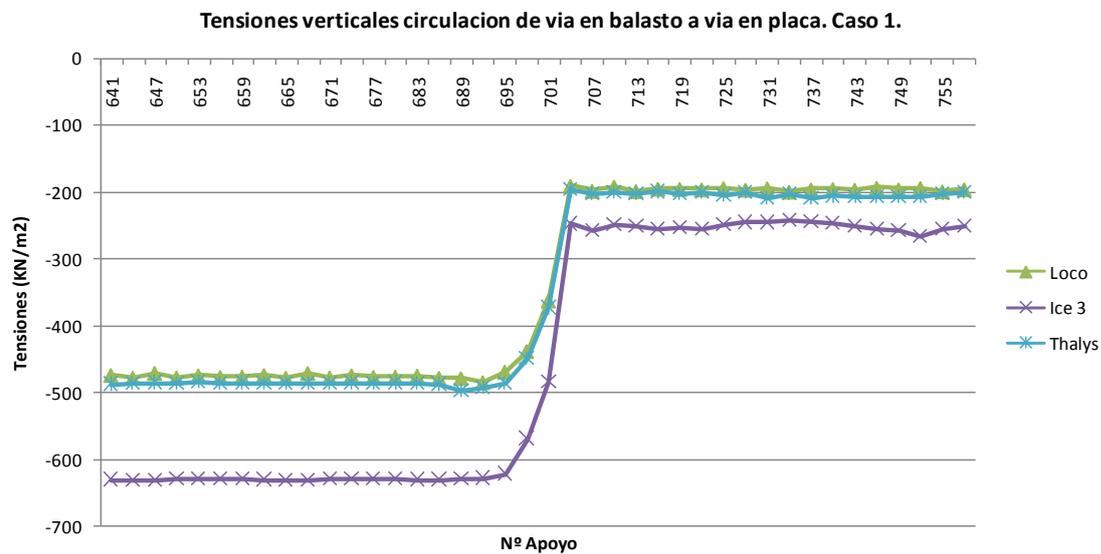


Figura 119 Caso 1. Tensiones verticales en apoyos en  $N/m^2$ . Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa.

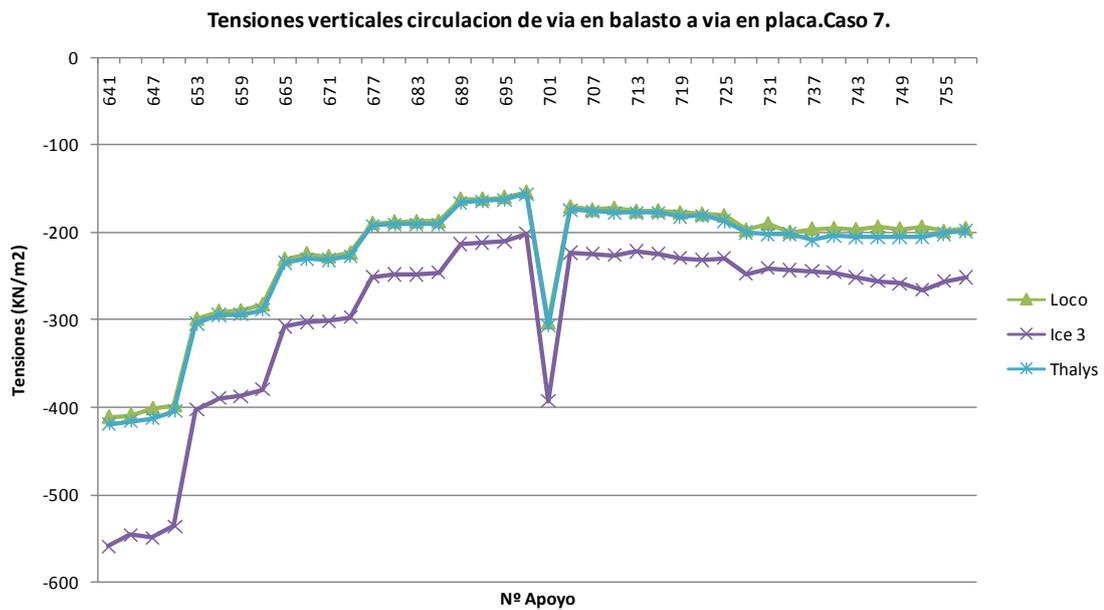


Figura 120 Caso 7. Tensiones verticales en apoyos en  $N/m^2$ . Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa.

Se observa que todas las gráficas de tensiones verticales para los distintos tipos de trenes utilizados en las simulaciones tienen el mismo aire, como es de esperar de forma análoga a lo que sucedía con los desplazamientos verticales. De igual manera estas se desplazan a lo largo del eje de ordenadas de distinta manera en función de la tipología del tren elegido.

En ambas gráficas y para los dos sentidos de circulación se observa que las tensiones generadas por el tren ICE, a su paso por estas soluciones de zonas de transición aquí simuladas, es el que mayores cargas transmite al balasto con valores de más de 600  $KN/m^2$  llegando a alcanzar valores puntuales máximos de 700  $KN/m^2$ .

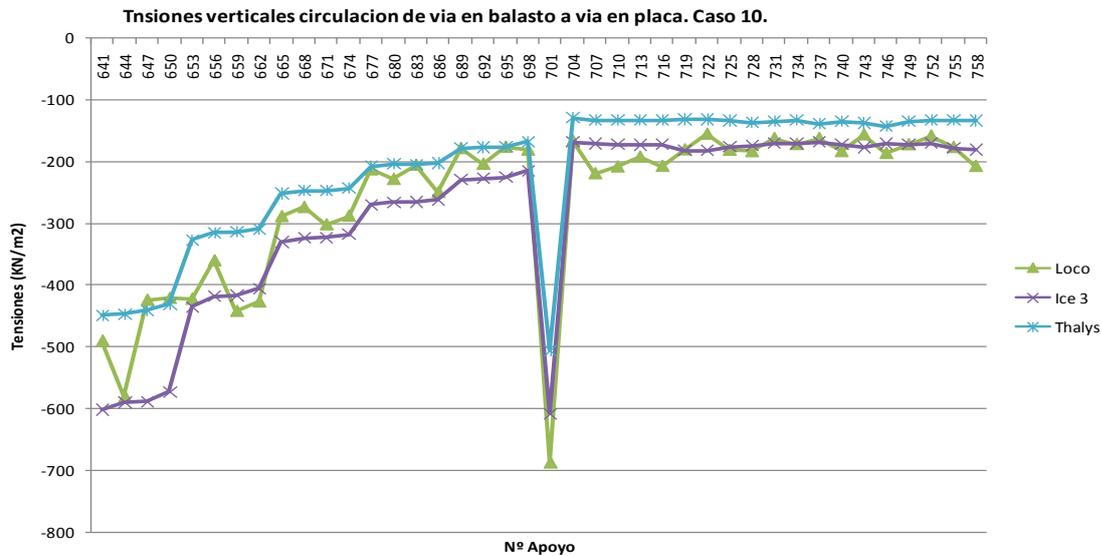


Figura 121 Caso 10. Tensiones verticales en apoyos en  $N/m^2$ . Los trenes viajan de vía en balasto a vía en placa.

#### 4.8 RESULTADOS

Este estudio de tensiones verticales y desplazamientos es importante de cara al diseño de estructuras de vía compartidas para el fomento de la interoperabilidad ferroviaria europea. Para el diseño de éstas se ha de considerar las mayores cargas a las que estén sometidas las vías.

