

Trabajo Fin de Máster

Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

“Estudio de la respuesta dinámica de puentes de ferrocarril de losas aligeradas para LAV incluyendo la interacción suelo-estructura”

Autor: Francisco Sánchez Casado

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

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

Sevilla, 2017



Trabajo Fin de Máster
Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

**“Estudio de la respuesta dinámica de puentes de
ferrocarril de losas aligeradas para LAV
incluyendo la interacción suelo-estructura”**

Autor:

Francisco Sánchez Casado

Tutor:

Antonio Martínez de la Concha

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017

Trabajo Fin de Máster:

“Estudio de la respuesta dinámica de puentes de ferrocarril de losas aligeradas para LAV
incluyendo la interacción suelo-estructura”

Autor: Francisco Sánchez Casado

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

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

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2017

El Secretario del Tribunal

Agradecimientos

En primer lugar, quiero reconocer mi más profundo agradecimiento al Profesor Antonio Martínez De la Concha por ser el que me ha dirigido a la hora de la realización de este Trabajo Final de Máster. Además, me gustaría reconocerle su paciencia, tiempo y dedicación que ha tenido cada vez que he necesitado ayuda de sus amplios conocimientos en el campo en el que se mueve este trabajo. Por todo ello, quiero darle las gracias por ser el eje central de mi trabajo.

Por supuesto quiero agradecer el apoyo recibido por parte de mi familia, desde mis padres y hermana hasta mis abuelos, que, aunque mi abuelo no esté aquí, seguro que me ha apoyado como siempre lo ha hecho y se siente orgulloso de su nieto. Mis padres que siempre han estado apoyándome en todo lo que he hecho a largo de mi vida desde que pude tomar decisiones por mí mismo. A mi hermana, que como es la única que tengo es mi favorita. Pero en especial quiero agradecer especialmente este trabajo a mi abuela Patro, que como ella dice soy su nieto favorito y del que se siente muy orgullosa tanto en el terreno personal como profesional, a la cual va dedicado este trabajo.

Otra parte de estos agradecimientos van para todos los compañeros de clase con los que he pasado malos momentos debido a las evaluaciones, pero de las cuales hemos salido adelante contando con la ayuda de todos y cada uno de los compañeros. Especialmente, quiero agradecer que me hayan aguantado a mis compañeros que proveníamos de la Universidad de Extremadura y que nos hemos juntado aquí, en la Escuela Superior de Ingeniería de Sevilla, con los que se ha formado una gran amistad y por supuesto una gran familia. Con ellos, he convivido durante los dos años del máster, pasando casi las 24 horas día juntos y sin los que, por supuesto este sueño no habría sido posible, gracias amigos. Otro de mis grandes apoyos en el Máster ha sido mi amigo Jesús, el que me ha aconsejado y apoyado en los momentos duros, y por supuesto con el que también me he reído en los buenos.

En especial, a mi amigo Francisco Javier Garzón Barragán, con el que se ha realizado este trabajo juntamente con el suyo y que nos hemos tenido que soportar el uno al otro con nuestras teorías e hipótesis.

Por último, agradecer a todos los profesores con los que he contado en mi vida como estudiante, sin ellos hoy no sería lo que soy. En especial como ya se he recalado con anterioridad a Antonio Martínez De la Concha.

Por todo ello, Gracias

Francisco Sánchez Casado
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sevilla, 2017

Resumen

En este trabajo se trata el estudio de la respuesta dinámica de puentes de ferrocarril de luces que van desde los 14 metros hasta los 30 metros, siendo su sección transversal una losa aligerada mediante tubos circulares.

Para esta respuesta dinámica se han hecho pasar trenes a grandes velocidades por encima del tablero, habiéndose modelado dos tipos de estructuras. Primeramente, se han calculado modelos que solo cuentan con el tablero apoyado en apoyos infinitamente rígidos y, en segundo lugar, se ha modelado una estructura que cuenta con la interacción suelo-estructura en dicha respuesta dinámica.

Para llevar a cabo este desarrollo se han estudiado las principales variables que afectan en este tipo de fenómenos, introduciendo además distintos tipos de terrenos sobre los que se cimentará la estructura.

AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN	V
ÍNDICE	VI
ÍNDICE DE TABLAS	I
ÍNDICE DE FIGURAS	III
1 INTRODUCCIÓN, MOTIVACIÓN Y CONTENIDO	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. MOTIVACIÓN	2
1.3. NORMATIVAS DE REFERENCIA	4
1.4. MÉTODOS MÁS USADOS PARA LA MODELIZACIÓN.....	6
1.5. OBJETIVOS DEL PRESENTE ESTUDIO	7
2 FORMULACIÓN GENERAL	8
2.1. ANÁLISIS MODAL.....	8
2.2. INTEGRACIÓN DIRECTA EN EL TIEMPO. MÉTODO DE NEWMARK.....	10
3 CREACIÓN DE LOS MODELOS DE ESTUDIO	13
3.1. CREACIÓN DE LOS MODELOS.....	13
3.1.1. MODELO SOLO TABLERO	15
3.1.2. MODELO TABLERO CON TERRENO. SUBESTRUCTURA	21
3.1.3. APLICACIÓN DE LAS CARGAS DINÁMICAS.....	23
4 METODOLOGÍA SEGUIDA	28
4.1.1. MODELOS SOLO CON TABLERO	28
4.1.1.1. PRIMER MÉTODO EMPLEADO	30
4.1.2. MODELOS FORMADOS POR TABLERO Y TERRENO	35
4.1.2.1. SEGUNDO MÉTODO EMPLEADO	35
4.1.2.2. CONCLUSIONES PARA HALLAR EL MODO CRÍTICO.....	41
5 VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL	42
5.1. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS MODELOS	42
5.1.1. MODELOS SOLO TABLERO	43
5.1.2. MODELO COMPLETO CON TERRENO	55
6 CONCLUSIONES	62
BIBLIOGRFÍA	1

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Distancia entre Bogies de los coches del Tren Universal Dinámico-A</i>	3
<i>Tabla 2. Características de las estructuras de estudio.</i>	13
<i>Tabla 3. Materiales elegidos para el tablero.</i>	15
<i>Tabla 4. Cargas aplicadas en cada banda de masa. Ejemplo tablero 20 metros.</i>	20
<i>Tabla 5. Características del terreno utilizado para el cálculo de los modelos</i>	23
<i>Tabla 6. Propiedades de los terrenos empleados</i>	23
<i>Tabla 7. Definición del Tren Dinámico Universal-A</i>	25
<i>Tabla 8. Trenes y velocidades de paso por los tableros.</i>	43
<i>Tabla 9. Respuestas máximas en aceleraciones</i>	44
<i>Tabla 10. Respuestas máximas en desplazamientos</i>	44
<i>Tabla 11. Resumen de resultados obtenidos.</i>	45
<i>Tabla 12. Coeficiente de impacto para Tren Dinámico Universal-A</i>	48
<i>Tabla 13. Relación D/L para luces de 14 a 22 metros y coef. Impact max calculado.</i>	49
<i>Tabla 14. Relación D/L para luces de 24 a 30 metros y coef. Impact max calculado.</i>	49
<i>Tabla 15. Relación D/L- valor de la multiplicidad n y coeficiente de impacto para luces que van desde 14 a 22 metros.</i>	50
<i>Tabla 16. Relación D/L- valor de la multiplicidad n y coeficiente de impacto para luces que van desde 24 a 30 metros.</i>	50
<i>Tabla 17. Características trenes A-2 y A-3 en tablero 20 m. Estudio aceleraciones</i>	52
<i>Tabla 18. Relación D/L, valor de la multiplicidad y aceleraciones. Tableros de luces de 14 a 22 metros.</i>	53
<i>Tabla 19. Relación D/L, valor de la multiplicidad y aceleraciones. Tableros de luces de 22 a 30 metros.</i>	53
<i>Tabla 20. Trenes y velocidad de cálculo para modelos completos con terreno.</i>	55

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Mapa de la alta velocidad en Europa. (fuente: Wikipedia)</i>	1
<i>Figura 2. Esquema aplicación de cargas móviles.</i>	4
<i>Figura 3. Modelo ejemplo de estudio</i>	14
<i>Figura 4. Sección transversal modelo figura 2.</i>	14
<i>Figura 5. Sección transversal modelo 16 m de luz.</i>	16
<i>Figura 6. Sección transversal modelo 20 m de luz.</i>	16
<i>Figura 7. Sección transversal modelo 26 m de luz.</i>	16
<i>Figura 8. Sección transversal modelo 30 m de luz.</i>	16
<i>Figura 9. Modelado del tablero con elementos tipo Shell</i>	17
<i>Figura 10. Malla de los tableros. Tablero de 24 metros</i>	18
<i>Figura 11. Estribos y zapatas del puente.</i>	18
<i>Figura 12. Divisiones en bandas de masas en tablero y puntos de aplicación. Ejemplo tablero 20 metros.</i>	19
<i>Figura 13. Modelo completo de estudio. Tablero y terreno</i>	21
<i>Figura 14. Estribos utilizados en los modelos.</i>	22
<i>Figura 15. Definición gráfica del Tren Dinámico Universal-A</i>	24
<i>Figura 16. Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto</i>	25
<i>Figura 17. Reparto de cargas en los nodos bajo el carril.</i>	26
<i>Figura 18. Función de carga temporal</i>	27
<i>Figura 19. Aceleraciones tablero 14 metros.</i>	30
<i>Figura 20. Frecuencias excitadas en el tablero de 14 metros.</i>	31
<i>Figura 21. Aceleraciones tablero 18 metros.</i>	31
<i>Figura 22. Frecuencias excitadas en el tablero de 18 metros.</i>	32
<i>Figura 23. Aceleraciones tablero 26 metros.</i>	32
<i>Figura 24. Frecuencias excitadas en el tablero de 26 metros.</i>	33
<i>Figura 25. Comparación frecuencias excitadas según velocidad. Tablero 14 metros.</i>	34
<i>Figura 26. Comparación frecuencias excitadas según velocidad. Tablero 18 metros.</i>	34
<i>Figura 27. Comparación frecuencias excitadas según velocidad. Tablero 26 metros.</i>	35
<i>Figura 28. Aceleración tablero 14 metros. Transformada de Fourier.</i>	36
<i>Figura 29. Aceleración tablero 16 metros. Transformada de Fourier.</i>	36
<i>Figura 30. Aceleración tablero 18 metros. Transformada de Fourier.</i>	37
<i>Figura 31. Aceleración tablero 20 metros. Transformada de Fourier.</i>	37

<i>Figura 32. Aceleración tablero 22 metros. Transformada de Fourier.</i>	38
<i>Figura 33. Aceleración tablero 24 metros. Transformada de Fourier.</i>	38
<i>Figura 34. Aceleración tablero 25 metros. Transformada de Fourier.</i>	39
<i>Figura 35. Aceleración tablero 26 metros. Transformada de Fourier.</i>	39
<i>Figura 36. Aceleración tablero 28 metros. Transformada de Fourier.</i>	40
<i>Figura 37. Aceleración tablero 30 metros. Transformada de Fourier.</i>	40
<i>Figura 38. Flecha estática producida por Tren Dinámico Universal-A</i>	45
<i>Figura 39. Flecha dinámica producida por Tren Dinámico Universal-A</i>	46
<i>Figura 40. Coeficiente de impacto producido por Tren Dinámico Universal-A</i>	47
<i>Figura 41. Aceleraciones producidas por el Tren Dinámico Universal -A. Modelo tablero aislado.</i>	51
<i>Figura 42. Máxima flecha estática producida para cada uno de los puentes con el tren más restrictivo.</i>	56
<i>Figura 43. Comparativo coeficiente de impacto con terreno, E= 220 MPa & tablero aislado</i>	57
<i>Figura 44. Aceleraciones producidas con terreno E= 220 MPa & Tablero aislado.</i>	57
<i>Figura 45. Comparativo coeficiente de impacto con terreno, E= 900 MPa & tablero aislado</i>	58
<i>Figura 46. Aceleraciones producidas con terreno E= 900 MPa & Tablero aislado.</i>	59
<i>Figura 47. Comparativo coeficiente de impacto con terreno, E= 3100 MPa & tablero aislado.</i>	59
<i>Figura 48. Aceleraciones producidas con terreno E= 3100 MPa & Tablero aislado.</i>	60
<i>Figura 49. Comparativo coeficiente de impacto.</i>	60
<i>Figura 50. Comparativo aceleraciones</i>	61

1 INTRODUCCIÓN, MOTIVACIÓN Y CONTENIDO

1.1. ANTECEDENTES

Durante la última década, el estudio del comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril ante la circulación de tráfico de alta velocidad (AV) se ha convertido en una cuestión muy importante de estudio para numerosos ingenieros. Este interés mostrado por los ingenieros viene justificado por el auge que ha tomado la construcción de nuevas líneas de Alta Velocidad y la adaptación de otras ya existentes para que dichos convoyes puedan circular por ellas con seguridad.

Nuestro país, España, cuenta con la red de AV más extensa de Europa y la segunda del mundo, solo superada por China. Según el Plan Estratégico de Infraestructura y Transporte (PEIT), que culminará en 2020, que pretende hacer que España cuente con 10.000 km de línea de AV.

La red existente en Europa de AV es la siguiente:



Figura 1. Mapa de la alta velocidad en Europa. (fuente: Wikipedia)

Como se puede ver en la *Figura 1*, la red de AV es bastante extensa y se encuentra en progreso de crecimiento, tanto en lo que a la red se refiere como al progresivo aumento de velocidad de circulación de los trenes por ellas. Esto hace que los ingenieros dedicados a este mundo se empiecen a preocupar si las nuevas estructuras y la ya existentes se están o se han calculado correctamente para poder hacer segura la circulación de los mismos a velocidades tan elevadas como se espera que se circular por ellas.

1.2. MOTIVACIÓN

La construcción de nuevas infraestructuras para las líneas de ferrocarril de alta velocidad es un aspecto de gran interés económico, técnico y social en todos los países en donde dichas construcciones se encuentran en auge. Las nuevas líneas en los diferentes países van a permitir mejorar las comunicaciones y el intercambio entre estos. Adicionalmente, son un excelente pretexto para colaborar técnicamente desde los sectores de la ingeniería que se encuentran involucrados en la construcción y diseño de estas líneas, encontrándose entre ellos uno de los objetivos de este trabajo, es decir, el estudio para un mejor conocimiento del comportamiento dinámico de una estructura al paso de estos trenes a altas velocidades.

Entre otros problemas o requisitos técnicos, los métodos numéricos tienen un papel que jugar en varias facetas de los proyectos o soluciones técnicas cuando se van a calcular puentes que se encuentran sometidos a una carga dinámica, la cual actúa en la estructura de forma rápida, dejando a esta en vibración, pudiendo dejar a esta vibrando en una frecuencia muy cercana a la frecuencia de resonancia propia de la estructura en cuestión.

La importancia de los efectos dinámicos sobre los puentes de ferrocarril debido a las cargas móviles de los trenes es conocida desde hace tiempo, existiendo soluciones técnicas clásicas desarrolladas por Timoshenko [1].

Sin embargo, las líneas de alta velocidad plantean problemas dinámicos de un orden superior, debido a la posibilidad de resonancia. El estudio dinámico que hasta ahora se realizaba para los proyectos de ferrocarriles era exclusivamente la del efecto de impacto de la carga. Sin embargo, a partir de velocidades de orden de 200 km/h y debido a las separaciones de los ejes de los coches ferroviarios, empiezan a surgir fenómenos resonantes que elevan sobre manera la respuesta estructural. Estos fenómenos exigen un tratamiento más detallado mediante la aplicación de métodos numéricos de cálculo adecuados para el minucioso problema planteado en la actualidad.

La resonancia en un puente puede generar esfuerzos superiores a los admisibles del proyecto y alterar las condiciones de circulación del tráfico, de ahí que cobre tanta importancia el estudio de este fenómeno, debido que en la sociedad contemporánea sería impensable que, en la construcción de una nueva estructura, en sus primeros años de vida, y para toda ella, el tráfico de los trenes se vea condicionado por que presenta “problemas”. En algunas de las líneas europeas se han detectados este tipo de problemas (líneas en las cuales no se habían tenido en cuenta en el cálculo), los cuales han obligado a las distintas administraciones a adoptar medidas para garantizar la seguridad del tráfico ferroviario por ellas.

Entre los puentes de ferrocarril ya existentes en las líneas convencionales, los más susceptibles de sufrir problemas de resonancia ante el aumento de la velocidad de circulación son los compuestos por vanos isostáticos y de luces moderadas (entre 10 y 30 metros). Una muestra de ello se tiene en los ferrocarriles franceses, en cuya primera línea de AV, la París-Lyon, con parte del trazado sobre línea convencional acondicionada, se detectaron problemas de aceleraciones verticales excesivas en varios de sus puentes isostáticos cortos.

Esta sensibilidad de los puentes de luces moderadas a los fenómenos de resonancia viene asociada a las tipologías de tablero empleadas tradicionalmente para salvar estas luces pequeñas, siendo habitual las losas hormigonadas in situ sobre vigas hormigonadas, losas macizas o **aligeradas (en las que está basado este trabajo)**. El efecto de una reducida masa de tablero, sumado a una baja rigidez en comparación con las tipologías usadas en las recientes estructuras concebidas más recientemente como son tableros viga cajón o artesa, favorece la aparición de aceleraciones

verticales en el tablero al paso de los trenes por el mismo. Por tanto, el aumento de la velocidad de explotación hasta los 350 km/h acrecienta la importancia de los distintos fenómenos dinámicos que pueden ser determinantes en estructuras de luces pequeñas y cortas (Manterola, 2009).

Estos problemas planteados anteriormente suceden en los puentes de luces cortas (aproximadamente hasta 30 metros) debido a que en alguno de los casos la carga que simula a los bogíes del tren de referencia de estudio afecta de manera individualizada en el vano del puente, es decir, según la normativa de referencia tomada para las distancias de entre bogíes, *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)* (Ministerio de Fomento, 2010), las distancias son las siguientes:

Tabla 1. Distancia entre Bogíes de los coches del Tren Universal Dinámico-A

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS	LONGITUD DEL COCHE D (M)	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE d (m)
1	18	18	2,00
2	17	19	3,50
3	16	20	2,00
4	15	21	3,00
5	14	22	2,00
6	13	23	2,00
7	13	24	2,00
8	12	252	2,50
9	11	26	2,00
10	11	27	2,00

Como se puede observar, la distancia entre bogíes en alguno de los casos es mayor a la longitud del puente en estudio, lo que provoca que en el modelado del mismo en todo momento solamente se encuentre una carga dentro del vano del puente, en intervalos de D/v , siendo D la distancia entre bogíes y v la velocidad de paso del tren. Sin embargo, en puentes de luces mayores a $2D$ no hay nunca única carga aplicada sobre el vano, lo que hace que el efecto provocado por estas cargas sea menor debido a que en los puentes de longitud menor a D puede darse la situación que la aplicación de la carga se produzca a la misma frecuencia o en una frecuencia muy similar a la de vibración de la estructura y por tanto el fenómeno de resonancia puede verse bastante incrementado respecto a otras situaciones.