Los resultados numéricos obtenidos de las simulaciones se presentan a continuación:

Casos	Tipología Trenes	CIRCULACION DE VIA EN PLACA A VIA EN BALASTO					
		Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (KN/m2)		
		Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
Caso 1	Loco	0,231	0,233	0,487	-339,491	140,125	-501,500
	Ice3	0,310	0,313	<b>0,643</b>	-440,521	193,254	<b>-654,300</b>
	Thalys	0,237	0,239	0,500	-349,256	140,683	-511,650
Caso 7	Loco	0,120	0,136	0,394	-223,732	72,560	-409,685
	Ice3	0,164	0,186	<b>0,546</b>	-289,297	103,246	<b>-561,500</b>
	Thalys	0,124	0,139	0,407	-230,529	73,591	-420,505
Caso 10	Loco	0,326	0,174	0,783	-243,338	125,722	-647,925
	Ice3	0,420	0,206	<b>0,830</b>	-277,808	152,469	<b>-712,050</b>
	Thalys	0,302	0,160	0,612	-214,700	114,790	-573,300

Tabla 20 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en placa a vía en balasto.

Los trenes ICE generan mayores desplazamientos y esfuerzos que el resto de trenes analizados. Es conocido que la administración ferroviaria Alemana está usando de manera normalizada la construcción de vías de Alta Velocidad en vía en placa, más concretamente usando los sistemas Rheda de vía sobre hormigón y ATD o Bögl sobre asfalto. Estas estructuras tienen la capacidad de soportar de forma extraordinaria mayores cargas por metro lineal que las convencionales vías sobre balasto. De esta manera el aumento de cargas no supone mucho problema sin embargo hay que poner especial cuidado en las zonas de transición donde se produce un efecto negativo.

Casos	Tipología Trenes	CIRCULACION DE VIA EN BALASTO A VIA EN PLACA					
		Desplazamientos (mm)			Esfuerzos (KN/m2)		
		Media	Desviación Típica	Máximo	Media	Desviación Típica	Máximo
<b>Caso 1</b>	Loco	0,231	0,233	0,474	-339,012	139,447	-484,830
	Ice3	0,310	0,312	<b>0,624</b>	-444,551	187,700	<b>-630,950</b>
	Thalys	0,238	0,240	0,486	-347,879	141,375	-496,570
<b>Caso 7</b>	Loco	0,121	0,136	0,396	-223,511	72,539	-411,550
	Ice3	0,166	0,188	<b>0,552</b>	-293,854	101,486	<b>-559,700</b>
	Thalys	0,124	0,140	0,406	-229,183	73,613	-420,010
<b>Caso 10</b>	Loco	0,308	0,175	0,726	-261,474	129,240	<b>-688,225</b>
	Ice3	0,405	0,201	<b>0,801</b>	-279,238	143,702	-608,100
	Thalys	0,294	0,155	0,600	-214,305	109,665	-505,850

Tabla 21 Desplazamientos y esfuerzos, medio, desviación estándar y máximo. El tren viaja de vía en balasto a vía en placa.



## **CAPITULO 5: CONCLUSIONES**

La interacción dinámica vehículo-superestructura en las zonas de transición con altos y bajos valores de rigidez vertical se ha analizado numéricamente usando el software de elementos finitos DARTS.

El estudio se ha concentrado fundamentalmente en la zona del balasto donde se dan la mayor parte de los problemas en estas zonas. Mediante la programación de varias tipologías de trenes y varias configuraciones de vía en el software de elementos finitos, se obtienen tensiones y desplazamientos verticales en la zona del balasto, al ser la zona más vulnerable de la transición.

Se ha creado un modelo de vía y vehículo en elementos finitos. Se ha propuesto una metodología de estudio basada en simulación de modelos de comportamiento planteando combinaciones de soluciones existentes y creando nuevas soluciones. Todas han sido comprobadas con un caso de referencia y se han elegido las mejores. Es un estudio pionero proponiendo una metodología de estudio de las zonas de transición basada en la creación de modelos de vía en balasto y vía en placa y su interacción conjunta con el modelo de vehículo

La simulación consistió en analizar de manera dinámica varias configuraciones de superestructura e infraestructura de vía encontrando soluciones que minimizan las tensiones y los desplazamientos verticales en la zona del balasto. Las soluciones, son por un lado combinación de soluciones existentes y soluciones totalmente novedosas.

Se han estudiado los efectos de quince diseños de vía, resultando varios de ellos aptos para la reducción de asientos y esfuerzos. Mediante este estudio se demuestra que los desplazamientos y las tensiones verticales en la zona del balasto pueden disminuir de manera significativa.

Se han simulado las dos direcciones posibles de movimiento cuando el tren viaja de vía en placa a vía en balasto y viceversa. Los desplazamientos verticales son menores de 1 mm y los esfuerzos en el balasto de la solución elegida están por debajo de los límites de 500 KN/m<sup>2</sup> (compresión) en la zona del balasto, mejorando soluciones existentes.

Aunque la longitud total de la vía simulada es de 266,2 m el estudio se ha centrado en la zona de transición que se encuentra a 140 m del origen. Inicialmente se han estudiado 20 apoyos antes y después de este punto (12m antes y 12 m después), sobre la vía en placa y la vía en balasto, para ambas direcciones de circulación.

En el caso 7 (traviesas extralargas y doble carril) tanto los desplazamientos como las tensiones variaban en una longitud de 11 m (19 traviesas).

Para algunos casos como el caso 10 (influencia de las capas de infraestructura) tras ver inicialmente que apenas había variación en la zona de la vía en placa se ha ampliado la longitud de estudio en la zona de la vía sobre balasto a 32 m.

Tras estudiar mayor longitud en la zona de vía sobre balasto se observó para el caso 10 (introducción de capas de infraestructura) que los desplazamientos verticales y las tensiones en la base de las traviesas alcanzan valores constantes a partir de los 18 m desde la zona de transición, sobre la vía en balasto (es decir en 30 traviesas).

Se ha llevado a cabo un estudio del cambio relativo en tensiones y desplazamientos verticales en la zona de transición y los resultados han mostrado que los desplazamientos verticales de las traviesas y los esfuerzos en el balasto en la zona de transición se pueden reducir significativamente mediante estas modificaciones. Estas comprenden desde aplicación de carriles adicionales, traviesas de longitud variable y la introducción de capas de nuevos materiales en la infraestructura entre otras.

Las mejores combinaciones sin tener en cuenta las capas de la infraestructura son la combinación de traviesas extralargas (mayor que el ancho de la losa) con el doble carril en esas zonas (caso 7).

El efecto de la infraestructura es importante en desplazamientos verticales y tensiones, dada la influencia de la rigidez de la misma en la rigidez global de la vía. Se aprecia que al introducir el efecto de las capas de la infraestructura en el modelo global de vía la distancia de transición ha pasado de 11m a 18 m.

Con carril embebido se produce un cambio más gradual en esfuerzos. Del estudio de efecto de la velocidad y los defectos superficiales de carril se ha de destacar su negativa influencia en desplazamientos y esfuerzos aún más destacada con los defectos superficiales de carril. Se han de evitar los defectos en la superficie del carril sobre todo en estas zonas, si no es así los efectos negativos se agravan volviéndose de esta manera el fenómeno más severo y dañino para la vía.

Se han considerado la misma rigidez en los sistemas de sujeción a uno y otro lado de la vía para analizar las rigideces de los elementos inferiores como las traviesas, apoyos sobre vía en placa y capas inferiores (hormigón en la vía en placa y balasto en la vía convencional).

Cuando se circula de vía en placa a vía en balasto, se produce un incremento tensional en la zona límite de vía en placa a vía en balasto, en desplazamientos para esta dirección de circulación, comienzan a darse justo al abandonar la zona de vía en placa, alcanzando un valor constante casi de inmediato en la zona de la vía balasto.

Cuando la circulación se realiza desde vía en balasto a vía en placa las tensiones incrementan en la zona de la vía en placa se puede observar (ver *Figura 76* y *Figura 77*) una ligera disminución de la tensión antes de entrar en la zona de la vía en placa, este efecto es debido a la influencia de la placa, mucho más rígida que la zona de balasto. Se produce una descarga puntual previa al incremento tensional debido al paso del tren de

la zona de balasto a la zona de placa. Debido a esto la discontinuidad tensional se produce más hacia el interior de la vía en placa. Se puede observar que en los desplazamientos verticales cuando se circula de vía en balasto hacia vía en placa el desplazamiento comienza en la zona de la vía sobre balasto y se introduce una pequeña magnitud sobre la vía en placa, como si el apoyo sobre la palca cediese un poco al paso de la carga. Los datos obtenidos son directamente sobre los elementos de vía (en este caso bajo las traviesas y placa principal en la zona de vía en placa)

De las conclusiones se puede deducir que se puede atenuar la diferencia de rigideces entre una y otra zona tan solo modificando la rigidez en 11 m (19 traviesas) para el caso 7 o 18 m (30 traviesas) para el caso 10, en la zona de la vía sobre balasto, para ambas direcciones de circulación, sin considerar ninguna reducción de distancia entre traviesas.

Por lo tanto con la solución obtenida tras la simulación es posible evitar los efectos perjudiciales que se producen sobre el balasto en estas zonas como consecuencia de la sobrecarga dinámica provocada en estas zonas reduciendo la longitud de transición de manera considerable con respecto a las soluciones existentes.

## **5.1 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION**

A partir de los trabajos realizados en esta tesis quedan abiertas diferentes líneas de investigación que se detallan a continuación:

- Estudio de costes de mantenimiento antes y después de la solución. Evaluación desde el punto de vista económico de la zona de transición y cuantificación del ahorro. Costes de instalación y costes de mantenimiento.
- Generación de nuevas configuraciones de elementos de superestructura e infraestructura de vía para intentar mejorar aún más los resultados actuales. Estudiar la introducción de materiales de tipo reciclado en las capas de la infraestructura, materiales como el poliestireno expandido de alta densidad entrelazado en las capas inferiores.
- Estudio de la influencia en el comportamiento de la zona de transición al desplazar el último apoyo en la zona de la vía en placa hacia el interior de la misma.
- Calibración del modelo usando otros programas de elementos finitos actuales de cálculo de cuñas de transición.
- Construcción de estas soluciones en tramos experimentales de vías de Alta Velocidad o en vías convencionales que permitan cotejar datos reales medidos in situ con los proporcionados por el programa y validar así las soluciones propuestas.

- Análisis de otros parámetros como aceleraciones verticales en el coche de viajeros, estudio de fuerzas de contacto rueda carril en estas zonas y su influencia en la comodidad del viajero y en las fuerzas dinámicas generadas sobre el carril.
- Aplicación de modelo usando otras teorías de contacto rueda-carril distintas a la utilizada aquí, la teoría de Hertz.
- Análisis de más tipologías de trenes desde el punto de vista estático y dinámico para tenerlo en cuenta en configuraciones de vía compartida a nivel Europeo (Interoperabilidad Ferroviaria Europea).
- Realizar el estudio usando la fatiga de los materiales y modelos de degradación de materiales.
- Aplicación no solo a líneas de viajeros también en líneas de mercancías.

## CONCLUSIONS

The dynamic train-track interaction in transition zones with high and low vertical stiffness has been analyzed numerically using the finite element software DARTS.

Study has focused in ballast area. Main problems are found in this area. By programming different track structures with different trains running, vertical displacements and vertical stresses are obtained in ballast, the weakest part in transition.

Track and vehicle models have been created. This methodology is based on behavior models by combining existing solutions and new solutions. All of them are checked with a reference case. The best solutions have been chosen. A new methodology is proposed in order to study track transitions behavior modeling ballasted track, slab track and vehicle.

Simulation consist on dynamic analysis of several track structures configurations. Results show that vertical stresses and displacements can be reduced significantly in ballast area, improving existing solutions. Results have been improved using existing and new solutions.

A high-speed vehicle moving on a track that consists of a slab and ballasted track has been modeled. The train travelling in both directions has been simulated. The simulation results have shown a good correlation with reality. Displacements are less than 1 mm and stresses in ballast also are under allowed limits 500 KN/m<sup>2</sup>.

Total track length simulated was 266,2 m and transition point take place at 140 m. Twenty supports before and after transition point have been analyzed (12 m before and 12 m after) in both tracks for both moving directions.

In case 7 (double carril and extra long sleepers) vertical displacements and stress are variable in 11 m long (19 sleepers).

In case 10 (influence of infrastructure layers) study length has been increased up to 32 in ballast area.

In case 10 vertical displacements and stresses reach constant values at 18 m long in ballast area (30 sleepers).

The relative study in vertical stresses and vertical displacements in a track transition area has shown that sleeper displacements and stresses in ballast in the transition zone can significantly be reduced by these modifications.

The modifications comprise of application of additional rails and sleepers with variable length in the transition zone as well as combination of these two modifications besides velocity, rail surface defects, embedded rail and introducing underlying layers such as foundation and formation.

The combined track modification without considering underlying layers as foundation and formation with extra long sleepers in combination with double rails has shown the best performance (case 7).

Infrastructure effect has to be considered in vertical displacements and stresses due to its effect in global track stiffness. It can be seen that when infrastructure layers are considered, the transition length increase from 11 m (case 7) to 18 m.

Later these layers are introduced in modeling and lead to a real performance of track behavior. Using embedded rail gives gradual change in stresses. Rail surface defects should be minimal. These increase stresses in both track areas of the transition and the problem could become severe.

The same stiffness in every set pad-fastening has been considered in both, ballasted track and slab track. Stiffness in lower layers has been analyzed.

When train goes from slab track to ballasted track there is an increase in vertical stress just in boundary line, which is the end of slab. If we focus on vertical displacements for this direction, it can be said that these vertical displacements just begin after boundary line in ballast area. Then vertical displacements in ballast reach constant values.

When train goes from ballasted track to slab track, a peak in stresses in slab area can be seen and also a decrease in vertical displacements. (See *Figura 76* and *Figura 77*). Vertical displacements begin in ballast area before boundary line and go through a small distance in slab area, as if pads in slab will be loaded. A slightly decreased in stress can be seen just before slab track area (before boundary line). An explanation can be that the stiffer slab has influence in near zones in ballasted track (two tracks are joined only by rails). Due to this vertical stress increasing goes further than boundary line, over slab track. We have to take into account that all data are obtained from different track elements (under sleepers and slab) as if we take measurements directly from the track.

It can be noticed that modifying stiffness, 11m long (19 sleepers) in case 7 and 18 m long in case 10 (30 sleepers) when train goes in both directions, transition stiffness can be achieved.

Regarding track transition length, other investigations show lengths around 100 m. Solution obtained with calculation and simulation process can avoid harmful effects in ballast in railways track transitions as consequence of dynamic overloads reducing transition length.