Por tanto, se puede decir que existirá riesgos de resonancia, considerando el espaciamiento regular D_k de un tren concreto, cuando el tren circule a velocidades próximas a la crítica, para las que alguna frecuencia significativa de la estructura o alguno de sus elementos f_0 , sea múltiplo de la

frecuencia de aplicación de las cargas, fruto del acoplamiento entre la excitación y la respuesta:

$$f_0 = n * \frac{v}{D_k} \quad (n = 1,2,3, \dots) \quad (1.1)$$

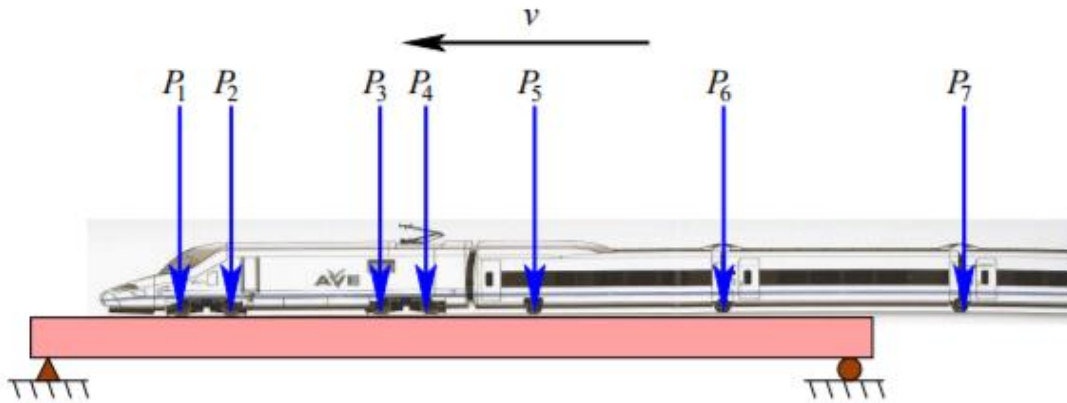


Figura 2. Esquema aplicación de cargas móviles.

1.3. NORMATIVAS DE REFERENCIA

Como se ha denotado anteriormente, las cargas que más afectan a la respuesta de la estructura en un puente de ferrocarril de Alta Velocidad son las cargas dinámicas muy por encima de las estáticas.

La normativa en la cual se basa este estudio es la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF) (Ministerio de Fomento, 2010) que es la instrucción que tiene como objeto definir las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, siendo de aplicación al proyecto de puentes de nueva construcción integrados en la red ferroviaria de interés general (IAPF, 2010). Esta instrucción menciona que las acciones a las que está sometido un puente de Ferrocarril son de naturaleza dinámica. Sus valores pueden ser muy superiores a los debidos a acciones estáticas. Como se explica en la IAPF 2010 (Ministerio de Fomento, 2010) esto se debe a:

- La naturaleza móvil de las cargas, que produce incrementos o reducciones en la carga estática equivalente.
- La aplicación repetida de cargas cuya frecuencia o un múltiplo de esta coincide con la frecuencia propia de la estructura, lo que puede originar resonancia.
- Las irregularidades de la vía y de las ruedas.

Para evaluar los efectos dinámicos se deben considerar todos los trenes que vayan a circular por la línea, y todas las posibles velocidades de circulación de los mismos.

Cualquiera que sea el método de evaluación de los efectos dinámicos, la envolvente de las sollicitaciones dinámicas máximas para cada elemento estructural se caracteriza mediante un coeficiente de impacto, definido por:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad (\text{con } \Phi \neq 1) \quad (1.2)$$

Donde:

$\max S_{din,real}$: Solicitación dinámica máxima debida a todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación.

$S_{est,tipo}$: Solicitación estática debida al tren., situado en la posición más desfavorables

Mediante el cálculo dinámico es necesario determinar las aceleraciones y desplazamientos máximos en la zona de paso (habitualmente el tablero), y el coeficiente de impacto mencionado anteriormente.

Los métodos habilitados para estimar el comportamiento dinámico de la estructura varían según la tipología y la velocidad de circulación de los trenes.

Así, el más simple, consiste en obtener el coeficiente de impacto, Φ , de unas tablas mediante unos cálculos simples, únicamente válido para determinadas tipologías muy habituales y velocidades de paso inferiores a 220 km/h, por no experimentar efectos resonantes.

Por otro lado, es necesario abordar un estudio más específico de la respuesta de la estructura, bajo la acción de un grupo de vehículos estándar (tren HSLM), ¹envolvente de tráfico real, y para un rango de velocidades hasta 1,20 veces la velocidad de proyecto, con incrementos que no superarán los 10 km/h, ya que existen en muchos casos condiciones de viento perjudiciales que amplían la velocidad de los trenes.

En la normativa vienen descritos diferentes métodos.

➤ **Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con cargas móviles:**

La integración directa con modelos de cargas móviles se basa en la resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura, bajo dichas cargas. En estos modelos se admite que cada eje transmite una carga de valor dado, móvil con el tren, no teniendo en cuenta la interacción vehículo estructura. El cálculo incluye los posibles fenómenos resonantes en la estructura.

Existen distintos procedimientos para realizar este cálculo. Pueden emplearse métodos de elementos finitos, realizando una integración directa en el tiempo del modelo completo, o bien una integración de los modos normales de vibración obtenidos a partir de la estructura discretizada. Los procedimientos basados en el análisis modal suponen un comportamiento lineal de la estructura, hipótesis válida en la mayoría de las situaciones reales. En caso contrario, sería necesaria una integración directa en el tiempo del modelo completo.

➤ **Cálculo dinámico mediante impronta dinámica del tren:**

Este método se basa en el análisis de las vibraciones libres producidas en puentes isostáticos tras el paso de cada eje, a partir de fórmulas analíticas que proporcionan un límite de la respuesta dinámica máxima y no exigen una resolución en el tiempo de cálculo dinámico de la estructura. El modelo de cálculo incluye los posibles fenómenos resonantes. No tiene en cuenta la interacción

¹ Modelo High Speed Load Model, definido en la norma UNE-EN 1991-2. Comprende dos familias de trenes de longitudes de vehículos variables, denominados Tren Dinámico Universal-A y Tren Dinámico Universal -B.

vehículo-estructura (modeliza las cargas por eje como cargas móviles de valor dado). Una exposición más detallada de este cálculo implicado, denominado LIR, se puede encontrar en el informe ERRI².

➤ **Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con interacción vehículo-estructura:**

Frente a los modelos de cargas móviles, que consideran que las cargas que transmiten las ruedas a los carriles son constantes en el tiempo y de valor igual a la carga nominal, la realidad es que esta acción es variable debido, entre otros factores, a la suspensión de los vehículos.

La consideración de los mecanismos de suspensión y la inercia de las masas suspendidas y no suspendidas conduce a los modelos con interacción entre los vehículos y la estructura.

El cálculo dinámico mediante integración en el tiempo con estos modelos recoge los posibles fenómenos resonantes, proporcionando un ajuste afinado de la respuesta mecánica que los modelos de cargas puntuales. Su desventaja es que son más complejos y costos. Las solicitaciones dinámicas obtenidas con modelos de interacción suelen ser inferiores a las de los modelos de cargas puntuales, debido a que parte de la energía de vibración permanece en los propios vehículos. Esta diferencia es más acusada en puentes isostáticos de luces cortas y amortiguamientos reducidos, en los que las aceleraciones y desplazamientos en situación resonante pueden llegar a reducirse en más de un 30%. Para puentes no resonantes o puentes hiperestáticos los efectos de interacción no suelen ser tan determinantes en el cálculo, por lo que salvo casos especiales estos métodos no suelen ser necesarios.

1.4. MÉTODOS MÁS USADOS PARA LA MODELIZACIÓN

En base a los métodos descritos, en la inmensa mayoría de los casos, los profesionales del diseño abordan el estudio del comportamiento dinámico de los puentes bajo la acción de trenes de Alta Velocidad, mediante alguno de los métodos explicados anteriormente, siendo los más populares los correspondientes a la integración directa en el tiempo con cargas móviles, entre los profesionales dedicados a esta rama de la ingeniería.

Los modelos habituales que se suelen estudiar para el diseño de este tipo de estructuras, son modelos en los que solo se modeliza el tablero del puente debido a la simplicidad de esta modelización a al tiempo computacional necesario para ello. Este tipo de modelización supone que el tablero se encuentra apoyado sobre una superficie infinitamente rígida, teoría que no es cierta. El tablero se encuentra sustentado por los apoyos, pilas y estribos, estos sistemas sí podrían considerarse infinitamente rígidos frente a la flexión de los tableros, la omisión de la interacción con el suelo es más discutible (Martínez De la Concha, 2017). El problema se encuentra en la modelización del terreno en el cual se encuentre cimentado y por tanto al cual se les transmite las cargas.

El terreno de apoyo juega un papel importante en la respuesta estructural de la estructura, es decir, dependiendo de la rigidez del terreno de cimentación puede llegar a condicionar la estructura. Si se

² ERRI: European Rail Research Institute. Dentro del comité de expertos D214 se abordaron los aspectos dinámicos producidos en puentes ferroviarios para velocidades superiores a los 200 Km/h.

dispone de un terreno de rigidez infinita si será aceptable la modelización únicamente del tablero, pero como esto nunca es así, se hace necesaria la modelización del mismo para obtener resultados fiables de la respuesta estructural del puente frente a la circulación de trenes de Alta Velocidad pasando por ellos.

1.5. OBJETIVOS DEL PRESENTE ESTUDIO

El objeto fundamental del presente estudio es analizar, comprobar y poner de manifiesto la influencia que tiene en la respuesta dinámica de la estructura la inclusión de las condiciones de contorno correspondientes a la interacción suelo-estructura, es decir, modelizar el tablero del puente junto con los estribos y el terreno en el que se encuentra apoyado.

Este estudio está basado en puentes de luces cortas, los cuales van desde 14 metros hasta 30 metros. La sección transversal con la que cuentan todas las luces de estudio es una losa aligerada en la cual irá variando el canto dependiendo de la luz, siendo esta proporción del canto igual a $Luz/12$ y el aligeramiento responde a una proporción de $Luz/20$. Este estudio se ha realizado paralelo con Francisco Javier Garzón Barragan, el cual ha realizado el mismo estudio, pero para luces que van desde 5 metros a 18 metros con sección tipo losa maciza, compartiendo en ambos estudios 3 luces (14-16-18) pero con secciones diferentes.

El estudio se realiza a través de análisis dinámicos, desplazamientos máximos y aceleraciones que se producen en el centro del vano, ante las diferentes sollicitaciones que actúan sobre dichos puentes. Como se sabe, puede tener mucha relevancia el tener en cuenta la interacción suelo-estructura, por ello se realizarán dos tipos de modelización, una de ellas se corresponde a la modelización única del tablero y otra en la cual se incluye el terreno de cimentación.

Con influencia de estas premisas se pretende los siguientes objetivos.

- Estudio del estado del conocimiento: Síntesis y sistematización de los métodos aplicables al cálculo dinámico de puentes de ferrocarril sometidos a cargas móviles y estudio de una muestra representativa de puentes de luces cortas.
- Búsqueda de la respuesta máxima de puentes de luces cortas y su respuesta resonante mediante un modelo sencillo, modelando únicamente el tablero del puente.
- Conociendo la respuesta máxima de los puentes en estudio modelando únicamente el tablero, intentar buscar una correlación para la búsqueda de los modos más excitados al paso de los trenes teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura.

2 FORMULACIÓN GENERAL

Frente a acciones de tipo dinámico una estructura responde modificando su configuración alrededor de una posición de equilibrio estable. Estos cambios de configuración pueden alcanzar grandes amplitudes pudiendo llegar al colapso de la estructura.

Para la modelización de estos puentes se ha optado por el programa comercial de elementos finitos SAP2000, en su versión 16. Este programa abre un amplio abanico para la realización de diferentes tipos de análisis como son análisis lineal, análisis dinámico por espectro de respuesta, análisis modal, entre muchos otros.

En un principio se había optado para la realización del presente estudio un análisis modal para cada uno de los puentes en estudio, pero coincidiendo el comienzo de este estudio con la realización de la tesis doctoral (Martínez De la Concha, 2017), en la cual el autor comprueba que hay una pérdida de precisión de este método frente a los de integración directa. Es por ello por lo que para análisis que se ha realizado se ha utilizado el método de integración directa de Newmark, aunque el tiempo computacional se ha visto exponencialmente elevado frente al análisis modal.

2.1. ANÁLISIS MODAL

El análisis modal es una técnica de análisis dinámico de estructuras. Tiene como objetivo la estimación de propiedades dinámicas como las frecuencias y los modos naturales de la estructura al igual que el amortiguamiento, siempre manteniéndose en su rango elástico.

Para la determinación de los modos y frecuencias naturales de N grados de libertad, se parte de la ecuación del movimiento para una vibración libre no amortiguada.

$$M\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (2.1)$$

Debido a que la ecuación anterior (2-1), presenta soluciones que no son triviales, se hace necesario el estudio de ecuaciones de tipo armónico.

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (2.2)$$

donde \mathbf{u}_0 es un vector de amplitudes que no varía con el tiempo, ω una frecuencia angular y φ un ángulo de desfase inicial. Denotando que de las soluciones obtenidos solo la parte real contará con sentido físico, descartando la parte imaginaria.

Derivando \mathbf{u} dos veces con respecto al tiempo se obtiene que la aceleración es:

$$\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \mathbf{u} \quad (2.3)$$

y sustituyendo en la ecuación de equilibrio, (2.1), se obtiene:

$$(\mathbf{K} - M\omega^2)\mathbf{u}_0 = \mathbf{0} \quad (2.4)$$

Ecuación, (2.4), que puede escribirse de la forma:

$$\mathbf{K}\mathbf{u}_0 = \mathbf{M}\omega^2\mathbf{u}_0 \quad (2.5)$$

$$\frac{1}{2}\mathbf{u}_0 = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{M}\mathbf{u}_0 \quad (2.6)$$

$$\lambda\mathbf{u}_0 = \mathbf{D}\mathbf{u}_0 \quad (2.7)$$

donde $\mathbf{D} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{M}$ se denomina la matriz dinámica y $\lambda = \frac{1}{\omega^2}$

La ecuación, (2.4), responde a lo que se denomina el problema general de autovalores. Para que (2.4) tenga solución distinta a la trivial, debe darse la siguiente condición:

$$\mathbf{Det} (\mathbf{K} - \mathbf{M}\omega^2)\mathbf{u}_0 = \mathbf{0} \quad (2.8)$$

que es polinomio en ω^2 de la variable ω^2 . Las raíces de este polinomio determinan los valores de ω para los que existe solución para la ecuación general de autovalores (2.4), y por tanto será una solución del tipo (2.2) a la ecuación homogénea (2.1). Dada las características de \mathbf{K} y \mathbf{M} , las raíces del polinomio siempre son reales y positivas. Las \mathbf{N} raíces de este polinomio son los autovalores del sistema y determinan la n frecuencias naturales de la estructura.

El sistema homogéneo (ecuación (2.4)) tiene una solución de \mathbf{u}_0 por cada frecuencia natural ω_i . Donde cada \mathbf{u}_0 es cada autovector y ω_i es cada autovalor.

Los autovalores determinan las frecuencias naturales de la estructura y los autovectores sus modos de vibración. Con ellos puede determinarse la forma en la que vibra el sistema, pero no su amplitud. A la frecuencia más baja del sistema se le denomina frecuencia fundamental, ω_1 , y tiene asociado un periodo fundamental:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (2.9)$$

Resulta habitual la normalización de estos modos, asignando un valor unidad a su primera componente, quedando el vector de la siguiente manera:

$$\phi_i = \frac{\phi_i}{\phi_1} = \begin{pmatrix} \phi_1 \\ \phi_{2i} \\ \phi_{3i} \\ \vdots \\ \phi_{ni} \end{pmatrix} \quad (2.10)$$

Estos modos presentan la peculiaridad de ortogonalidad respecto a \mathbf{M} y \mathbf{K} encontrándose todos en un mismo plano, es decir, que son independientes entre sí. Por tanto, cualquier movimiento de la estructura puede definirse como una superposición de estos modos de vibración.

2.2. INTEGRACIÓN DIRECTA EN EL TIEMPO. MÉTODO DE NEWMARK

Una de las alternativas al análisis modal que se pueden encontrar para el cálculo de la respuesta de la estructura, es la integración directa de las ecuaciones de equilibrio, la cual tiene la siguiente forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (2.11)$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura respectivamente, \mathbf{f} es el vector de fuerzas nodales externas y $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$, \mathbf{u} son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento nodal respectivamente.

La descripción que sigue puede encontrarse en (Antonio Martínez de la Concha, 2017).

Como su propio nombre indica, el método de integración directa no requiere ninguna transformación previa de las ecuaciones de movimiento. Consiste, básicamente en obtener la solución en una cierta cantidad (discreta) de pasos de tiempo. Es por esto por lo que también es llamada integración “paso a paso”.

Existen numerosas variantes y algoritmos para la integración numérica de las ecuaciones de movimiento, pero este estudio se encuentra basado en el método de Newmark.

Primeramente, se van a dar unas premisas para entender mejor los métodos de integración directa:

- Es necesario dividir el intervalo de tiempo a analizar en pequeños subintervalos Δt^3 . Este proceso define los instantes de tiempo $t = t_i$, en que se va a obtener la respuesta (discreta) del sistema.
- En cada instante $t = t_{i+1}$ se expresan aceleraciones (\ddot{u}_{i+1}) y velocidades (\dot{u}_{i+1}) en función de los valores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en instantes previos, es decir, que ya son conocidos y por tanto es fácil de “traspasar” esa información.
- Estas ecuaciones junto con las ecuaciones del movimiento (2.11), particularizadas para el instante $t = t_i$ (métodos explícitos) o $t = t_{i+1}$ (métodos implícitos), como es el caso de este trabajo.

La gran ventaja con la que juegan estos algoritmos frente a los métodos basados en el análisis modal es que son válidos tanto para problemas lineales como no lineales. A cambio su coste computacional es mucho mayor y frente al análisis modal espectral, por ello se ha comentado anteriormente en la memoria el coste computacional empleado.

El método de Newmark propone obtener los valores de las variables nodales para una serie de instantes t sucesivos a intervalos Δt por diferencias finitas con aceleración promediada.

Para ello, se parte de las ecuaciones de movimiento uniformemente acelerado y se expresan los valores de la velocidad y el desplazamiento en un instante t_{i+1} en función del desplazamiento y velocidad del instante t y de una aceleración intermedia entre la correspondiente al instante t y la

³ Existen dos tipos de métodos para la resolución de este problema. Los Implícitos y los explícitos. En el caso de los implícitos para pasar al instante de tiempo siguiente $t + \Delta t$, necesitan información de la condición de equilibrio en el paso del $t + \Delta t$ que no es conocido a priori. Sin embargo, los métodos explícitos son aquellos que, para pasar al instante de tiempo siguiente, necesitan información de la condición de equilibrio en el paso actual t , y que si es conocido.

del instante t_{i+1} .

Las ecuaciones quedan tal que así:

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + [(1 - \delta)\ddot{u}_n + \delta\ddot{u}_{n+1}]\Delta t \quad (2.12)$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{u}_n + \alpha\ddot{u}_{n+1}\right]\Delta t^2 \quad (2.13)$$

Donde:

α y δ son los parámetros de integración de Newmark.