## FURTHER WORK

Several ways to continue working in this topic are shown next:

- Cost analysis before and after solution. Economical evaluation and quantification of savings. Construction cost and maintenance.

- New structural elements' configurations in both superstructure and infrastructure in order to improve results obtained here. Testing new materials like EPS or expanded clay.
- Response in track transition, in case of moving last support, trough inside slab
- Calibration of model by using other finite elements' programs to calculate these track transition areas.
- Getting real data in these areas by taking measurements on High speed lines in service in order to compare real data with solutions obtained by running the models.
- Using different contact model theories between wheel and rail apart from Hertz.
- Analyze other parameters such us vertical accelerations in body (suspended masses), rail-wheel contact forces, passenger comfort, and the way of increase dynamic loads.
- Running new models with different railway vehicles (European Railways Interoperability)
- Using fatigue and track deterioration models in track transition areas.
- Not only application in passenger railways but also in freight railways.



## REFERENCIAS

- Asaoka, A. (1978) "Observational procedure of settlement prediction". Soils and Foundations, pp 87-101
- Admetlla, N. Lopez Pita, A. (2010). Transición vía en placa-Vía en balasto mediante traviesas cuadro. Tesina UPC.
- Banimahd, M. Woodward, P.K. Xitrack. (2007) 3-dimensional finite element modelling of railway transitions. Proceedings of 9<sup>th</sup> International Conference of Railway Engineering, London.
- Banimahd, M., Woodward, P.K, Kennedy, J., Medero, G.M. (2010) Behavior of train – track interaction in stiffness transitions. ICE Proceedings.
- Berggren, E. (2009) Railway Track Stiffness Dynamic Measurements and Evaluation for Efficient Maintenance. Doctoral Thesis. (KTH) Royal Institute of Technology. Estocolmo. Suecia.
- Coelho, B. Hölscher, P. Barends, F. (2011) Dynamic behaviour of transition zones in Railways.
- Coelho, B. Hölscher, P. Priest ,J, Powrie, W. Barends, B. (2010) An assessment of transition zone performance.
- Dahlberg, T. (2010) Railway Track Stiffness Variations – Consequences and Countermeasures.
- De Man A.P (2002) Dynatrack, a survey of dynamic railway track properties and their quality. ISBN 90-407-2355-9
- Esveld, C. (2001) Modern Railway track.
- Esveld, C. 2007 Slab track design for high speed. 1<sup>st</sup> International Forum, Non Ballasted track. Bilbao,184-193.
- Esveld, C. Markine, V. (2003) Use of Expanded Polystyrene (eps) Sub-base in railway track design.
- Esveld, C., Markine, V., Duškov, M. (2001) Feasibility of EPS as a lightweight sub-base material in railway track structures. EPS GEOFOAM 2001, 3rd International Conference, December 10-12, 2001, Salt Lake City, Utah, USA.
- ERRI Code D-230.1/RP, Bridge ends embankment. Structure Transition.
- Fonseca Teixeira, P. (2003) Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de las vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Gallego, I. (2006) Heterogeneidad resistente de las vías de alta velocidad: Transición

- terraplén-estructura. Tesis Doctoral .Universidad de Castilla la Mancha Ciudad Real.
- Gallego, I. López Pita, A. (2008) Numerical simulation of embankment–structure transition design.
- Gallego, I. Muñoz, J. Rivas, A. Sanchez, S. (2011) Vertical Track Stiffness as a New Parameter Involved in Designing High-Speed Railway Infrastructure.
- Galvin, P. Romero, A. Dominguez, J. (2010) Fully three-dimensional analysis of high speed train-track-soil-structure dynamic interaction.
- ADIF. (2011) IGP. Instrucciones Generales para Proyectos de Plataforma.
- Gonzalez,P, Palacios,G. Cuadrado,M. Zamorano, C (2006) Reducción de las variaciones de rigidez vertical de la Vía: establecimiento de criterios de diseño, recepción y Mantenimiento de las infraestructuras ferroviarias.
- Hunt, G.A, Wood, J. (2005) Rail Safety & Standards Board Research Programme. Review of the effect of track stiffness on track performance. Research Project T372
- Hunt, H. and M. Winkler. (1997) Settlement of Railway Track near Bridge Abutments.” Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Transport, Vol. 123, No. 1, February 1997, pp. 68–73.
- Iwnicki, S. (2006) Handbook of Railway Vehicle Dynamics.
- Jabbar-Ali Zakeri and Vida Ghorbani, V. (2011) Investigation on dynamic behavior of a railway track in transition zone. Journal of Mechanical Science and Technology 25 (2) .(2011).pp 287-292
- Jenkins HH, Stephenson JE, Clayton GA, Morland GW and Lyon D (1974) The effect of track and vehicle parameters on wheel/rail vertical dynamic forces. Railway Engineering Journal 3(1): 2–16.
- Kerr, A.D Bathurst L.A. (2001). A method for upgrading the performance at track transitions for High Speed Service.
- Kerr A.D, Bathurst L.A. (2001) A Method for Upgrading the Performance at Track Transitions for High-Speed Service. Final Report, Next Generation High-Speed Rail Program.
- Kerr, A. D. and B. E. Moroney. (1993) Track Transition Problems and Remedies. In Bulletin 742, American.
- Kok, A.W.M. (1998) Moving loads and vehicles on a rail track structure: RAIL User’s Manual, Report 0321-12202, TU Delft.
- Kok, A.W.M. (1995) Lumped pulses and discrete displacements. PhD thesis, Delft University of Technology. Delft. Paises Bajos.
- Li, D. Davis,D. (2005). Transition or Railroad Bridge Approaches
- Lopez Pita, A. (2006) Infraestructuras Ferroviarias.
- López Pita, A. (2001) The vertical stiffness of the track and the deterioration of high speed. Revista Obras Publicas Noviembre 2001 148, (3415): 7-26

- López Pita, A. (2001) La rigidez vertical y el deterioro de la líneas de Alta Velocidad, *Revista de obras Publicas*, nº3415.
- Lopez Pita, A., Teixeira, P F., and Robuste, F. (2004) High Speed and Track Deterioration: the Role of Vertical Stiffness of the Track. *Proc. Instn Mech Engrs, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, Vol 218(F1), pp 31-40.
- Lundqvist, A. Larsson, R. Dahlberg, T. (2006) Influence of Railway Track Stifness Variations On Wheel /Rail Contact Force. *Track for High Speed Railways*. Oporto.
- Markine, V.L., de Man, A.P., Esveld, C. (2003) Identification of dynamic properties of a railway track. *Proceedings of the IUTAM Symposium on Field Analyses for Determination of Material Parameters - Experimental and Numerical Aspects*, held in Abisko National Park, Kiruna, Sweden, July 31 – August 4, 2000. Kluwer Academic Publishers. ISBN 1-4020-1283-71
- Markine, V.L., de Man, A.P., Toropov, V.V., Esveld, C. (2000) Optimization of Railway Structure Using Multipoint Approximations Based on Response Surface Fitting (MARS). *Proceedings of the 8th AIAA/USAF/NASA/ISSMO Symposium on Multidisciplinary Analysis and Optimization*, Long Beach, California, 6-8 September 2000 (CD Proceedings). AIAA Paper 2000-4795 ISBN 1-56347-462-X
- Markine, V.L., Esveld, C. (2007) Assessment of High-Speed Slab Track Design, in *Proceedings of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, B.H.V. Topping, (Editor), Civil-Comp Press, Stirlingshire, United Kingdom, paper 54, 2007. CDRom ISBN 978-1-905088-16-4
- Markine, V.L., Steenbergen, M.J.M.M. and Shevtsov, I.Y. (2011) Combatting RCF on switch points by tuning elastic track properties, *Wear* 271 (2011), pp. 158-167. doi:10.1016/j.wear.2010.10.031
- Markine, V.L., Zwarthoed, J.M., C. Esveld, C. (2001) Use Of Numerical Optimisation In Railway Slab Track Design. In. O.M. Querin (Ed.): *Engineering Design Optimization Product and Process Improvement*. *Proceedings of the 3rd ASMO UK / ISSMO conference*, Harrogate, North Yorkshire, UK, 9th –10th July 2001. ISBN: 0-85316-219-0 (for text version), ISBN: 0-85316-222-0 (for CD-ROM version)
- Matsumoto, Y (2001) “Japanese Railway Technology today”, Tokyo, Railway Technology Research Institute, pp.88
- Melis, M. (2008) Dinámica vertical de la Vía. Señales verticales.
- Melis, M. Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria. (2006) *Revista Obras Publicas/Marzo 2006/Nº 3.464*.
- Mendoza, J.J (2012) *Diseño, Construcción y Mantenimiento de Vía en Placa*.
- Namura, A., Suzuki, T. (2007) Evaluation of Countermeasures against differential settlement at track transitions. *Quarterly Report of RTRI, (Railway Technical Research Institute), (Japan) 48 (3), pp.176-182*.

- Nasarre, J. (2007) Transiciones obra de paso-terraplén Los bloques técnicos en las vías ferroviarias. Proyecto y conservación.
- Norma UNE-EN\_13848-5. (2011) Calidad Geométrica Vía, Niveles de Calidad Geométrica.
- Oliveros, F., Lopez Pita, A. Mejia, M. (1977) Tratado de Ferrocarriles I. Vía.
- ORE Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir .Rapport n°27 Component des structures d'assise de la voie sous charges répétées.
- ORE Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir .Rapport n°28 Abaquesde comportement du système voie/fondation
- Prud'homme, M. A. (1970) La voie. RGCF.
- Plotkin, D. Davis, D. Gurule, Chrismer, S.M. (2006) Track Transitions and the Effects of Track Stiffness. AREMA 2006 IJ presentation-1
- Renfe. Mantenimiento de Infraestructura (1987) NRV 3-4-0-0 Balasto. Características determinativas de la calidad.
- Sasaoka, C. D. and Davies, D. (2005) Implementing track transition solutions for heavy axle load service. In AREMA.
- Schooleman, R.D. (1996) Overgang kunstwerk-aardebaan voor de hoge-snelheidslijn. Doctoral Thesis. Delft University of Technology. Delft. Países Bajos.
- Siderius, R.M, Duskov, M. Esveld, C. (2000) Feasibility study on railway structures with a light-weight EPS sub-base.
- Seara, I,Gomes, A. (2008) Transition zones of railways. the importance of a geostrutural solution.
- Seara, I, Gomes. (2010). A performance assesment solutions for transition zones embankment-bridge railways trough numerical simulation 3d. Semana de Engenharia ,Gimarães.
- Steenbergen MJMM and Esveld C (2006) Rail weld geometry and assessment concepts. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit 220(3): 257–271.
- Sañudo, R., Markine, V., Dell'Olio, L. (2011) Improving Track Transitions of High-Speed Lines. Proceedings of the Thirteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, B.H.V Topping and Y. Tsompanakis, (Editors), Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland, paper 1, 2011.
- Sañudo, R., Markine, V., Dell'Olio, L. (2011) Optimizing Track Transitions on High Speed Lines. IAVSD 2011 Dynamics of vehicles on Roads and Tracks ISBN number: 978-1-905476-59-6.
- SUPERTRACK (2005) G1RD-CT-2002-00777. LU FINAL REPORT-Numerical simulation of train track dynamics. Final Report.

Thompson, D.J., Walker, A., Radley, R.J., Grieverson, B.M. (1995) Design and construction of expanded polystyrene embankments.

UIC-719-R 3<sup>rd</sup> Edition. (2006) Earthworks and track bed for railway lines.

Villalba, I. Gonzalez, P. Real, J.I, Villanueva, A. Bueno, M. (2010). Análisis Numerico, mediante el Método de los Elementos Finitos, de una cuña de Transición.

Winkler, E. (1867) Die Lehre von der Elastizitet and FestigkeitVerlag H. Dominikus. Prag.

Woldringh, R.F, New, B.M. (1999) Embankment design for high speed trains on soft soils Conception de remblais sur sols meubles pour les chemins de fer à grande vitesse.

Wu, J. T., Lee, K. Z., Helwany, S. B. e Kanop, K. (2006). Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing. NCHRP.

Zarembski, A M., and Palse, J., (2003) Transitions Eliminate Impact at Crossing. Railway Track and Structures, Vol 99(8), pp 28-30.

Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. (1988) The Finite Element Method. 4rd ed., Mc Graw Hill, London.



# ANEXOS

A continuación se detalla la programación usada para la simulación:

## ANEXO1: CASOS ANALIZADOS DEL 1 AL 15 PARA LA LOCOMOTORA THALYS.

### Commands For The Study (Dynamic Analysis Railways Track System)

#### CASE1

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

dele

FILL from 2 to 3

repe 232 times, increment 3

*

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

REPE 210 times, increment 3

*

rail prop 'UIC-60  '

SLAB PROP 'BN40' W=2.00   H=0.40 /
      ELEMENTS      1      700

SLAB PROP 'BN40' W=1.00   H=0.208 /
      ELEMENTS      701     1332
```

```

fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

$FINISH no transition1
FINISH

```

- **From ballasted track to slab track**

```

rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele

```

```
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 700
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 701 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab no transition2
```

## CASE 2

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'
unit Mete KN
```

```

bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on
$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 675
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 676 775
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.40 /
      ELEMENTS      1      700
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
      ELEMENTS      701     1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0

```

```
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
```

```
$FINISH doublerail1
```

```
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625 725
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 726 1332
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 700
```

```

slab prop 'BN40      ' w      = 2.00 h      = 0.40 /
elements 701 1332

fill mate

1      to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701    to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*

elas bed

1      to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701    to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*

$foun prop 'NOSLAB  ' w      = 2.00000E+00 h      = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0      offset= 50.0
int u = 2      by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab doublerail2

```

### CASE 3

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.      scale= 1.

dele

FILL from 2 to 3

repe 232 times, increment 3

*

dele

FILL from 701 to 702

```

```
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 '
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.40 /
ELEMENTS 1 700
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.208 /
ELEMENTS 701 713
SLAB PROP 'BN40' W=1.75 H=0.208 /
ELEMENTS 714 725
SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /
ELEMENTS 726 737
SLAB PROP 'BN40' W=1.25 H=0.208 /
ELEMENTS 738 749
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS 750 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH sleeperlengthvariation1
```

FINISH

- **From ballasted track to slab track**

```

rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40 ' w = 1.25 h = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40 ' w = 1.75 h = 0.208 /

```

```
elements 676 687
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.208 /
elements 688 699
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 700 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab sleeperlengthvariation2
```

#### CASE 4

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on
$surf file 'NSTO_NEW' X=690. scale= 1.
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
```

```

*
dele
FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 675
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 676 775
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.40 /
ELEMENTS 1 700
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.208 /
ELEMENTS 701 713
SLAB PROP 'BN40' W=1.75 H=0.208 /
ELEMENTS 714 725
SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /
ELEMENTS 726 737
SLAB PROP 'BN40' W=1.25 H=0.208 /
ELEMENTS 738 749
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS 750 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0