Δt es el incremento de tiempo $t_{n+1} - t_n$

u_n es el vector de desplazamientos nodales en el instante t_n

\dot{u}_n es el vector de velocidades nodales en el instante t_n

\ddot{u}_n es el vector de aceleraciones nodales en el instante t_n

u_{n+1} es el vector de desplazamientos nodales en el instante t_{n+1}

\dot{u}_{n+1} es el vector de velocidades nodales en el instante t_{n+1}

\ddot{u}_{n+1} es el vector de aceleraciones nodales en el instante t_{n+1}

Se evalúa la ecuación de equilibrio en el instante t_{n+1}

$$M\ddot{u}_{n+1} + C\dot{u}_{n+1} + K u_{n+1} = F \quad (2.14)$$

Primeramente, se reordena las ecuaciones (2.12) y (2.13) para expresar los valores de la aceleración y la velocidad en el instante t_{n+1} en función del tiempo del desplazamiento en el instante t_{n+1} y los valores de las variables en el instante t_n .

$$\ddot{u}_{n+1} = a_0(u_{n+1} - u_n) - a_2\dot{u}_n - a_3\ddot{u}_n \quad (2.15)$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + a_6\ddot{u}_n + a_7\ddot{u}_{n+1} \quad (2.16)$$

Cabe destacar que, aunque en la ecuación (2.15) aparece el término \ddot{u}_{n+1} , se puede sustituir en su lugar el valor del segundo termino de la ecuación (2.14), con lo que finalmente todas las variables por las que están formadas estas dos ecuaciones son términos conocidos y por tanto puede resolverse.

$$(a_0M + a_1C + K)u_{n+1} = F + M(a_0u_n + a_2\dot{u}_n + a_3\ddot{u}_n) + C(a_1u_n + a_4\dot{u}_n + a_5\ddot{u}_n) \quad (2.17)$$

Siendo los valores de los coeficientes de la ecuación los siguientes:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2} & a_1 &= \frac{\delta}{\alpha \Delta t} & a_2 &= \frac{1}{\alpha \Delta t} & a_3 &= \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_4 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1 & a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) & a_6 &= \Delta t (1 - \delta) & a_7 &= \delta \Delta t \end{aligned}$$

De la resolución de sistema de ecuaciones ((2.17) se obtiene el vector de desplazamientos nodales u_{n+1} que sustituyéndole en las ecuaciones (2.15) y (2.16), nos permite obtener los valores de los vectores de velocidad y aceleración nodales \dot{u}_{n+1} y \ddot{u}_{n+1} .

Como se dice en la tesis doctoral seguida (Antonio De la Concha, 2017), la resolución de la ecuación (2.14) por el método de Newmark es incondicionalmente estable⁴ para los siguientes rangos de los parámetros de integración.

$$\alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \delta \right)^2 \quad \delta \geq \frac{1}{2} \quad \frac{1}{2} + \delta + \alpha > 0 \quad (2.18)$$

Es usual expresar los valores α y δ en función de un único parámetro γ , y que toma el nombre de factor de decaimiento de amplitud, de la siguiente manera.

$$\alpha = \frac{1}{4} (1 + \gamma)^2 \quad \delta = \frac{1}{2} + \gamma \quad (2.19)$$

En base a este parámetro la solución de la ecuación (2.14) es incondicionalmente estable para valores de $\gamma > 0$. Este factor representa el amortiguamiento numérico en términos de amplificación de errores. De no existir un cierto amortiguamiento numérico se pueden producir distorsiones para frecuencias altas, por lo que es deseable un cierto valor de $\gamma > 0$.

Cuando se usan elementos finitos es deseable tener un cierto amortiguamiento numérico, ya que los resultados para los modos de alta frecuencia pierden precisión. Sin embargo, la adición de este amortiguamiento para altas frecuencias, además de impedir perder precisión no tiene porqué introducir excesivo amortiguamiento para los modos importantes de bajas frecuencias.

Para los modelos de estudio de este trabajo se han tomado valores de $\gamma = 0,005$.

⁴ Los métodos implícitos pueden ser condicionalmente estable o incondicionalmente estables. Los procedimientos que llevan a soluciones delimitadas independientemente del paso del tiempo son los que se denominan incondicionalmente estables, por el contrario, los que tiene una solución dependiente del tiempo, son los denominados condicionalmente estables.

3 CREACIÓN DE LOS MODELOS DE ESTUDIO

3.1. CREACIÓN DE LOS MODELOS

En esta sección se aborda la geometría de los modelos con los que se va a estudiar la respuesta dinámica de la interacción suelo-estructural. Estos, se tratan de modelos simples que puedan ser analizados de forma simple. Se crean este tipo de modelos debido a que se haga bastante fácil el poder analizar cada uno de los parámetros que influyen en esta respuesta.

Se pone en estudio viaductos suficientemente simples para no perder de vista los fenómenos que se estudian y no perder generalidad, y con la complejidad suficiente como para que todos los mecanismos resistentes de estas estructuras estén representados.

Las características que definen cada modelo respecto a la luz, el canto y el aligeramiento introducido son las siguientes:

Tabla 2. Características de las estructuras de estudio.

LUZ	CANTO	ALIGERAMIENTO
14	1,167	0,70
16	1,33	0,80
18	1,50	0,90
20	1,67	1,00
22	1,83	1,10
24	2,00	1,20
25	2,08	1,25
26	2,16	1,30
28	2,33	1,30
30	2,50	1,40

El aligeramiento, puede tomar diversas formas, incluso podrá ser exterior o interior, en este caso se ha optado por un aligeramiento cilíndrico, manteniendo una relación en cuanto a luz del puente se refiere de $Aligeramiento = \frac{luz}{20}$.

La losa rectangular llena posee una pobre relación inercia/área. Por esta razón, para luces crecientes, se trata de aligerarla con el uso de secciones huecas de diversas formas. Las losas huecas pierden una parte de rigidez torsional y a cambio privilegian una dirección resistente, condición que

se acentúa con la importancia del aligeramiento. Los aligeramientos tomados para este estudio, aligeramientos circulares, aseguran una buena rigidez transversal, a la vez que aseguran el llenado del fondo de la losa (Héctor M. Somenson, 2015)

Por otro lado, como se tratan de puentes de ferrocarril de líneas de Alta Velocidad, la relación adoptada para el canto de los tableros ha sido la siguiente: $canto\ tablero = \frac{luz}{12}$. Esta relación se mantiene en los diez puentes de estudio y en toda la sección de cada uno de ellos.

La anchura elegida para cada uno de los tableros ha sido de 14 metros, siendo esta la sección más característica en este tipo de puentes.

En *Figura 3* y *Figura 4* se puede verse un esquema de los puentes en estudio y la sección transversal de uno de ellos.

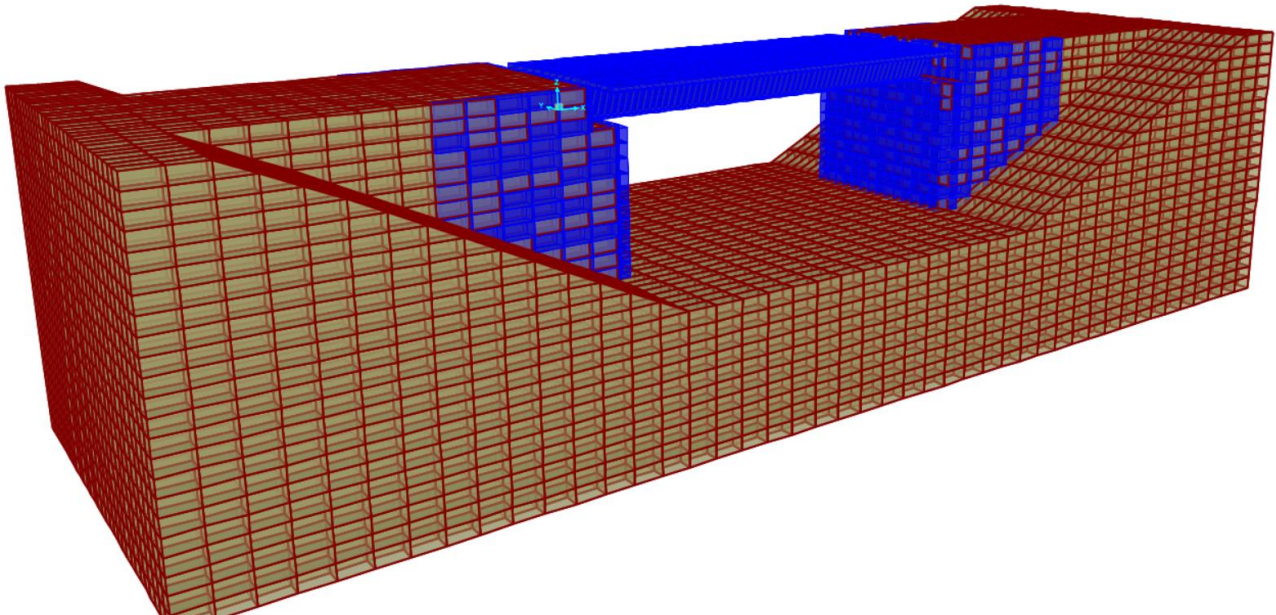


Figura 3. Modelo ejemplo de estudio

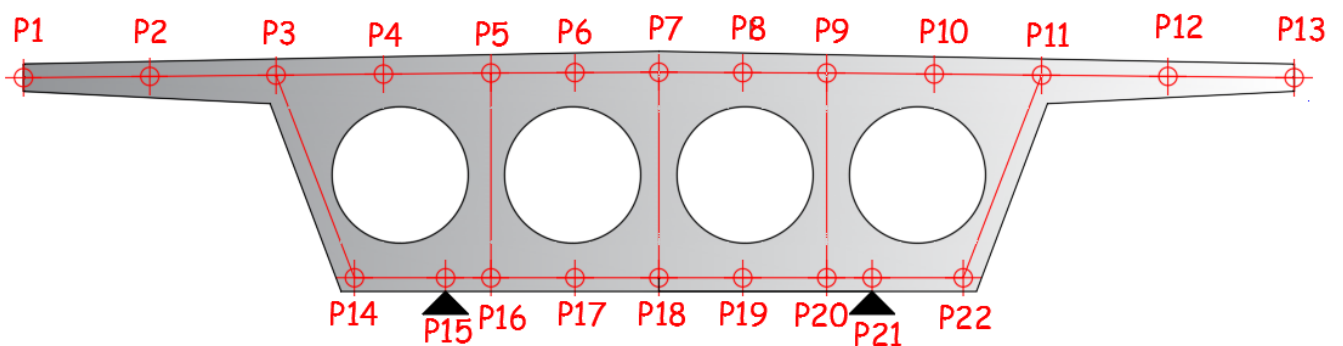


Figura 4. Sección transversal modelo figura 2.

Sobre la losa de cada tablero se dispone la capa de balasto, las dos vías de ferrocarril de ancho internacional, aceras y barandillas. Este tablero se dividirá en tres zonas a la hora de introducción de las cargas, zonas de que se verán posteriormente.

Dependiendo del modelo que se encuentre en estudio, los tableros apoyaran sobre estribos de hormigón cimentados directamente o tableros apoyados sobre elementos infinitamente rígidos.

Las características de los materiales elegidos para la modelización del tablero son los siguientes:

Tabla 3. Materiales elegidos para el tablero.

MATERIALES ELEGIDOS	
Módulo de Elasticidad	$E = 3 \cdot 10^7 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$
Módulo de Poisson	$\nu = 0,20$
Peso específico	$\rho = 25 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$
Amortiguamiento	$\xi = 3\%$

La característica de rigidez se corresponde con un hormigón estructural del tipo de los que se utilizan en estos tipos de puentes, con resistencia cercana a los 30 MPa.

El peso específico utilizado es el que se usa habitualmente para los cálculos, que, si bien puede parecer un poco elevado para hormigón en masa, no lo es tanto cuando consideramos la armadura que suelen llevar este tipo de puentes y que es impuesta como los mínimos exigidos por la Instrucción del Hormigón en España (EHE08).

3.1.1. MODELO SOLO TABLERO

Estos modelos tratan de la modelización más simple realizada para este estudio. En ellos, solo se incluye el tablero, adoptando una de las hipótesis comentadas en la introducción, apoyado este en apoyos infinitamente rígidos. Aunque anteriormente se ha comentado que esto es una práctica habitual y que no es acertada, se ha optado de comenzar por esta modelización para tener un primer conocimiento de la respuesta de la estructura de estudio en cada uno de los casos y poder afinar los resultados a buscar en los modelos más complejos que se explicarán en puntos posteriores.

La tipología de puentes losa puede definirse como aquella que se utiliza para puentes de luces cortas a medias, y cuya sección transversal se obtiene por aligeramiento de una losa maciza que cubre la anchura del tablero.

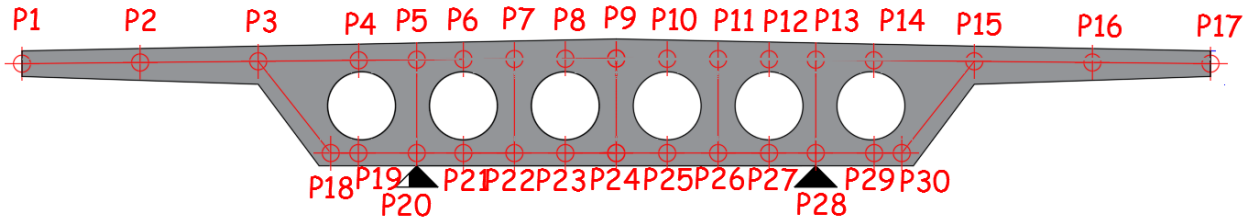


Figura 5. Sección transversal modelo 16 m de luz.

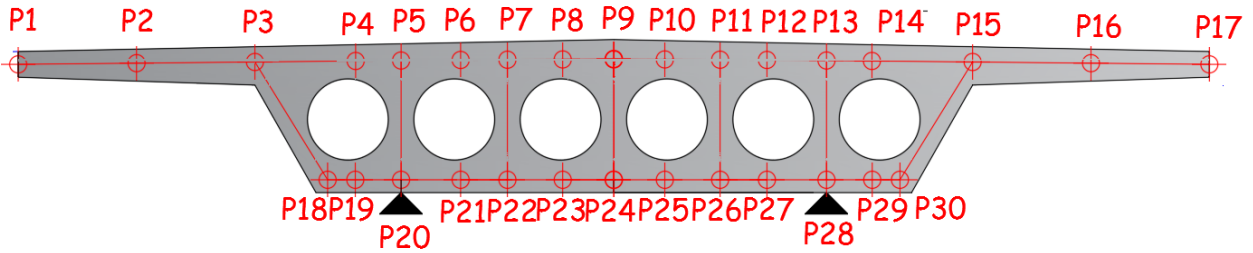


Figura 6. Sección transversal modelo 20 m de luz.

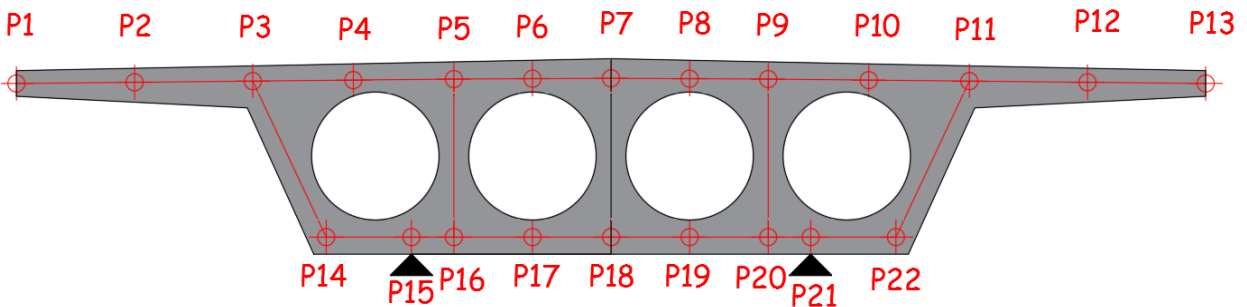


Figura 7. Sección transversal modelo 26 m de luz.

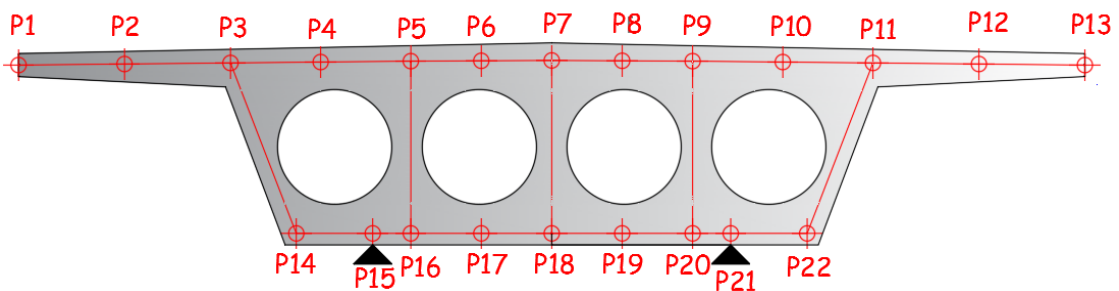


Figura 8. Sección transversal modelo 30 m de luz.

Este aligeramiento cilíndrico produce unas secciones transversales más pesadas y rígidas que el prismático. Constructivamente, se puede decir, además, que los tableros con aligeramientos cilíndricos se hormigonan muy bien de una sola vez. El rango de luces en el que se utiliza este tipo de tablero es desde luces pequeñas hasta los 50-60 metros, como este estudio trata de luces desde 14 m hasta los 30 m, se puede comprobar que es la sección acertada para ello. Cabe mencionar, que

en todos ellos los cantos son constantes.

Como se ha comentado, se tratan de puentes compuestos por una sección transversal de losa aligerada. La modelización llevada a cabo en el programa ha sido mediante elementos tipo Shell, estos elementos combinan el comportamiento de membrana y placa. Estos elementos se utilizarán tanto en la losa superior, inferior como hastiales. Estos elementos tipo Shell se pueden ver en la *Figura 9* modeladas en SAP2000

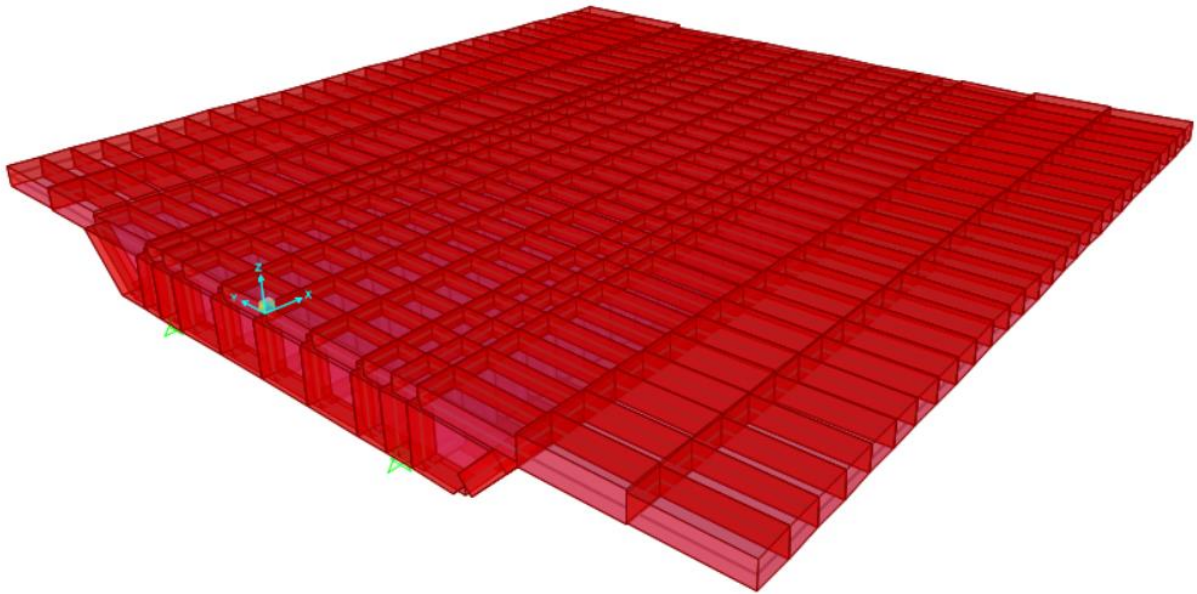


Figura 9. Modelado del tablero con elementos tipo Shell

Los elementos tipo Shell combinan el comportamiento de membrana y placa. Para el comportamiento de membrana usan una formulación isoparamétrica que incluye los grados de libertad de traslación en el plano del elemento y el giro de eje perpendicular al mismo. Para el comportamiento de flexión incluyen las rigideces de rotación en ejes contenidos en el plano y la traslación perpendicular al plano (Martínez De la Concha,2017).