```

```
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0      offset= 0.0
int  u   = 2          by  = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
```

```
$FINISH doble+sleeperlengthvariation 1
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL '
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1      to 1
SLAB from 1      to 1
*
dele
FILL from 3      to 4
SLAB from 3      to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702    to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332   to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625 725
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 726 1332
```

```

slab prop 'BN40      ' w   = 1.00 h   = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40      ' w   = 1.25 h   = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40      ' w   = 1.50 h   = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40      ' w   = 1.75 h   = 0.208 /
elements 676 687
slab prop 'BN40      ' w   = 2.00 h   = 0.208 /
elements 688 699
slab prop 'BN40      ' w   = 2.00 h   = 0.40 /
elements 700 1332
fill mate
1      to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701    to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1      to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701    to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB  ' w   = 2.00000E+00 h   = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0      offset= 50.0
int u = 2      by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab doble+sleeperlengthvariation2

```

## CASE 5

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'
unit Mete KN

```

```
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on
$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 '
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.40 /
ELEMENTS      1      700
SLAB PROP      W=1.00 H=0.208 EY=4.0E7 POIS=0.2 RHO=0.57 /
ELEMENTS      701      749
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS      750      1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
```

```
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
```

```
$FINISH lighther sleepers1
```

```
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL '
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 651
slab prop W=1.00 H=0.208 EY=4.0E7 POIS=0.2 RHO=0.57 /
```

```
elements 652 699
slab prop 'BN40' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 700 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab lighthter sleepers2
```

## CASE 6

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on
$surf file 'NSTO_NEW' X=690. scale= 1.
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
*
dele
```

```

FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 '
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /
ELEMENTS 1 700
SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /
ELEMENTS 701 713
SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /
ELEMENTS 714 725
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.208 /
ELEMENTS 726 737
SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /
ELEMENTS 738 749
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS 750 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

```

```
$FINISH longersleepers1
```

```
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track.**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
```

```
unit Mete KN
```

```
bott laye BED
```

```
gene RAIL N=1332 dx=0.2
```

```
dele
```

```
FILL from 1 to 1
```

```
SLAB from 1 to 1
```

```
*
```

```
dele
```

```
FILL from 3 to 4
```

```
SLAB from 3 to 4
```

```
REPE 232 times, increment 3
```

```
*
```

```
dele
```

```
FILL from 702 to 703
```

```
REPE 210 times, increment 3
```

```
*
```

```
dele
```

```
FILL from 1332 to 1332
```

```
*
```

```
boun cond on
```

```
rail prop 'UIC-60 '
```

```
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
```

```
elements 1 651
```

```
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
```

```
elements 652 663
```

```
slab prop 'BN40 ' w = 2.0 h = 0.208 /
```

```
elements 664 675
```

```

slab prop 'BN40      ' w   = 2.5 h   = 0.208 /
elements 676  687

slab prop 'BN40      ' w   = 3.00 h   = 0.208 /
elements 688  699

slab prop 'BN40      ' w   = 2.00 h   = 0.40  /
elements 700  1332

fill mate

1      to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701    to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*

elas bed

1      to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701    to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*

$foun prop 'NOSLAB   ' w   = 2.00000E+00 h   = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01

movi trai 'loco ' velocity = 70.0      offset= 50.0

int u = 2      by = 0.0025

arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

FINISH

```

```
$ballast slab longer sleepers2
```

## CASE 7

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.      scale= 1.

```

```
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 675
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 676 775
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /
ELEMENTS 1 700
SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /
ELEMENTS 701 713
SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /
ELEMENTS 714 725
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.208 /
ELEMENTS 726 737
SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /
ELEMENTS 738 749
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS 750 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
```

```

$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

```

```
$FINISH DUBLE-LONGER 1
```

```
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```

rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on

```

```
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625 725
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 726 1332
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40 ' w = 2.0 h = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40 ' w = 2.5 h = 0.208 /
elements 676 687
slab prop 'BN40 ' w = 3.00 h = 0.208 /
elements 688 699
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 700 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab DOUBLE AND LONGER 2
```

## CASE 8

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

dele

FILL from 2 to 3

repe 232 times, increment 3
*

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

REPE 210 times, increment 3
*

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 675
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 676 775
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /
ELEMENTS 1 700
SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /
ELEMENTS 701 713
SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /
ELEMENTS 714 725
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.208 /
ELEMENTS 726 737
SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /
ELEMENTS 738 749
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS 750 1332

fill mate

```

```
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 90.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 90.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.002
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH DOUBLE-LONGER +velocity1
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
```

```

REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625 725
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 726 1332
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40 ' w = 2.0 h = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40 ' w = 2.5 h = 0.208 /
elements 676 687
slab prop 'BN40 ' w = 3.00 h = 0.208 /
elements 688 699
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 700 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 90.0 offset= 50.0

```

```
int u = 2      by = 0.002
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab  DOUBLE AND LONGER+valocity  2
```

## CASE 9

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on
surf file 'NSTO_NEW' X=690.      scale= 1.
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 675
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 676 775
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /
ELEMENTS      1      700
SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /
ELEMENTS      701    713
SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /
ELEMENTS      714    725
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.208 /
```

```

ELEMENTS          726      737
SLAB PROP  'BN40' W=1.50    H=0.208 /
ELEMENTS          738      749
SLAB PROP  'BN40' W=1.00    H=0.208 /
ELEMENTS          750     1332

fill mate
1    to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701  to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1    to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701  to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 90.0      offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 90.0      offset= 0.0
int u = 2      by = 0.002
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH DUBLE-LONGER+velocity+surface defects1
FINISH

```

- **From ballasted track to slab track**

```

unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1    to 1
SLAB from 1    to 1
*
dele
FILL from 3    to 4

```

```
SLAB from 3      to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702    to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332  to 1332
*
boun cond on
surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1  624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625  725
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 726  1332
slab prop 'BN40   ' w   = 1.00 h   = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40   ' w   = 1.50 h   = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40   ' w   = 2.0 h   = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40   ' w   = 2.5 h   = 0.208 /
elements 676 687
slab prop 'BN40   ' w   = 3.00 h   = 0.208 /
elements 688 699
slab prop 'BN40   ' w   = 2.00 h   = 0.40 /
elements 700 1332
fill mate
1      to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701    to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
```

```

1      to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701   to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*

$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 90.0      offset= 50.0
int u = 2      by = 0.002
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

FINISH

$ballast slab DOUBLE AND LONGER +velocity+ surface defects 2

```

## CASE 10

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN
bott laye form
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.      scale= 1.
dele
FILL from 2 to 3
repe 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 701 to 702
SLAB from 701 to 702
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 675
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 676 775
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332
SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /

```

```

ELEMENTS          1          700
SLAB PROP  'BN40' W=3.0    H=0.208 /
ELEMENTS          701        713
SLAB PROP  'BN40' W=2.5    H=0.208 /
ELEMENTS          714        725
SLAB PROP  'BN40' W=2.0    H=0.208 /
ELEMENTS          726        737
SLAB PROP  'BN40' W=1.50   H=0.208 /
ELEMENTS          738        749
SLAB PROP  'BN40' W=1.00   H=0.208 /
ELEMENTS          750       1332

fill mate
1    to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701  to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1    to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701  to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
foun prop 'BSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
form      kf = 0.10000E+06 cf = 130.0000 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0      offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0      offset= 0.0
int u = 2      by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

$FINISH DUBLE-LONGER with foundation and formation1
FINISH