El espesor de cada uno de los elementos se ha ajustado a los espesores reales de cada uno de los tableros. La metodología seguida ha sido, dividir la sección transversal en áreas más pequeñas contando con sus vértices del polígono formado en los nodos que representan esta sección trasversal. Una vez hallada esta área se divide por la longitud de la línea de unión entre nodos. De modo que la suma de las áreas de cada uno de dichos elementos sea igual a el área de la sección transversal completa. Se ha realizado así, para obtener la misma área que el tablero real.

La dimensión característica de la malla es de 0,50 m, siendo esta la distancia ente secciones longitudinales y no siendo mayor a 1 m en dirección entre nodos transversales.

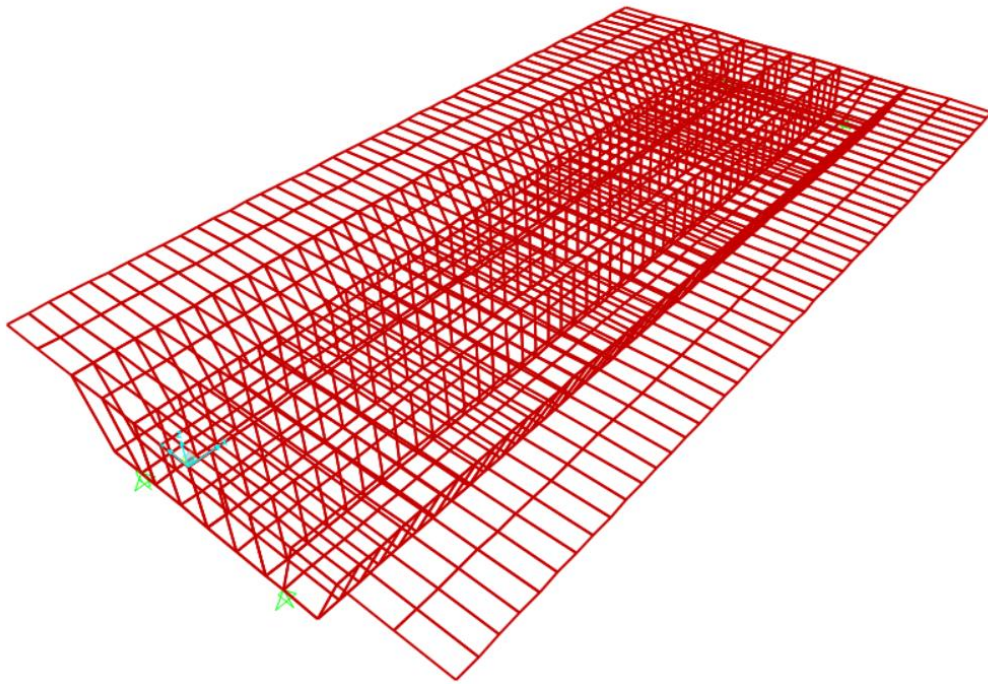


Figura 10. Malla de los tableros. Tablero de 24 metros

Como se observa en la *Figura 10*, las condiciones de apoyo en cada extremo de los tableros corresponden con impedir el desplazamiento perpendicular al tablero en todos los puntos de apoyo, en este caso dos por estribo. Además de esta restricción, se incluye también la correspondiente a el desplazamiento transversal en una de las dos bandas de apoyos dispuestas, concretamente en los de la derecha y además se impide el desplazamiento longitudinal en uno de los estribos.

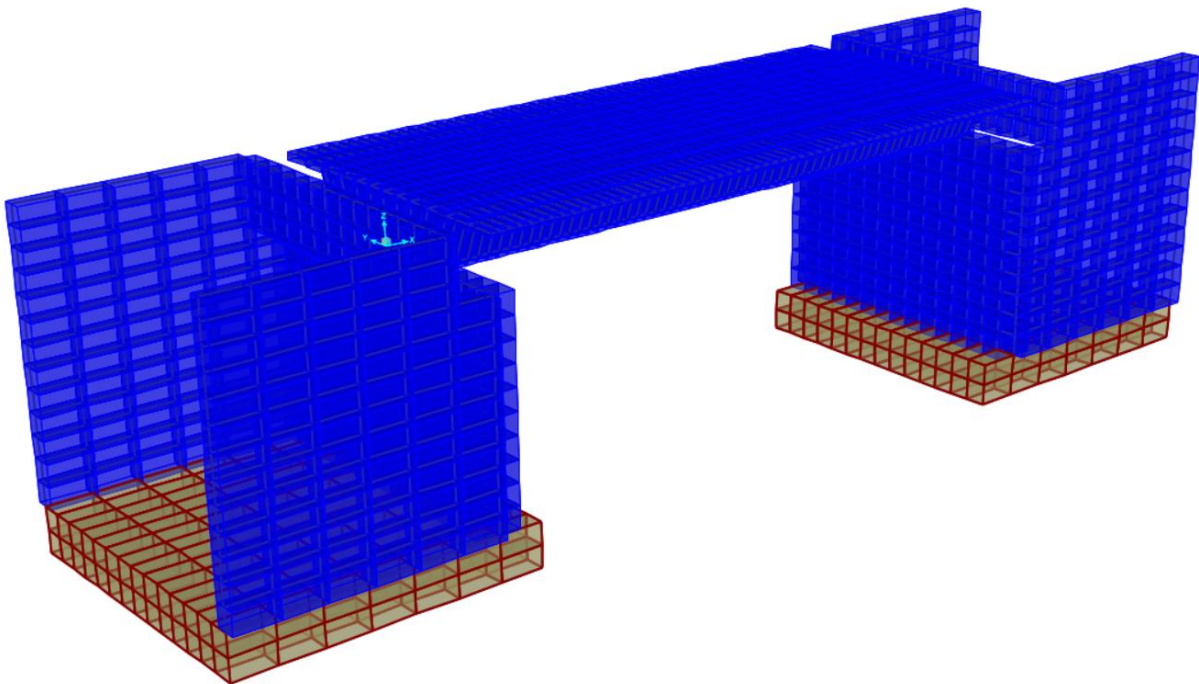


Figura 11. Estribos y zapatas del puente.

Las masas correspondientes a las cargas permanentes con las que va a contar el puente se dispondrán de forma distribuidas en los elementos Shell que modelizan el tablero del mismo. Estas cargas son las debidas al balasto, traviesas, carriles, barandillas, etc. Para la introducción de estas bandas de masas se ha dividido la sección transversal de ancho de 14 metros en tres partes. Dos lateras y una parte central de mayor longitud que va de punta a punta del balasto. Esta división es diferente para cada uno de los tableros, ello es debido a la posición de los nodos que representan la sección en cada uno de ellos. Estos nodos cambian de posición de en cada tablero debido al aligeramiento de cada uno de ellos, si el aligeramiento no cambiase en cada una de las secciones, los nodos se mantendrían en su posición debido a que las dos variables que cambian en estas secciones son el canto del tablero y el aligeramiento, y puesto que el canto del que disponga el tablero no afecta, solo queda achacarle este cambio al aligeramiento.

Por ejemplo, en el vano de 14 metros, las tres divisiones y cargas a imponer que se hacen en la sección transversal para la introducción de las bandas de masas que actúan sobre el tablero se pueden ver en la *Figura 12*.

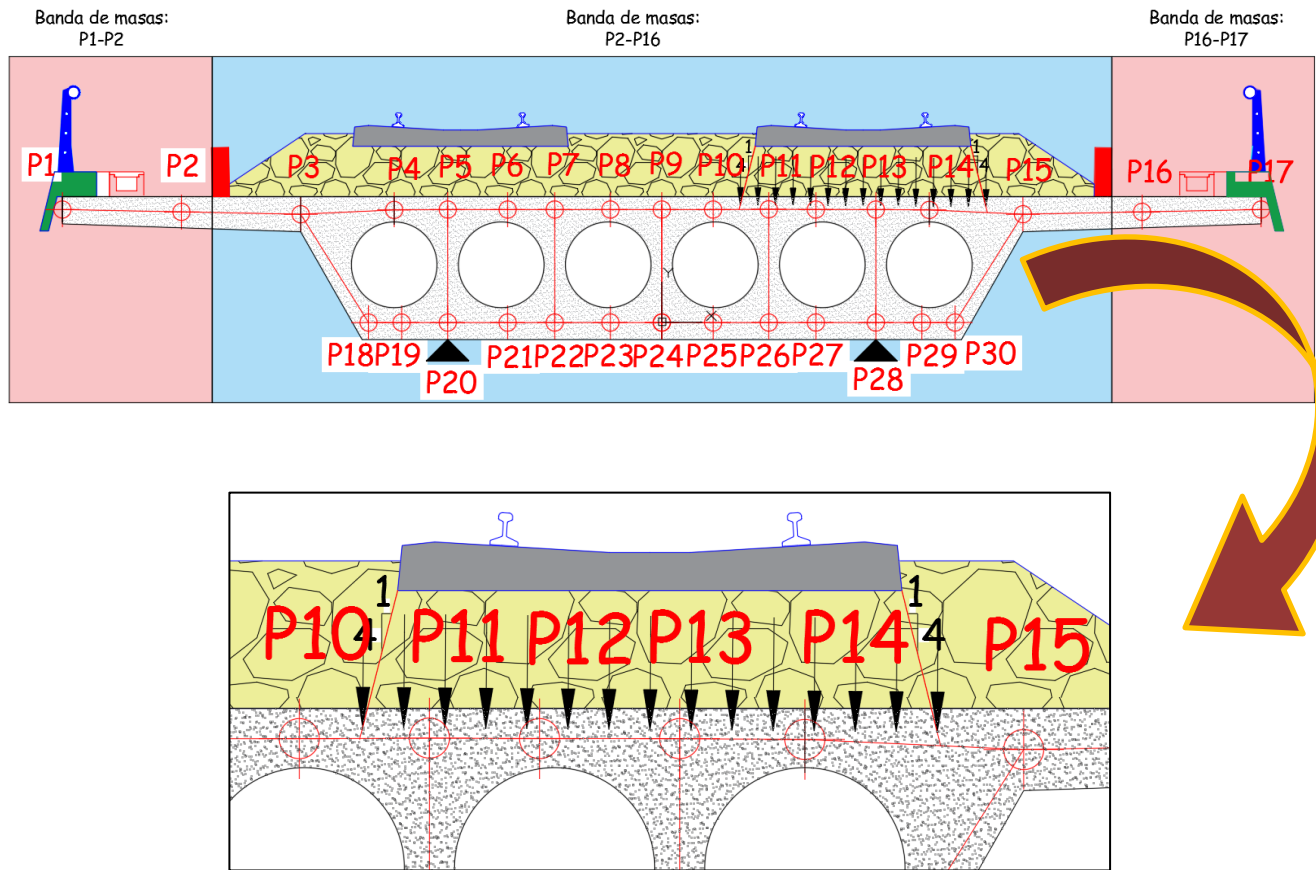


Figura 12. Divisiones en bandas de masas en tablero y puntos de aplicación. Ejemplo tablero 20 metros.

Ahora se puede ver en una tabla las cargas que le corresponde a cada una de las bandas que se muestran en

Tabla 4. Cargas aplicadas en cada banda de masa. Ejemplo tablero 20 metros.

CARGAS DE APLICACIÓN EN CADA BANDA DE MASA	
Banda de masa	Carga (KN/m)
1-2	0,533
2-16	1,025
16-17	0,533

Anteriormente en la introducción a este apartado, en la *Tabla 3* se puede ver que el amortiguamiento empleado en el cálculo ha sido de un 3%. El amortiguamiento es un parámetro algo más desconocido y por tanto difícil de calibrar.

Siguiendo las recomendaciones de la IAPF (Ministerio de Fomento,2010), en el cuadro B1 de esta norma aparece que los valores de los amortiguamientos variarán con la luz del puente, pero en la *Tabla 4.2.* de la NCSP-07 (Ministerio de Fomento,2008) se recogen las recomendaciones de este índice siendo esta recomendación de un 3%, por lo que será la adopción que se ha hecho.

Como el estudio se realiza mediante integración directa, según la NCSP-07 (Ministerio de Fomento,2008), los coeficientes de Rayleigh α y β , responden a una formulación que depende de dos frecuencias naturales de la estructura, de manera que ξ se mantenga uniforme en la banda de interés. Por ello se hace necesario realizar el cálculo modal de la estructura y así poder tomar estas dos frecuencias naturales de la estructura. Se tomarán los valores correspondientes a las frecuencias naturales correspondientes al primer modo y al centésimo, que es en rango en el que se encuentran los modos que gobiernan el problema para el ajuste de los coeficientes α y β . La formulación es la siguiente:

$$\alpha = 2\xi \cdot \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.20)$$

$$\beta = 2\xi \cdot \frac{1}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.21)$$

3.1.2. MODELO TABLERO CON TERRENO. SUBESTRUCTURA

Estos modelos se corresponden a los modelos en los que se introduce el factor de terreno y estribos para el cálculo de la respuesta de la estructura frente a las cargas dinámicas de los trenes de Alta Velocidad circulando a través de ellos.

El modelo consta de tres partes bien diferenciadas y a la vez bien definidas. Por un lado, se encuentra el tablero, este se corresponde con el empleado en los modelos de “Solo tablero” para cada una de las longitudes en estudio. Por otro lado, los estribos sobre los que apoya dicho tablero, donde las restricciones de entre el tablero y los estribos son idénticas a las consideradas en los modelos anteriores, pero en este caso consiste en ligar los grados de libertad que en los modelos anteriores estaban impedidos con los del nudo inmediatamente inferior al estribo que se encuentre debajo, en caso de tener vanos intermedios sería a las pilas. Por último, el terreno introducido, el cual se encuentra detrás de los estribos y en una franja delimitada que es la porción que afecta a la estructura.

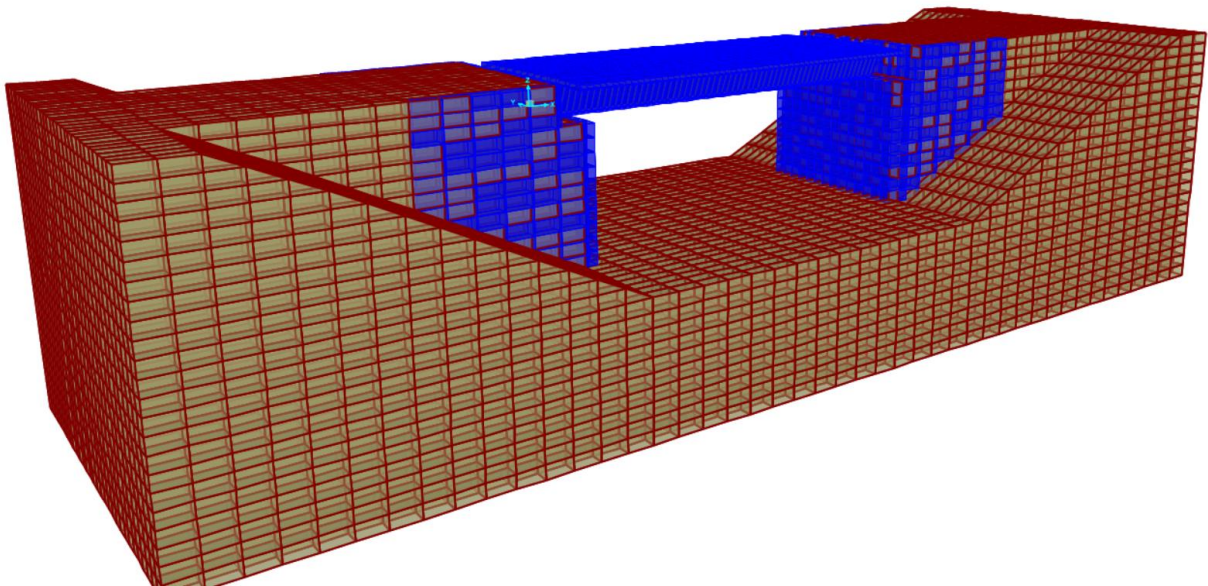


Figura 13. Modelo completo de estudio. Tablero y terreno

La discretización de los muros de los estribos ha sido realizada mediante elementos tipo Shell, mientras que para la cimentación se han empleado elementos sólidos, además, los elementos del terreno también han sido discretizados mediante elementos sólidos al igual que la cimentación de los estribos.

La franja de terreno que se ha añadido es variante según el modelo que se esté calculando en cada momento, es decir, el terreno de estudio cambia al igual que la luz de la estructura. En la dirección de paso del tren, es la dirección en la que cambia el terreno modelado. Sin embargo, la potencia de terreno modelado en el punto medio del modelo es de 10 metros para todos los modelos, al igual que desde los laterales de los estribos se modela una franja de 8 metros a cada lado de ellos, haciendo por tanto modelos de ancho y potencia de igual tamaño a excepción del largo, que como se acaba de comentar varían con la luz.

Las zapatas presentan la peculiaridad en las tierras que incluye en su interior, es decir, entre las

aletas y el trasdós del muro frontal, que también han sido incluidas en el modelo como elementos sólidos del terreno, con el mismo tamaño de malla que los elementos del estribo

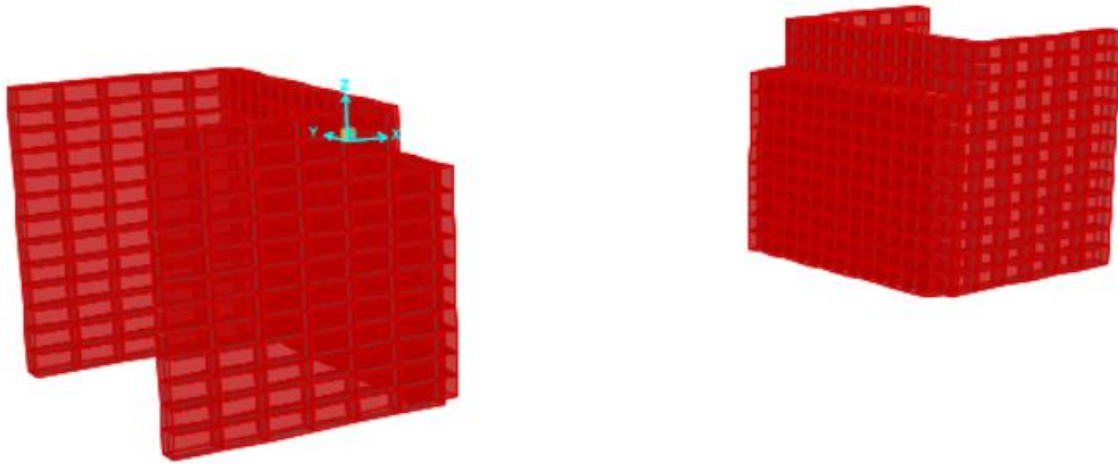


Figura 14. Estribos utilizados en los modelos.

Como se aprecia en la *Figura 14*, el modelo también incluye las tierras del estribo, alrededor de las zapatas y de las cimentaciones.

Una de los condicionantes de los problemas de elementos finitos, y de ahí que cobre tanta importancia en los modelos son las condiciones de contorno. Las condiciones de contorno en la cara inferior y en las laterales del terreno corresponde a unas restricciones de desplazamiento perpendicular a la cara que se está modelando, que, si bien no cumplen las condiciones dinámicas desde el punto de vista práctico, ello se puede en Martínez De la Concha, 2017, en donde aparece la siguiente nota.