```

- **From ballasted track to slab track**

```

rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN

```

```

bott laye form
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625 725
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 726 1332
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40 ' w = 2.0 h = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40 ' w = 2.5 h = 0.208 /
elements 676 687
slab prop 'BN40 ' w = 3.00 h = 0.208 /
elements 688 699

```

```
slab prop 'BN40      ' w      = 2.00 h      = 0.40 /
elements 700 1332

fill mate

1      to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701    to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*

elas bed

1      to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701    to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*

foun prop 'BSLAB    ' w      = 2.00000E+00 h      = 0.350000E+00
form      kf = 0.10000E+06 cf = 1.30000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0      offset= 50.0
int u = 2      by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

FINISH

$ballast slab DOUBLE AND LONGER with foundation and formation 2
```

## CASE 11

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

REPE 210 times, increment 3

*

rail prop 'UIC-60  '

```

```

SLAB PROP 'BN40' W=2.00    H=0.40  /
      ELEMENTS      1      700
SLAB PROP 'BN40' W=1.00    H=0.208 /
      ELEMENTS      701     1332

fill mate
1    to 700 kf = 52500 cf = 5 den = 0.010000E+00
701  to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*

elas bed
1    to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701  to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*

$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0      offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0      offset= 0.0
int u = 2      by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH notransition with embedded rail 1

```

FINISH

- **From ballasted track to slab track**

```

rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1    to 1
SLAB from 1    to 1
*
dele
FILL from 3    to 4
SLAB from 3    to 4

```

```
REPE 232 times, increment 3

*
dele
FILL from 1332 to 1332

SLAB from 1332 to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 700
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 701 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 52500 cf = 5 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab no transition with embedded rail 2
```

## CASE 12

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

dele

FILL from 2 to 3

repe 232 times, increment 3
*

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

REPE 210 times, increment 3
*

rail prop 'UIC-60 '

SLAB PROP 'BN40' W=2.00    H=0.40 /
      ELEMENTS      1      700

SLAB PROP 'BN40' W=1.00    H=0.208 /
      ELEMENTS      701    1332

fill mate

1    to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701  to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*

elas bed

1    to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701  to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*

$foun prop 'NOSLAB ' w    = 2.00000E+00 h    = 0.20000E+00

$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01

movi trai 'loco ' velocity= 90.0          offset= 50.0

```

```
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0      offset= 0.0
int  u   = 2          by  = 0.002
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH no transition1 + 90 m/s
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1      to 1
SLAB from 1      to 1
*
dele
FILL from 3      to 4
SLAB from 3      to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702    to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332   to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40  ' w  = 1.00 h  = 0.208 /
elements 1 700
slab prop 'BN40  ' w  = 2.00 h  = 0.40 /
```

```

elements 701 1332

fill mate

1    to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701  to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*

elas bed

1    to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701  to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*

$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 90.0      offset= 50.0
int u = 2      by = 0.002
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

FINISH

$ballast slab no transition2 + 90 m/s

```

## CASE 13

- **From slab track to ballasted track**

```

rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye form

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.      scale= 1.

dele

FILL from 2 to 3

repe 232 times, increment 3

*

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

```

```
REPE 210 times, increment 3
*
rail prop 'UIC-60 '
SLAB PROP 'BN40' W=2.00 H=0.40 /
ELEMENTS 1 700
SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
ELEMENTS 701 1332
fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH no transition1
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL '
unit Mete KN
bott laye form
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
```

```

*
dele
FILL from 3      to 4
SLAB from 3      to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702    to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332   to 1332
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40   ' w  = 1.00 h  = 0.208 /
elements 1 700
slab prop 'BN40   ' w  = 2.00 h  = 0.40 /
elements 701 1332
fill mate
1      to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701    to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1      to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701    to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
foun prop 'NOSLAB ' w  = 2.00000E+00 h  = 0.20000E+00
form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0      offset= 50.0
int u = 2      by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

```

FINISH

\$ballast slab no transition2

#### CASE 14

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

dele

FILL from 2 to 3

repe 232 times, increment 3

*

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

REPE 210 times, increment 3

*

rail prop 'UIC-60 '

SLAB PROP 'BN40' W=2.00    H=0.40 /
      ELEMENTS      1      700

SLAB PROP 'BN40' W=1.00    H=0.208 /
      ELEMENTS      701    1332

fill mate

1    to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
701  to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00

*

elas bed

1    to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
```

```

701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH no transition1
FINISH

```

- **From ballasted track to slab track**

```

rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3
*
dele
FILL from 702 to 703
REPE 210 times, increment 3
*
dele
FILL from 1332 to 1332
*

```

```
boun cond on
surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

rail prop 'UIC-60 '
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 700
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 701 1332

fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH
$ballast slab no transition2
```

## CASE 15

- **From slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2
boun cond on
$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.
```

\$dele

\$FILL from 2 to 3

\$repe 232 times, increment 3

dele

FILL from 701 to 702

SLAB from 701 to 702

REPE 210 times, increment 3

\*

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 700

rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 701 775

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 776 1332

SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /

ELEMENTS 1 700

SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /

ELEMENTS 701 713

SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /

ELEMENTS 714 725

SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.208 /

ELEMENTS 726 737

SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /

ELEMENTS 738 749

SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /

ELEMENTS 750 1332

fill mate

1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00

701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00

\*

elas bed

1 to 700 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01

701 to 1332 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00

\*

```
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity= 70.0 offset= 50.0
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0 offset= 0.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
$FINISH DOUBLE-LONGER 1+embedded rail
FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye BED
gene RAIL N=1332 dx=0.2

boun cond on

dele
FILL from 1 to 1
SLAB from 1 to 1
*
dele
FILL from 3 to 4
SLAB from 3 to 4
REPE 232 times, increment 3

$dele
$FILL from 702 to 703
$REPE 210 times, increment 3
$dele
$FILL from 1332 to 1332
```

```

*
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 624
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 625 700
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 701 1332
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 651
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
elements 652 663
slab prop 'BN40 ' w = 2.0 h = 0.208 /
elements 664 675
slab prop 'BN40 ' w = 2.5 h = 0.208 /
elements 676 687
slab prop 'BN40 ' w = 3.00 h = 0.208 /
elements 688 699
slab prop 'BN40 ' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 700 1332

fill mate
1 to 700 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 1332 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*
elas bed
1 to 700 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
701 to 1332 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*
$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00
$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco ' velocity = 70.0 offset= 50.0
int u = 2 by = 0.0025
arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.
FINISH

$ballast slab DOUBLE AND LONGER 2+embedded rail

```

**RESULTS**

**File-Data Optimizing track transitions**

## **ANEXO 2: AUMENTO DEL REFINAMIENTO EN EL ANALISIS Y MAYOR SEPARACION DE TRAVIESAS**

Lo que se ha realizado es dividir la sección de estudio de 0,2 m a 0,1 m de forma que se discretiza cada elemento a la mitad. Se realizó en los casos 7 y 10. A continuación se detalla su programación:

### **CASE 7**

- **From Slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=2664 dx=0.1

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

dele

FILL from 3 to 7

repe 199 times, increment 7

*

dele

FILL from 1403 to 1407

SLAB from 1403 to 1407

REPE 181 times, increment 7

*

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 1349
```

```

rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 1350 1550

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1551 2664

SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /
      ELEMENTS      1      1400

SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /
      ELEMENTS      1401     1425

SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /
      ELEMENTS      1426     1450

SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.208 /
      ELEMENTS      1451     1475

SLAB PROP 'BN40' W=1.50 H=0.208 /
      ELEMENTS      1476     1500

SLAB PROP 'BN40' W=1.00 H=0.208 /
      ELEMENTS      1501     2664

fill mate

1    to 1400 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
1401 to 2664 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00
*

elas bed

1    to 1400 kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
1401 to 2664 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00
*

$foun prop 'NOSLAB ' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00

$form      kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01

movi trai 'loco ' velocity= 70.0      offset= 100.0

```

```
$movi trai 'ice3m1 ' velocity= 70.0      offset= 0.0

int u   = 2          by = 0.00125

arti damp rail=1.  pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

$FINISH DOUBLE-LONGER 1 more accuracy

FINISH
```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL

unit Mete KN

bott laye BED

gene RAIL N=2664 dx=0.1

dele

FILL from 3      to 7

SLAB from 3      to 7

REPE 199 times, increment 7

*

boun cond on

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 1249

rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 1250 1450

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1451 2664

slab prop 'BN40      ' w   = 1.00 h   = 0.208 /

elements 1 1299

slab prop 'BN40      ' w   = 1.50 h   = 0.208 /

elements 1300 1324

slab prop 'BN40      ' w   = 2.0 h   = 0.208 /
```

```

elements 1325 1349

slab prop 'BN40' w = 2.5 h = 0.208 /

elements 1350 1374

slab prop 'BN40' w = 3.00 h = 0.208 /

elements 1375 1399

slab prop 'BN40' w = 2.00 h = 0.40 /

elements 1400 2664

fill mate

1 to 1400 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00

1401 to 2664 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00

*

elas bed

1 to 1400 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00

1401 to 2664 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01

*

$foun prop 'NOSLAB' w = 2.00000E+00 h = 0.20000E+00

$form kf = 0.10000E+06 cf = 0.20000E+03 den = 0.10000E+01

movi trai 'loco' velocity = 70.0 offset= 100.0

int u = 2 by = 0.00125

arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

FINISH

$ballast slab DOUBLE AND LONGER 2 double accuracy

```

## CASE 10

- **From Slab track to ballasted track**

```
rail 'SLAB TO BALLAST INITIAL
'

unit Mete KN

bott laye form

gene RAIL N=2664 dx=0.1

boun cond on

$surf file 'NSTO_NEW' X=690.          scale= 1.

dele

FILL from 3 to 7

repe 199 times, increment 7

*

dele

FILL from 1403 to 1407

SLAB from 1403 to 1407

REPE 181 times, increment 7

*

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 1349

rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 1350 1550

rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1551 2664

SLAB PROP 'BN40' W=2.0 H=0.40 /

ELEMENTS 1 1400

SLAB PROP 'BN40' W=3.0 H=0.208 /

ELEMENTS 1401 1425

SLAB PROP 'BN40' W=2.5 H=0.208 /
```

```

ELEMENTS          1426      1450

SLAB PROP  'BN40' W=2.0      H=0.208 /

ELEMENTS          1451      1475

SLAB PROP  'BN40' W=1.50     H=0.208 /

ELEMENTS          1476      1500

SLAB PROP  'BN40' W=1.00     H=0.208 /

ELEMENTS          1501      2664

fill mate

1      to 1400  kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00

1401  to 2664 kf = 300000 cf = 40 den = 0.010000E+00

*

elas bed

1      to 1400  kf = 250.00E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01

1401  to 2664 kf = 200.0000E+03 cf = 80.000 den = 0.50000E+00

*

foun prop 'BSLAB  ' w      = 2.00000E+00 h      = 0.20000E+00

form      kf = 0.10000E+06 cf = 130.0000 den = 0.10000E+01

movi trai 'loco  ' velocity= 70.0      offset= 100.0

$movi trai 'ice3m1  ' velocity= 70.0      offset= 0.0

int u      = 2      by = 0.00125

arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

$FINISH DUBLE-LONGER with foundation and formation1

FINISH

```

- **From ballasted track to slab track**

```
rail 'BALLAST TO SLAB INITIAL
unit Mete KN
bott laye form
gene RAIL N=2664 dx=0.1
dele
FILL from 3 to 7
SLAB from 3 to 7
REPE 199 times, increment 7
*
boun cond on
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1 1249
rail prop 'UIC-60d ' ELEMENTS 1250 1450
rail prop 'UIC-60 ' ELEMENTS 1451 2664
slab prop 'BN40 ' w = 1.00 h = 0.208 /
elements 1 1299
slab prop 'BN40 ' w = 1.50 h = 0.208 /
elements 1300 1324
slab prop 'BN40 ' w = 2.0 h = 0.208 /
elements 1325 1349
slab prop 'BN40 ' w = 2.5 h = 0.208 /
elements 1350 1374
slab prop 'BN40 ' w = 3.00 h = 0.208 /
elements 1375 1399
```

```

slab prop 'BN40' w = 2.00 h = 0.40 /
elements 1400 2664

fill mate

1 to 1400 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
701 to 2664 kf = 300000 cf = 40 den = 0.01000E+00
*

elas bed

1 to 1400 kf = 200.000E+03 cf = 80.0000 den = 0.50000E+00
1401 to 2664 kf = 250.000E+05 cf = 200. den = 0.10000E+01
*

foun prop 'BSLAB' w = 2.00000E+00 h = 0.200000E+00
form kf = 0.10000E+06 cf = 1.30000E+03 den = 0.10000E+01
movi trai 'loco' velocity = 70.0 offset= 100.0

int u = 2 by = 0.00125

arti damp rail=1. pad=0.5 slab=0.5 hertz=1.

FINISH

$ballast slab DOUBLE AND LONGER with foundation and formation 2

$doble accuracy

```

### ANEXO 3: CASOS ANALIZADOS CON TRENES ICE 3 Y THALYS

Los casos iniciales se realizaron con los trenes ICE y THALYS, realmente la programación básica no cambia con respecto a la usada para la locomotora LOCO, sin más que sustituir en la programación para la locomotora LOCO la llamada al final al tipo de tren a utilizar:

movi trai '**loco**' velocity = 70.0 offset= 100.0 , este comando seria con la locomotora de tiro, para sustituir el análisis con el resto de trenes no hay más que cambiar en todos los programas ese comando por los siguientes:

```
movi trai 'ICE_3' velocity = 70.0 offset= 100.0
```

```
movi trai 'THALYS' velocity = 70.0 offset= 100.0
```

Una vez cambiado se procede de Nuevo a la simulación.

## **ANEXO 4: INTRODUCCION DE DEFECTOS DE SUPERFICIE DE CARRIL**

A través de la composición de funciones senoidales y cosenoidales, el programa genera archivos con más de 10.000 datos de irregularidades superficiales expresados en mm (usando un factor de escala de 1). A continuación se presentan las características de los datos correspondientes a defectos superficiales.

waves: 3m-25m

max= 4.6058, std= 1.0296

waves: 25m - 70m

max= 3.8831, std= 1.3849

waves: 70m-180m

max= 6.4151, std= 2.7211

waves: 0m-5m

max= 2.3161, std= 0.30047

waves: 0m-10m

max= 4.4263, std= 0.70446

waves: 0m-150m

max= 7.4245, std= 2.5974

waves: 0m-70m

max= 7.2074, std= 1.7443

total profile

max= 10.5941,