Nota en Martínez de la Concha, 2017:

“La condición de contorno absorbente no es estrictamente necesaria en los modelos estudiados para el fin que se persigue. Así, aunque la condición de contorno rígida no cumple las condiciones dinámicas desde el punto de vista teórico, si se dispone a una distancia prudente del cimiento, que movilice la masa necesaria, y amortigüe las ondas, es suficiente precisa para la evaluación de los desplazamientos máximos, y la obtención del coeficiente de impacto”

Anteriormente, en la introducción de este apartado se han mostrado las características del material que compone los tableros ya que es un elemento común a los dos tipos de modelos que conforman este estudio. Ahora es el turno de mostrar las características del terreno que se ha empleado para este acometido.

Antes de mostrarlas, hay que resaltar que se han estudiado 3 tipos de terreno diferentes en cuanto a la rigidez del mismo se refiere. Esto es debido para estudiar la respuesta dinámica de la estructura dependiendo del medio en el que se encuentre apoyado y ver que errores se comente cuando solo se modela el tablero, suponiendo apoyos infinitamente rígidos. Las rigideces que se han estudiado han sido 220 MPa, 900 MPa y 3100 MPa

Las características del terreno son las siguientes:

Tabla 5. Características del terreno utilizado para el cálculo de los modelos

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO	
Módulo de Elasticidad	$E = 220 - 900 - 3100 \text{ MPa}$
Módulo de Poisson	$\nu = 0,35$
Peso específico	$\gamma = 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$
Amortiguamiento	$\xi = 3\%$

Las rigideces del terreno mostradas en *Tabla 5*, van correlacionadas con la velocidad de propagación de las ondas en el terreno, y mediante las expresiones (2.22) y (2.23) se relaciona la velocidad de las ondas elásticas transversales con el módulo de elasticidad.

$$G = V_s^2 \frac{\gamma}{g} \quad (2.22)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.24)$$

Según lo anterior, se definen los tres tipos de terreno utilizados como:

Tabla 6. Propiedades de los terrenos empleados

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
Terreno	$V_s \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$	ν	$G \text{ (MPa)}$	$E \text{ (MPa)}$
1	750,00	0,35	1146,79	3096,33
2	400,00	0,35	326,20	880,73
3	200,00	0,35	81,55	220,18

El peso específico mostrado en la *Tabla 5* es el que se usa habitualmente en los cálculos, es un poco elevado para un terreno granular, es una buena aproximación para una margu o una arcilla con alto grado de saturación.

3.1.3. APLICACIÓN DE LAS CARGAS DINÁMICAS

Para hacer de forma sencilla tanto la explicación como entender la aplicación de las cargas

dinámicas es preciso conocer en que consiste el Tren Dinámico Universal-A⁵ de la IAPF (Ministerio de Fomento,2010), ya que esta es la acción dinámica considerada.

Para el tipo de líneas de Alta Velocidad, las cuales están dentro de este estudio, según el Apéndice C de la IAPF (Ministerio de Fomento, 2010) se utilizará el modelo de tren HSLM (High Speed Load Model), que comprende dos familias de trenes, denominadas Tren Dinámico Universal-a y Tren Dinámico Universal-B, en este caso se utilizará el tipo A. Este tipo de trenes garantizan resultados envolventes de los efectos dinámicos producidos por los trenes clásicos, articulados y regulares de Alta Velocidad, tanto actual como futuros.

El Tren Dinámico Universal-A queda conformado por la acción conjunta de una familia de 10 trenes articulados. Cada tren está formado por dos locomotoras y varios coches de pasajeros, con cargas iguales en todos los ejes, según la *Figura 15*.

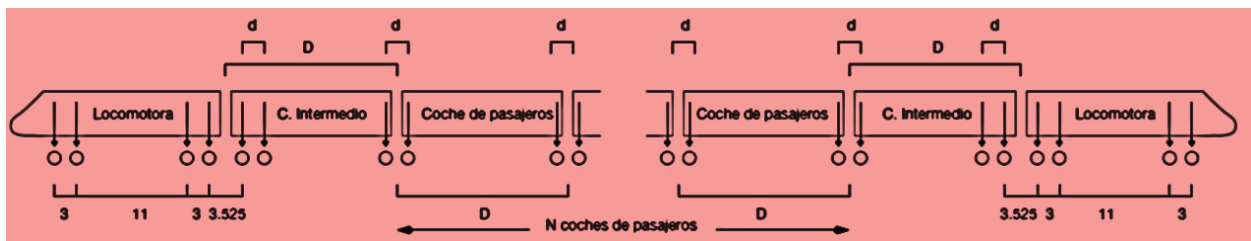


Figura 15. Definición gráfica del Tren Dinámico Universal-A

Las distancias de separación de cada eje de los coches que componen el tren y las cargas aplicadas por cada uno de ellos se reflejan en *Tabla 7*.

⁵ Tipo de tren definido en el Apéndice C.1 de la IAPF (Ministerio de Fomento,2010), tren formado por dos locomotoras y varios coches de pasajeros. Este tipo de tren garantiza resultados envolventes de los efectos dinámicos producidos por los trenes clásicos.

Tabla 7. Definición del Tren Dinámico Universal-A

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS	LONGITUD DEL COCHE D (M)	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE d (m)	CARGA NOMINAL POR EJE P (KN)
1	18	18	2,00	170
2	17	19	3,50	200
3	16	20	2,00	180
4	15	21	3,00	190
5	14	22	2,00	170
6	13	23	2,00	180
7	13	24	2,00	190
8	12	252	2,50	190
9	11	26	2,00	210
10	11	27	2,00	210

Para la simulación de las cargas del tráfico se usan los nudos que hallan bajo la vía, disponiendo sobre cada uno de ellos una carga proporcional a la que recibe la traviesa. Para este acometido se supone que la traviesa reparte la carga que recibe del eje de forma uniforme del balasto, y que este lo hace también de forma uniforme hacia abajo con una pendiente 4:1. Este reparto de cargas en los nudos se muestra en la *Figura 16* y en la *Figura 17* para el caso de los modelos de este estudio.

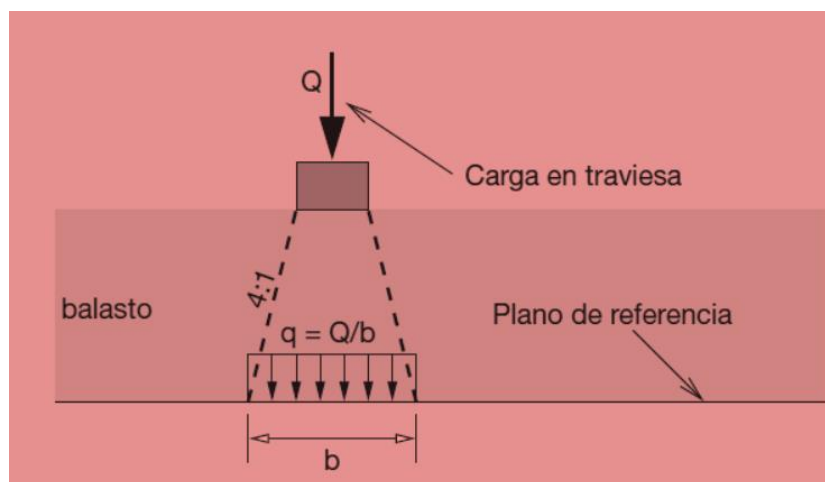


Figura 16. Reparto longitudinal de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto

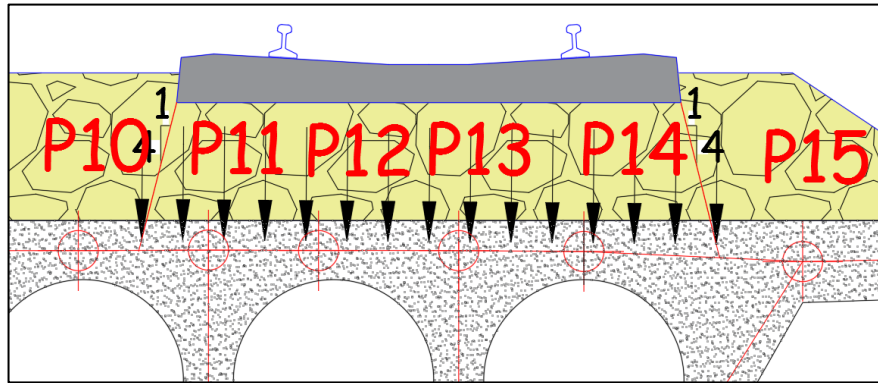


Figura 17. Reparto de cargas en los nodos bajo el carril.

De esta manera, se define un reparto proporcional de la carga mediante un coeficiente asignada a cada uno de los nudos que se encuentran dentro del área de acción de la misma. Este coeficiente multiplicador proporcional es función de la longitud del elemento cargado.

Estas funciones de carga que se aplican a los nodos implicados se tratan de funciones temporales, en las que la carga se va aplicando a medida que el tren avanza por el viaducto.

Cada función de carga se compone de una sucesión de rampas de subidos de carga y de rampas de bajada de carga, que representa el reparto longitudinal de cada carga móvil entre la sección de cálculo y las colindantes, es decir, si lo queremos la carga en un punto, la carga se encontrará en la rampa de subida hasta que el tren llegue a ese punto ya que se irá cargando más a medida que el tren se acerca al nodo, el máximo de la función se alcanza cuando el bogíes del tren se encuentre exactamente encima del nodo. Una vez que el bogí rebasa este nodo y se vaya alejando la rampa será de bajada ya que este se está alejando y por tanto el nodo se descarga.

La pendiente de estas rampas de carga depende de la velocidad de paso del tren y de la distancia de discretización de los nodos del tablero, en el caso del presente estudio se trata de una distancia de 0,50 metros.

El intervalo de tiempo que transcurre desde que se inicia un triángulo de carga hasta el que siguiente, y su posible solapamiento, lo determina la distancia entre ejes del tipo de tren que este circulando en ese momento por encima del viaducto.

Se genera un caso de carga con las cargas puntuales de cada sección y a ese caso de carga se le aplica cada función temporal de carga con un desfase respecto de la sección anterior. Así, cuando una carga móvil supera una determinada sección, comienza la rampa de subida correspondiente a la sección siguiente. Toda esta tediosa explicación queda resumida perfectamente en la *Figura 18*.

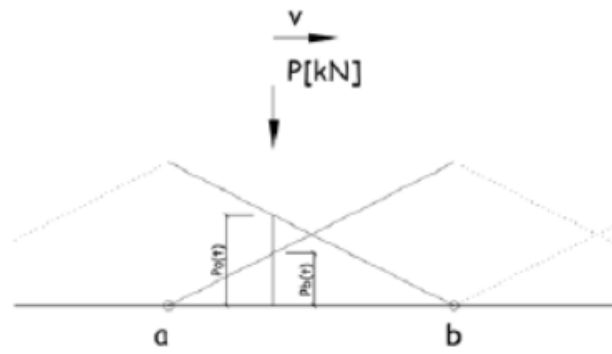


Figura 18. Función de carga temporal

Con todos los casos de carga de todas las secciones correspondientes a una misma función de carga, es decir, a un mismo paso de tren y una misma velocidad, se genera un análisis transitorio, del que se obtendrán las velocidades y aceleraciones de todos los puntos del tablero.

4 METODOLOGÍA SEGUIDA

En este apartado se intenta dar con una metodología que se caracterice por su fiabilidad y su seguridad para dar un mejor conocimiento a la respuesta dinámica de las estructuras de puentes de ferrocarriles de las líneas de Alta Velocidad.

Para poder llegar hasta una metodología que sirva para el cometido del presente trabajo (Trabajo académico) se han recorrido varios caminos, en algunos de los cuales se ha llegado un vacío de reconocimiento de los datos obtenidos, que han obligado a dar marcha atrás para acometer el problema por otro camino, hasta llegar a un camino que pudiera vislumbrar respuestas a las preguntas con los datos obtenidos.

El nudo de estudio para los dos tipos de modelos en los que se basa este estudio se encuentra centrado bajo la vía por la que circula en tren de cálculo, encontrándose centrado en el vano.

4.1.1. MODELOS SOLO CON TABLERO

Primeramente, antes de comenzar a exponer la metodología que se va a seguir para la búsqueda de los modos de vibración de la estructura, cabe decir que se ha partido de una premisa sugerida por el Tutor de este estudio y autor de (Martínez De la Concha,2017), esta premisa es la siguiente:

Martínez De la Concha:

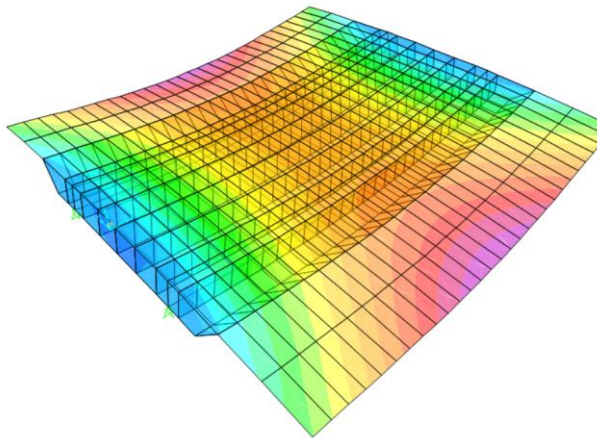
“No es lógico centrar el análisis en el paso de los Trenes Universales a unas velocidades escalonadas de 10 en 10 km/h como dice la normativa, sino a las velocidades concretas que cada tren tiene para una frecuencia de paso de cargas igual o múltiplo de las primeras frecuencias naturales. Al menos cuando el modelo solo analiza el tablero”

Para poder llevar a cabo el presente estudio, antes de su comienzo se han estudiado otros trabajos realizados por compañeros de la profesión, y junto con ese trabajo de investigación para poder coger mayores conocimientos sobre el tema a tratar y con consejos y charlas con el Tutor de este trabajo se ha comprobado que en todos ellos, estando calculados mediante velocidades escalonadas de 10 en 10 km/h se comprueba que los resultados obtenidos en desplazamientos y aceleraciones se producen para velocidades cercanas a las críticas que se obtiene por (1.1). Observándose como las frecuencias de las velocidades críticas se corresponden con modos de vibración en los que entra en juego el mecanismo de flexión longitudinal. Por ello, en este trabajo se partirá de esta conclusión.

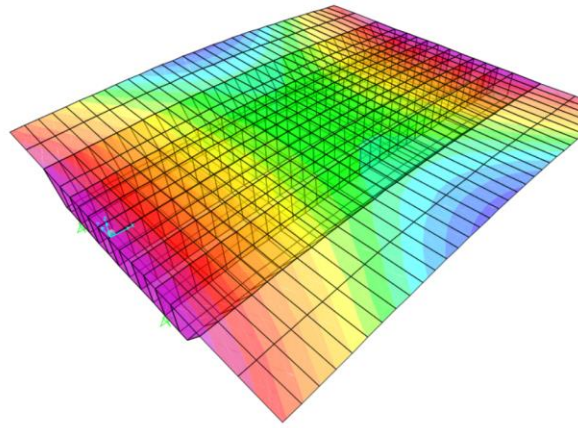
En estos modelos, calcular el análisis modal es bastante sencillo y sin demasiado costo computacional, además una de las ventajas con las que gozan estos modelos es la sencillez con la que el análisis modal pone de manifiesto el modo principal de flexión longitudinal.

Además, de que el modo fundamental de la estructura se corresponda con el primer modo del análisis modal, se corresponde con el modo que mayor masa moviliza en la dirección que interesa para este estudio, la dirección vertical (z), estando en todos los modelos, desde 14 m hasta 30 m, entorno a un 80%.

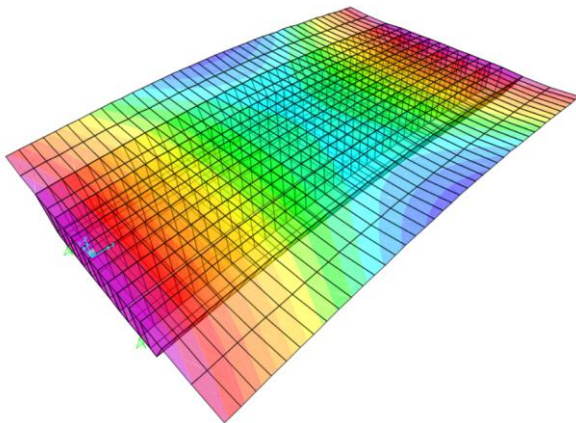
Para comprobar esta teoría, se realizó una prueba. Por ejemplo, si en uno de los puentes se había calculado que la velocidad crítica para la que se producía la mayor vibración de la estructura era de 520 km/h, debido a que se tomaba el múltiplo, en este caso sería 260 km/h, si esta velocidad producía una mayor respuesta que 320 km/h, por ejemplo. Comprobándose de los resultados arrojados por los dos modelos que la teoría en la que se estaba basando este estudio era buena y por tanto fiable.



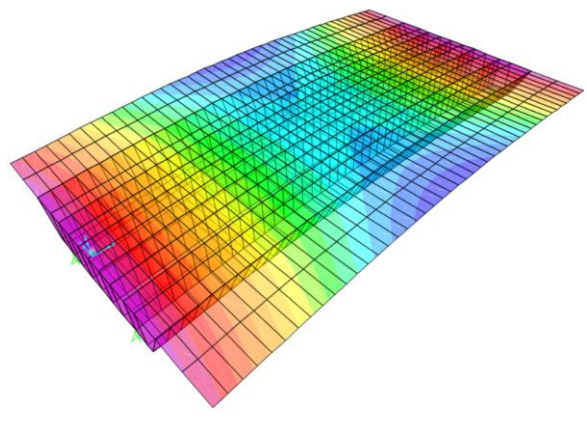
Vano de 14 m



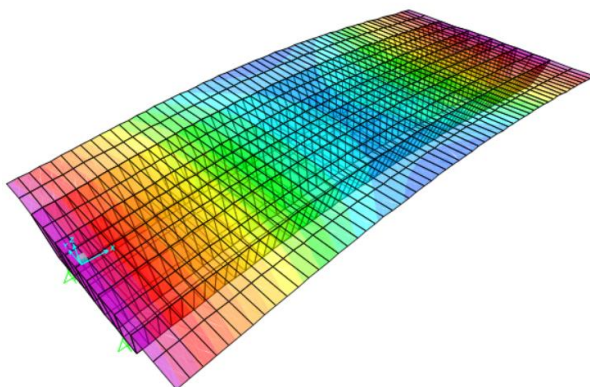
Vano de 16 m



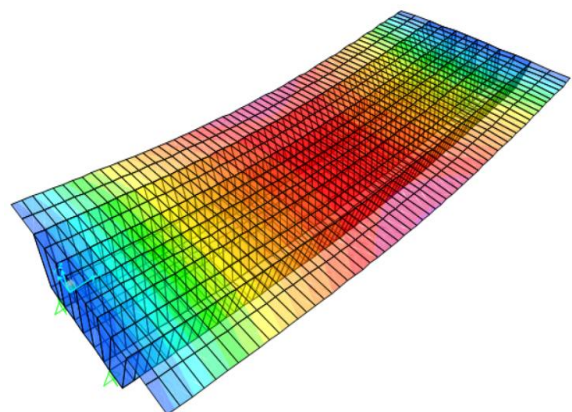
Vano de 20 m



Vano de 22 m



Vano de 28 m



Vano de 38 m

4.1.1.1. PRIMER MÉTODO EMPLEADO

Aunque lo expuesto anteriormente, ha sido la metodología final que se ha llevado a cabo, primeramente, se empezó el cálculo de una manera diferente. Esta consistía en hacer pasar por la estructura la configuración del Tren Universal A ($D = 18$ m) a velocidades en las que exista riesgo de resonancia, en este caso a velocidades mayores a 220 km/h, se han pasado a velocidad de 360 km/h.

De este modelo se comprobaba cual era el modo de vibración más bajo que reprodujese el mecanismo de flexión longitudinal, y del modo elegido se extraía la información necesaria. Esta información, son las aceleraciones del punto de estudio.

A estas aceleraciones se les hacia la Transformada de Fourier⁶, para pasar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Este proceso se hizo porque se esperaba que los resultados arrojasen un único y esclarecedor pico en la representación de la función, se esperaba algo parecido a una campana de Gauss, pero algo más pronunciado el pico. Estos objetivos no se vieron cumplidos ya que los gráficos estaban formados por varios picos y ninguno de ellos se correspondía con el modo Fundamental de la estructura.

- Tablero de 14 metros:

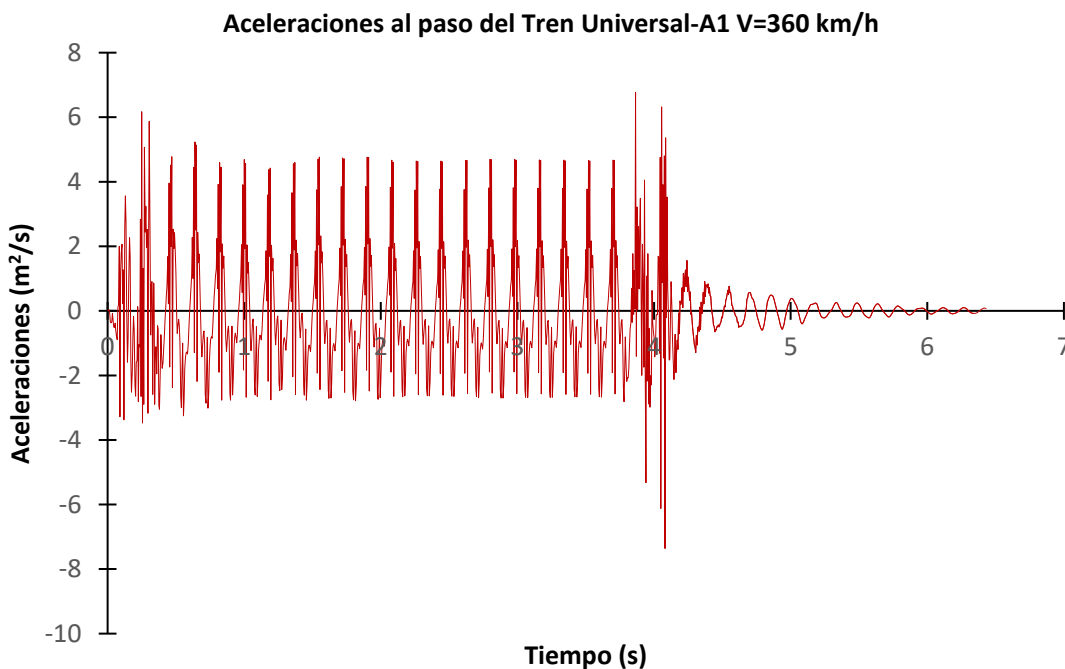


Figura 19. Aceleraciones tablero 14 metros.

⁶ La transformada de Fourier, denominada así por Joseph Fourier, es una transformación matemática empleada para transformar señales entre el dominio del tiempo (o espacial) y el dominio de la frecuencia, que tiene muchas aplicaciones en la física y la ingeniería. Es reversible, siendo capaz de transformarse en cualquiera de los dominios al otro. El propio término se refiere tanto a la operación de transformación como a la función que produce.

En el caso de una función periódica en el tiempo, la transformada de Fourier se puede simplificar para el cálculo de un conjunto discreto de amplitudes complejas, llamado coeficientes de las series de Fourier. Ellos representan el espectro de frecuencia de la señal del dominio-tiempo original.

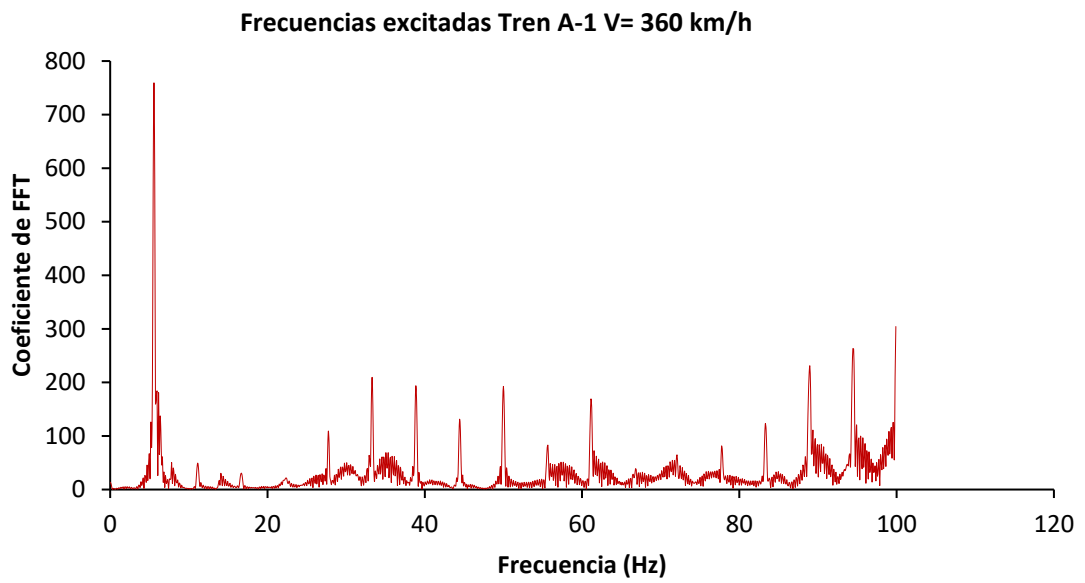


Figura 20. Frecuencias excitadas en el tablero de 14 metros.

- Tablero 18 metros:

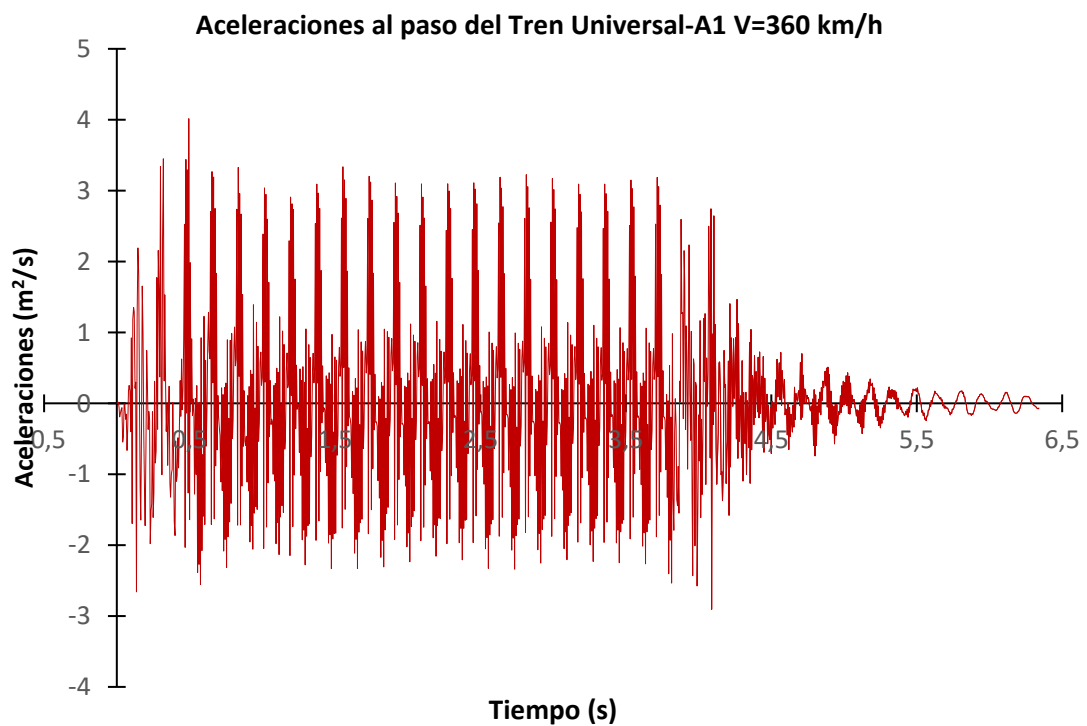


Figura 21. Aceleraciones tablero 18 metros.

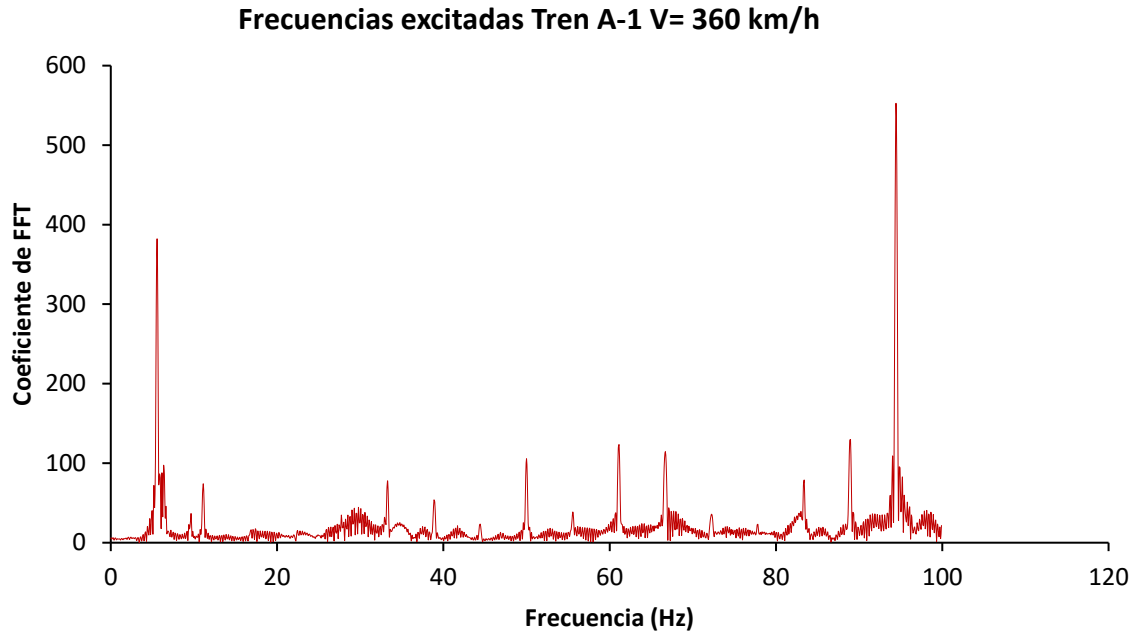


Figura 22. Frecuencias excitadas en el tablero de 18 metros.

- Tablero 26 metros:

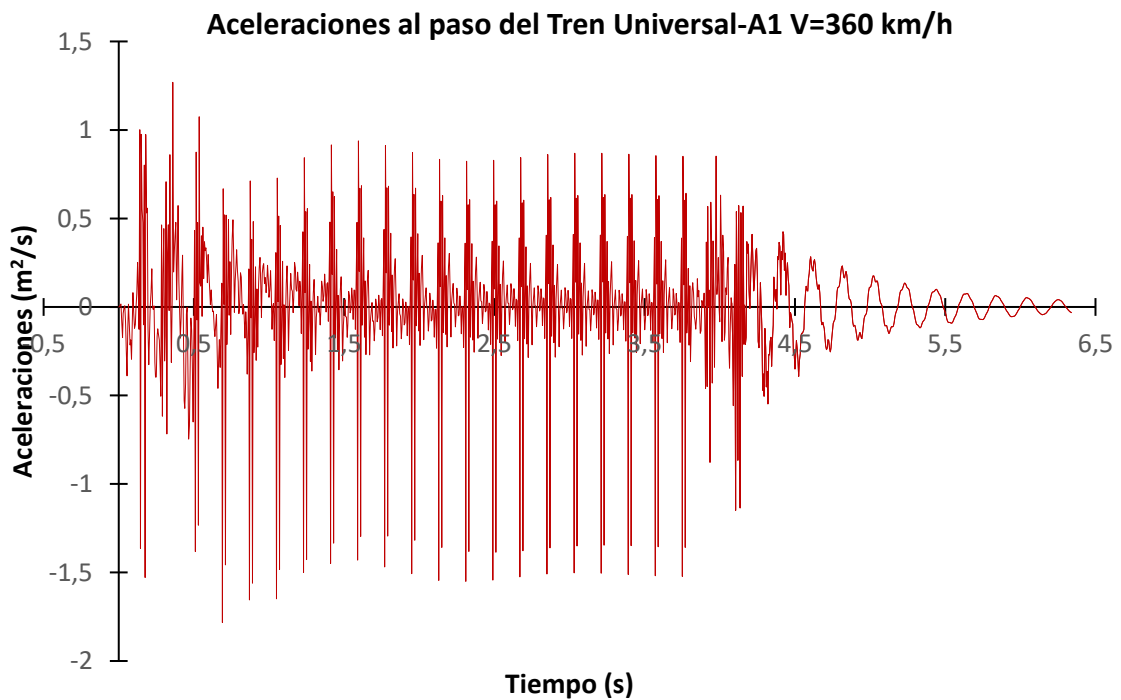


Figura 23. Aceleraciones tablero 26 metros.

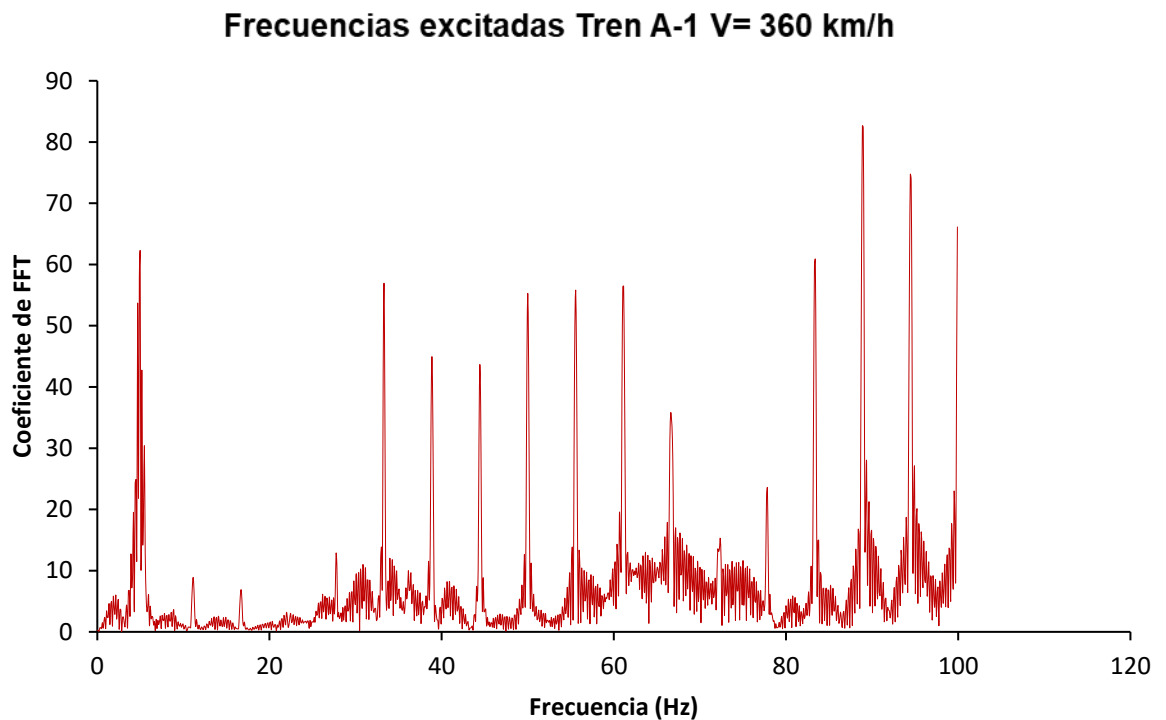


Figura 24. Frecuencias excitadas en el tablero de 26 metros.

De las gráficas anteriormente mostradas se puede llegar a la conclusión que las frecuencias excitadas son muchas y muy variadas, por lo que no se puede hallar cual es la frecuencia fundamental de la estructura que provoca la resonancia.

Seguidamente, se intentó dar solución a la no acertada metodología seguida hasta el momento, y comprobar si la suposición sacada hasta el momento, las frecuencias excitadas dependen de las velocidades de paso de los trenes por la estructura, se decidió calcular las aceleraciones en el punto de estudio a velocidades correspondientes a 300 km/h, 360 km/h y 420 km/h comprobando en una representación conjunta de las tres velocidades en los modelos si las picos presentados en la Transformada de Fourier coincidían o no mantenían una correlación clara y directa entre ellos.

A continuación, se muestran las gráficas para diferentes modelos calculados con estas tres velocidades antes mencionadas:

- Tablero 14 metros:

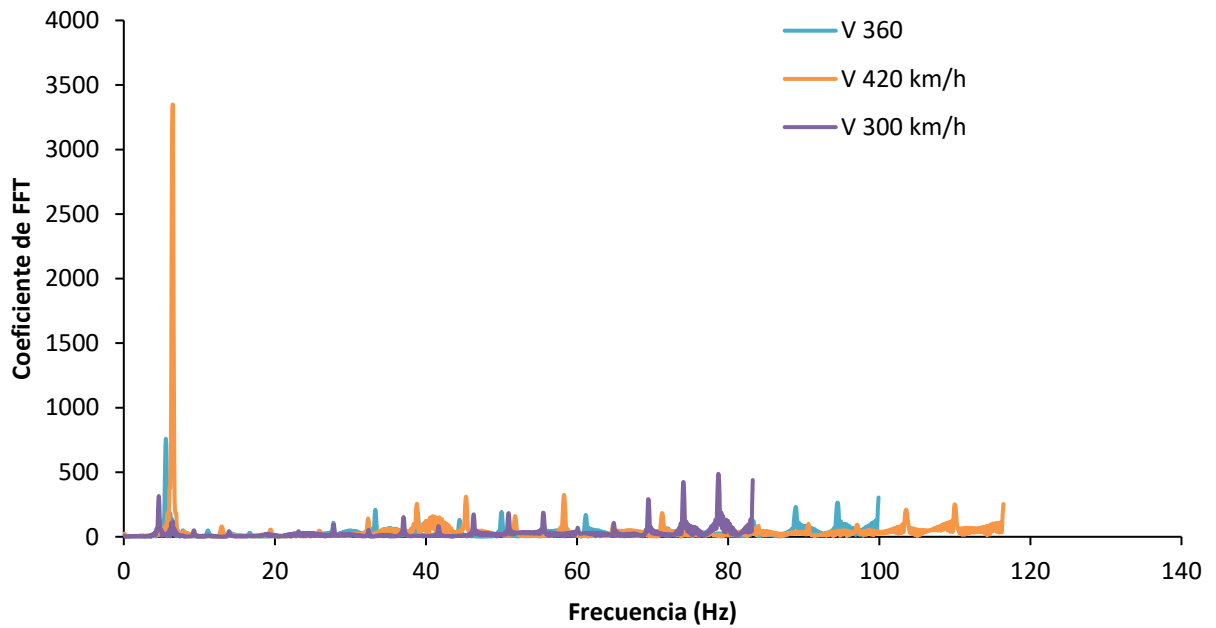


Figura 25. Comparación frecuencias excitadas según velocidad. Tablero 14 metros.

- Tablero 18 metros:

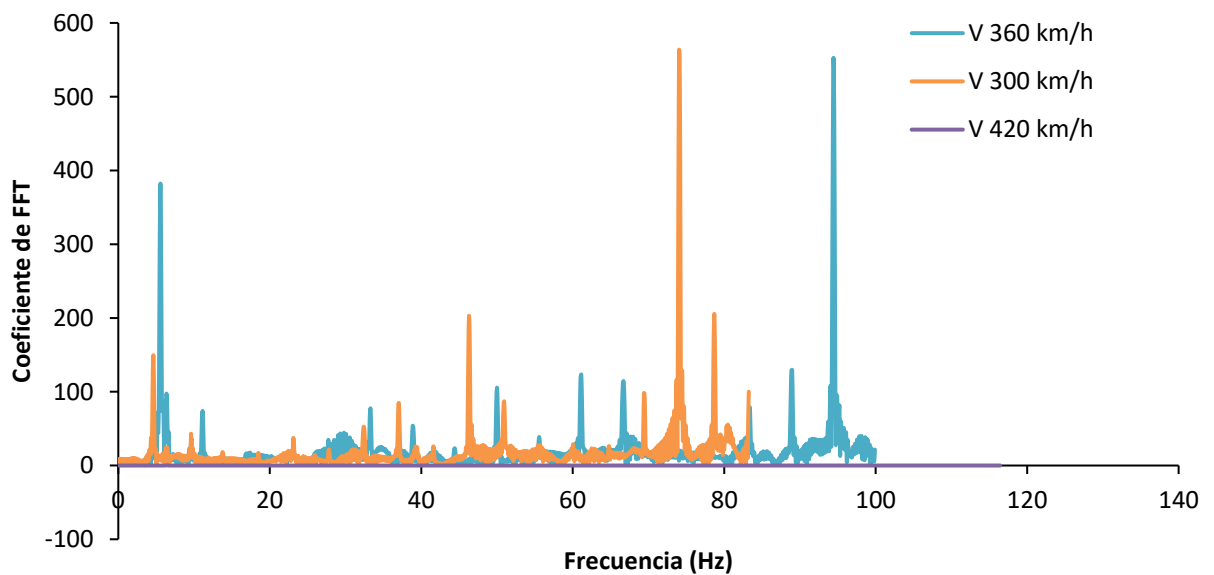


Figura 26. Comparación frecuencias excitadas según velocidad. Tablero 18 metros.

- Tablero 26 metros

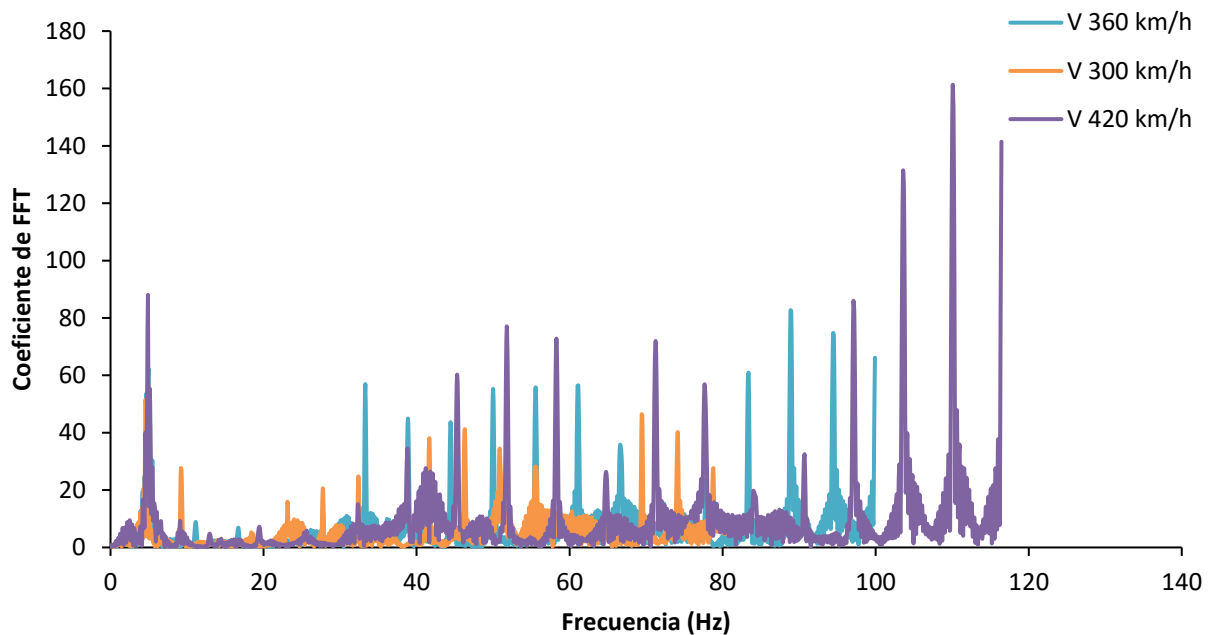


Figura 27. Comparación frecuencias excitadas según velocidad. Tablero 26 metros.

En las gráficas anteriores queda demostrado que las frecuencias excitadas en la misma estructura son muy dependientes de la velocidad de paso de los trenes. Por ello, esta teoría pierde peso y se admite que el camino tomado no es el adecuado para el objetivo del presente trabajo.

4.1.2. MODELOS FORMADOS POR TABLERO Y TERRENO

En estos modelos, modelos bastantes más pesado debido a su gran contenido en elementos, se hace más complicado obtener la velocidad crítica de paso de los trenes de Alta Velocidad por el tablero para obtener la mayor respuesta dinámica de la estructura.

Esta complejidad se debe a que, en ellos, los primeros modos no se corresponden con los modos de vibración de la estructura (flexión longitudinal), en este caso, al tratarse de luces medias, los modos de vibración obtenidos son bastantes cercanos al primer modo en casi todos los modelos de cálculo.

Si antes era crucial la masa vertical movilizada para hallar el modo de vibración de la estructura, en este caso, esa premisa se vuelve poco efectiva debido a que como se ha comentado, al tratarse de modelos muy pesados, la masa del tablero representa el tablero a veces no llega ni al 1% del total. Por tanto, el procedimiento anterior se hace inviable para estos modelos.

4.1.2.1. SEGUNDO MÉTODO EMPLEADO

En este segundo ensayo se decidió realizar el mismo proceso que en el método anterior, con la salvedad de que el tren que se iba hacer pasar circularía a una velocidad de 100 km/h. Esta velocidad

tan baja en comparación con las del primer ensayo se debe a que lo que se pretende es estudiar las frecuencias de los modos que se quedan vibrando una vez el tren ha salido de la estructura.

En el método anterior el tren que se hacía circular por todos ellos era el Tren Universal A-1, mientras que, en este segundo método, se hace pasar para cada uno de los modelos el tren que se ha detectado en el ensayo anterior que ha sido el que más respuesta dinámica genera en ellos. Como no se ha identificado una configuración de tren predominante, se realiza para cada modelo con su tren crítico, siendo como se ha comentado la velocidad igual para todos ellos de 100 km/h.

Se presentan los resultados obtenidos para todos los tableros en estudio en la *Figura 28* a la *Figura 37*.

- Tablero 14 metros:

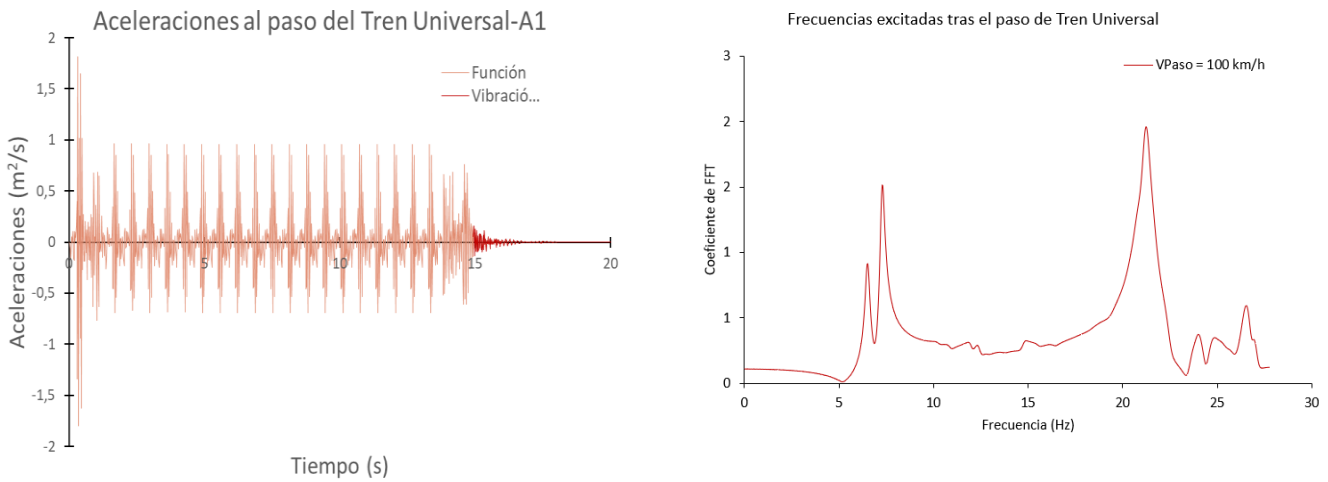


Figura 28. Aceleración tablero 14 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 16 metros:

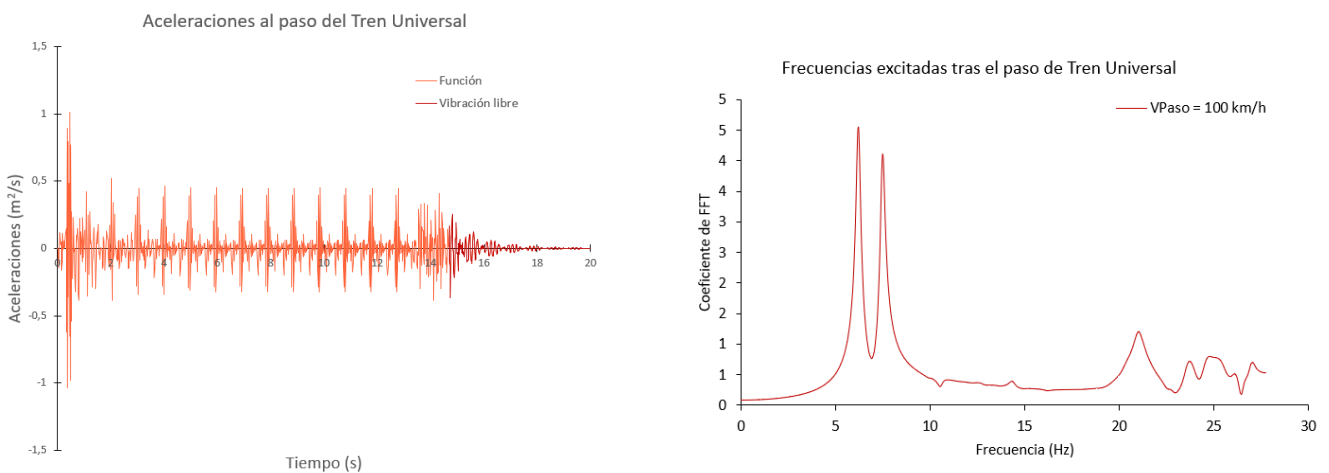


Figura 29. Aceleración tablero 16 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 18 metros:

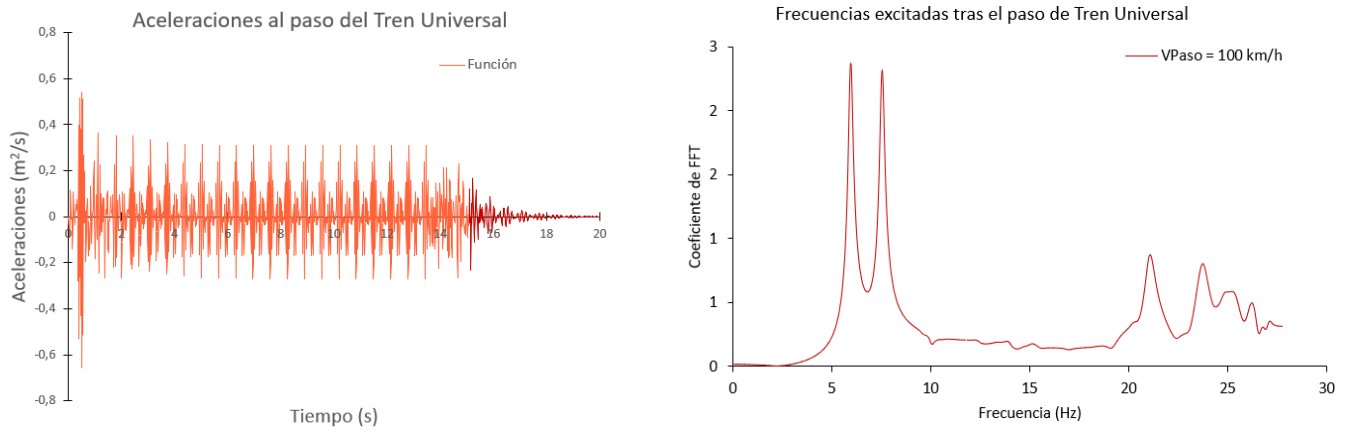


Figura 30. Aceleración tablero 18 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 20 metros:

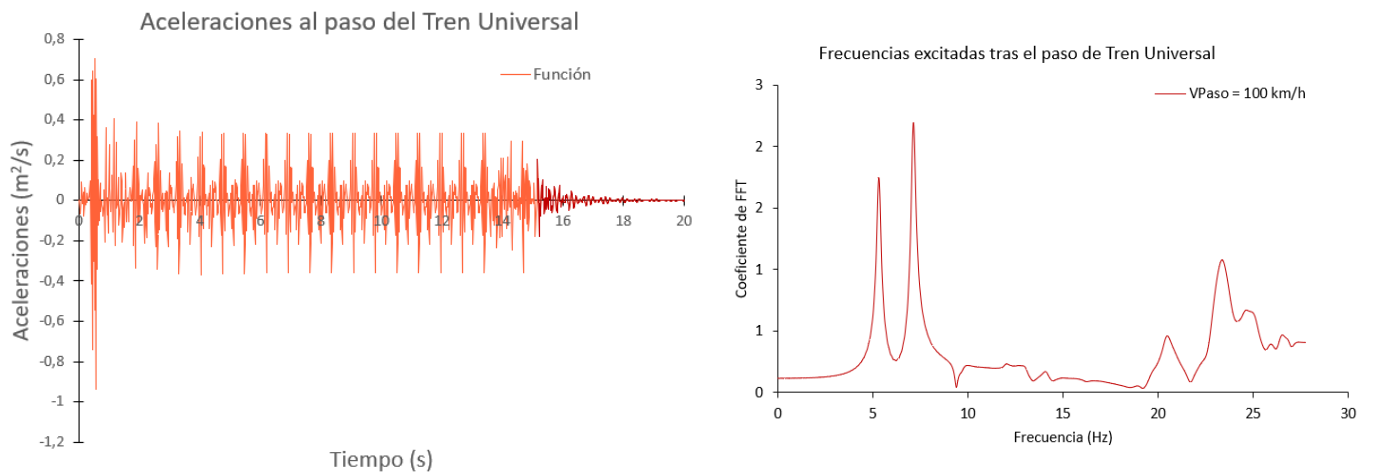


Figura 31. Aceleración tablero 20 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 22 metros:

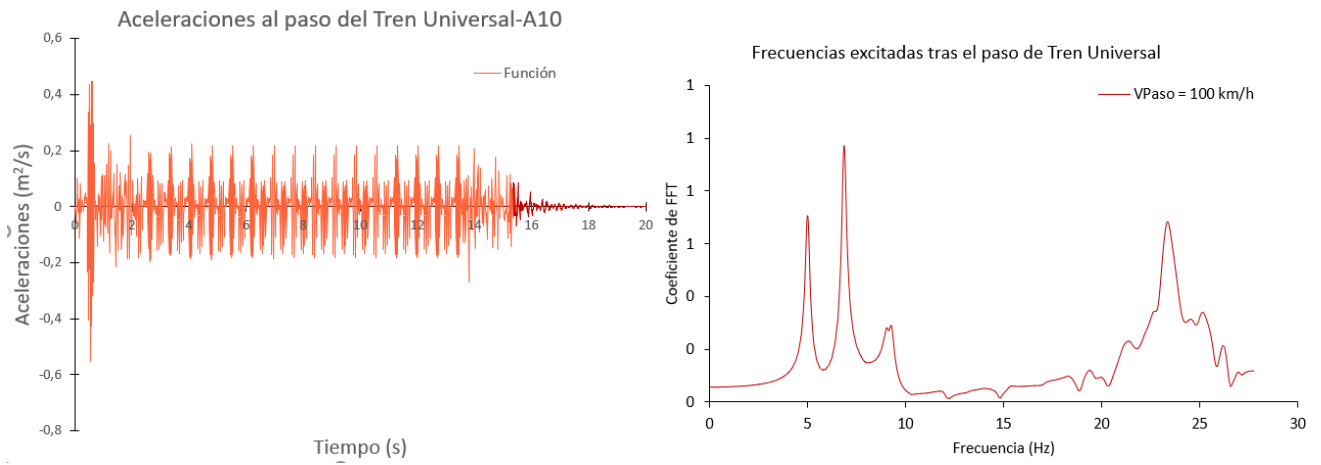


Figura 32. Aceleración tablero 22 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 24 metros:

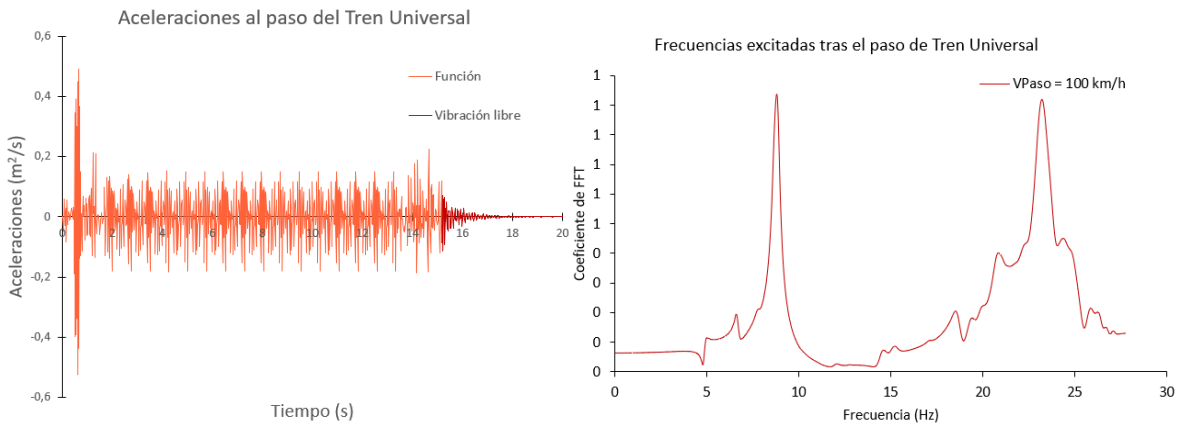


Figura 33. Aceleración tablero 24 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 25 metros:

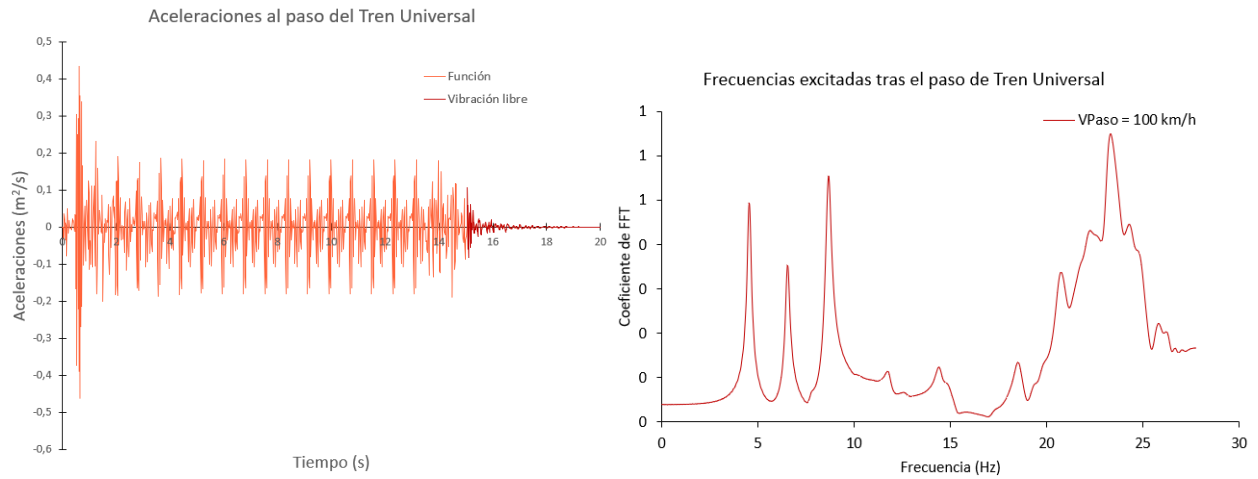


Figura 34. Aceleración tablero 25 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 26 metros:

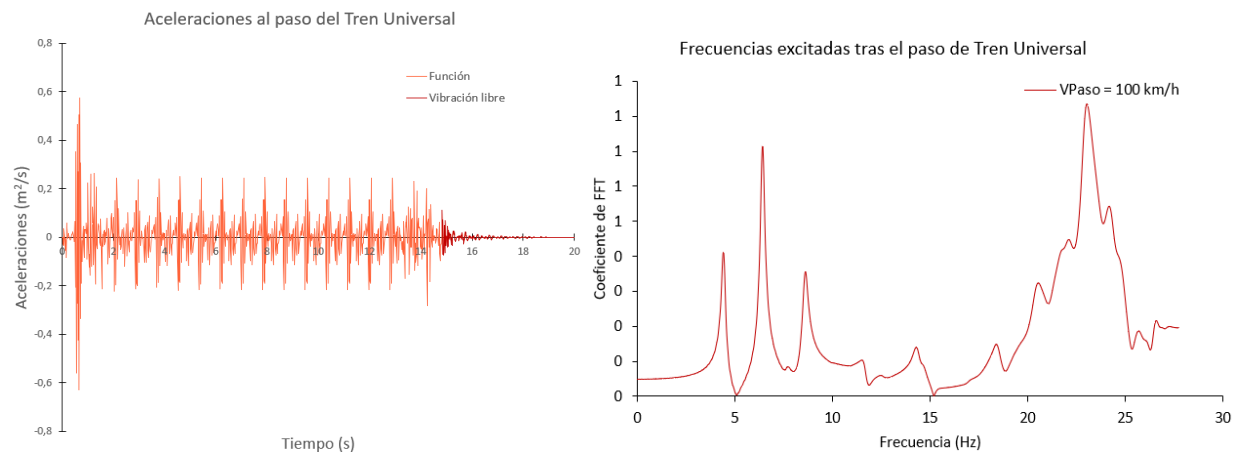


Figura 35. Aceleración tablero 26 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 28 metros:

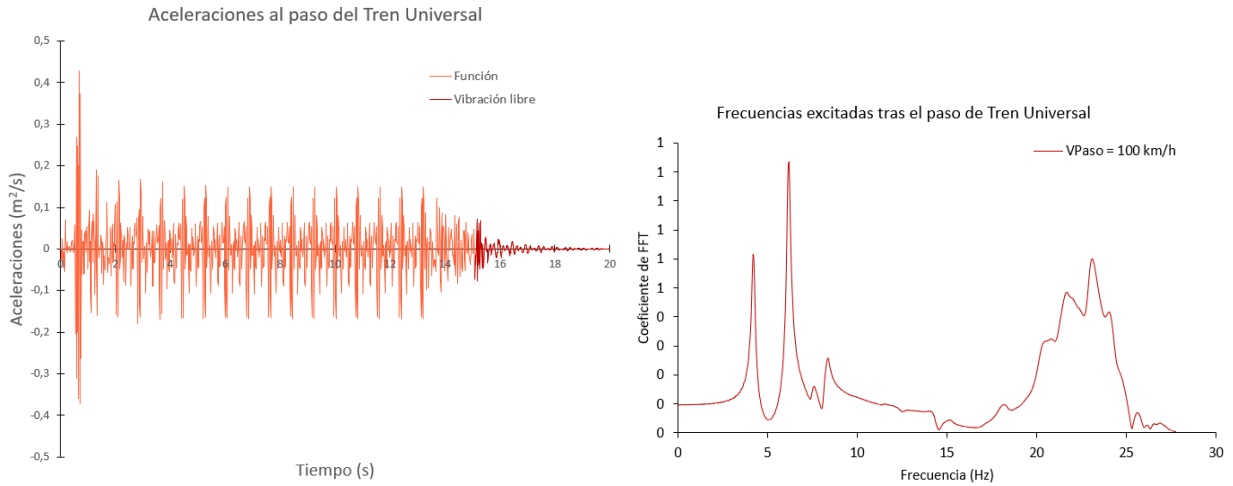


Figura 36. Aceleración tablero 28 metros. Transformada de Fourier.

- Tablero 30 metros:

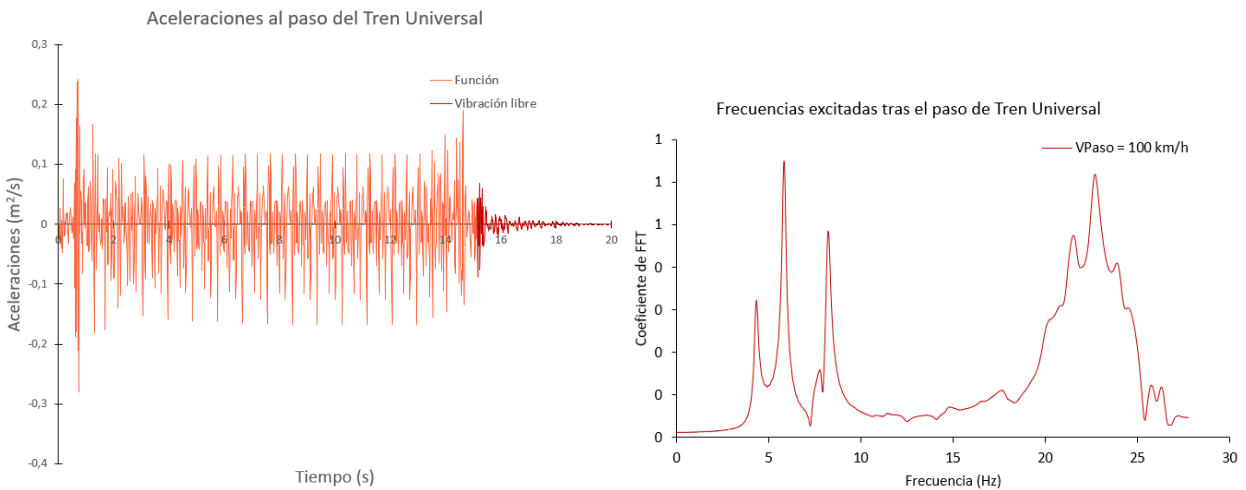


Figura 37. Aceleración tablero 30 metros. Transformada de Fourier.

En estas gráficas se puede ver que los resultados arrojados, son bastantes parecidos a los ya vistos en el método 1, es decir, los picos que se dan en la Transformada de Fourier no se corresponden con los modos buscados, no quedando uno modo claramente definido y excitándose varias frecuencias en la estructura, lo que hace que no se tenga claro cuál es la frecuencia resonante predominante. Todo ello hace que se desestime también este segundo método.

4.1.2.2. CONCLUSIONES PARA HALLAR EL MODO CRÍTICO

Como se ha visto en los dos métodos anteriores se comprueba que los resultados obtenidos son muy dependientes de la velocidad de paso de los trenes por la estructura, como ya se ha mencionado anteriormente en varias ocasiones.

Por ello, se acotan unos criterios para hallar el modo crítico de la estructura, debido a que el presente estudio se trata de Trabajo Final de Máster y por tanto se trata de un trabajo académico se hace necesario acotar el tiempo dedicado para este fin.

Los criterios que se han seguido para determinar la velocidad crítica de paso en los modelos completos (tablero+terreno) son los siguientes:

- La deformada que presente el modo a detectar deberá presentar un mecanismo de flexión longitudinal del tablero. Comprobando que dicha flexión sea condicionada por deformaciones en los estribos de la estructura.
- El valor de la frecuencia asociada al “modo crítico” a detectar será similar a la correspondiente al modo elegido en los modelos de tablero aislado.

Con estos criterios, no se verifica que la velocidad obtenida a partir de la frecuencia asociada al modo elegido se corresponda con la respuesta resonante, pero si se estima que se encuentre cerca de ella y sirva para los estudios comparativos.

5 VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

En esta última sección del presente estudio se van a llevar a cabo el análisis propiamente dicho de los datos que se han obtenido. Estos datos, como se ha explicado anteriormente se han realizado primeramente para puentes de luces entre 14 metros y 30 metros, los cuales se han modelado de dos maneras diferentes, tablero solo, o modelo completo en el que se incluye el tablero junto con el terreno en el que se encuentra cimentado.

Como se ha comentado en apartados anteriores, se estudiarán el paso de los Trenes Universales A para cada uno de los tableros, dentro de los diez diferentes trenes de la familia A, tiene un tren diferente ya que estos puentes, debido a su luz y a su geometría no predomina ningún tren claramente sobre ellos.

5.1. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS MODELOS

Como se ha visto a lo largo de todo el estudio, la velocidad de paso de la familia de trenes A es fundamental para el conocimiento de la respuesta dinámica de la estructura que en este trabajo se quiere conseguir, por ello en la *Tabla 8* se muestran las velocidades de paso en cada tablero y para los distintos trenes. Estas velocidades responden a la formulación descrita con anterioridad (1.1)

En apartados anteriores, se ha comentado que el estudio de los modelos completos, en los que se incluye el terreno y el tablero del puente, se va a estudiar la respuesta de la estructura con diferentes rigideces de terreno, para así poder ver cómo influye este en las aceleraciones que se producen. Debido a que estos modelos, con la inclusión del terreno, son bastantes pesados, el tiempo computacional estimado es demasiado elevado para un trabajo de estas competencias, por lo que se ha optado por la realización de un estudio solamente con el tren A-X⁷ que se ha obtenido del modelo solo tablero, por lo que los resultados que se van a obtener no van a ser todo lo refinado que se hubiese esperado y querido obtener, ya que por cada uno de los tableros que se tiene circulará un tren diferente.

Las velocidades de paso de los trenes por cada tablero del modelo completo se pueden ver en la *Tabla 8*.

⁷ Donde X toma un valor desde 1 hasta 10 correspondiéndose con el tren de la familia A que mejor reproduzca la resonancia en el puente de estudio en cada momento.

Tabla 8. Trenes y velocidades de paso por los tableros.

LUZ (m)	TREN	VELOCIDAD (Km/h)
14	A-1	416,37
16	A-10	332,10
18	A-1	419,96
20	A-3	409,37
22	A-3	412,94
24	A-5	414,97
25	A-5	415,02
26	A-6	406,58
28	A-6	403,63
30	A-8	416,25

En los siguientes resultados que se mostrarán, toma especial importancia el coeficiente de impacto, que es una medida del carácter dinámico de la respuesta (Ministerios de Fomento, 2010), los valores aquí contemplados corresponden a la relación entre la máxima respuesta obtenida y la respuesta estática del mismo tren, que no debe confundirse con el que define la normativa (Ministerio de Fomento, 2010), que toma como respuesta estática la producida por el tren UIC-71 (Martínez De la Concha, 2017).

5.1.1. MODELOS SOLO TABLERO

Para dar comienzo a la muestra y debate de resultados en la *Tabla 9*, *Tabla 10* y *Tabla 11* se muestran los resultados obtenidos de un primer análisis para ver que tren es el que más respuesta produce en cada uno de los puentes, respecto tanto a aceleraciones como a desplazamientos producidos.

Tabla 9. Respuestas máximas en aceleraciones

Respuestas máximas en Modelo Sin Terreno				
ACELERACIONES				
Vano	Canto	Tren más resonante en aceleraciones	V paso	¿Tren más rápido?
(m)	(m)		(km/h)	
14	1,167	A1	416,36	SI
16	1,333	A10	332,09	SI
18	1,5	A1	419,96	SI
20	1,667	A3	409,37	SI
22	1,833	A3	412,94	SI
24	2	A4	396,11	NO
25	2,083	A5	415,02	SI
26	2,167	A6	406,58	SI
28	2,333	A5	386,08	NO
30	2,5	A8	416,25	SI

Como se aprecia, los trenes más resonantes no quedan claro un patrón que seguir para poder definir uno de ellos como el que más veces produce la resonancia dentro de las luces de puentes estudiadas.

Tabla 10. Respuestas máximas en desplazamientos

Respuestas máximas en Modelo Sin Terreno				
DESPLAZAMIENTOS				
Vano	Canto	Tren más resonante en desplaz.	V paso	¿Tren más rápido?
(m)	(m)		(km/h)	
14	1,167	A1	416,3695	SI
16	1,333	A10	332,0942	SI
18	1,5	A1	419,9638	SI
20	1,667	A3	409,3747	SI
22	1,833	A3	412,9482	SI
24	2	A5	414,9725	SI
25	2,083	A5	415,0204	SI
26	2,167	A6	406,5839	SI
28	2,333	A6	403,6347	SI
30	2,5	A8	416,2523	SI

Tabla 11. Resumen de resultados obtenidos.

Acel. Máx.	Máx. Flecha estática	Máx. Flecha dinámica	ϕ
(m/s ²)	(m)	(m)	S _{max,d} /S _{max,e}
12,9505	0,001766	0,00651	3,6840
4,4640	0,001331	0,00238	1,7866
5,7943	0,001245	0,00387	3,1084
6,0499	0,001561	0,00521	3,3382
4,1143	0,001315	0,00371	2,8190
4,9372	0,001414	0,00380	2,6902
4,9826	0,001307	0,00326	2,4958
4,9811	0,001488	0,00351	2,3595
2,9135	0,001294	0,00289	2,2326
2,6698	0,001336	0,00315	2,3548

Ya que como se acaba de ver, el coeficiente de impacto es dependiente de la repuesta estática que se produce en cada uno de los puentes es recomendable ver cómo se comporta esa flecha estática a lo largo de todas las luces de puentes con las que se cuenta. Esta flecha estática se puede ver en la Figura 38.

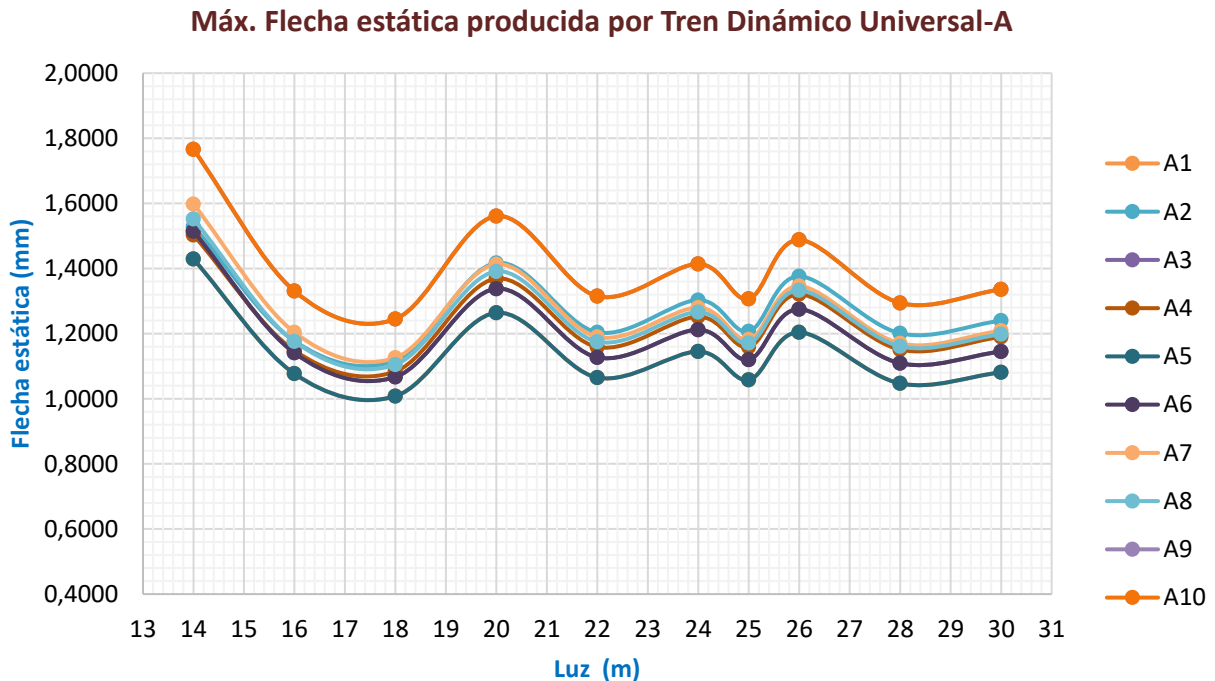


Figura 38. Flecha estática producida por Tren Dinámico Universal-A

Como se puede ver en la Figura 38 la representación de la flecha estática no es la esperada. De primera mano, se esperaba que la flecha estática aumentase en todos los tableros al paso de cada uno de los trenes Universales de la familia A, a medida que aumentase la luz del puente de estudio. Esto no ha sido así, sino que la flecha estática ha sido muy cambiante en cada uno de los puentes,

sin quedar claramente definida una tendencia.

Estos resultados obtenidos de la flecha estática son debidos a la aliteración de cada una de las losas, ya que el aligeramiento de cada losa es diferente, aunque la relación del aligeramiento incluido en los modelos antes mencionada ($luz/20$) es la misma para cada uno de ellos. Al cambiar el canto de cada una de las secciones los tubos de aligeramiento cambian en número y en posición respecto a la luz del puente, por ejemplo, el puente de 16 metros de luz dispone de 6 tubos de aligeramiento mientras que el modelo de 30 metros de luz tan solamente dispone 4 tubos de aligeramiento.

Además de la premisa del aligeramiento, también entra en juego que del previo estudio realizado para ver que tren es el más resonante en cada caso, se ha obtenido que para cada uno de los tableros el más resonante no ha sido el mismo para todos los tableros, como era de esperar, y además tampoco siguen un patrón en donde se pueda diferenciar claramente que tren es el que más veces ser repite como tren resonante para los puentes de luces comprendidas entre 14 metros y 30 metros.

Una vez visto el comportamiento de la flecha estática en los puentes de estudio, se pasa a representar la flecha dinámica. La cual se prevé que el comportamiento sea algo parecido a la estática en cuanto a tendencia se refiere, es decir, que viendo los resultados obtenidos en la flecha estática no se espera que estos tiendan hacia un punto todos los tableros en conjunto. En la *Figura 39* se muestran estos resultados.

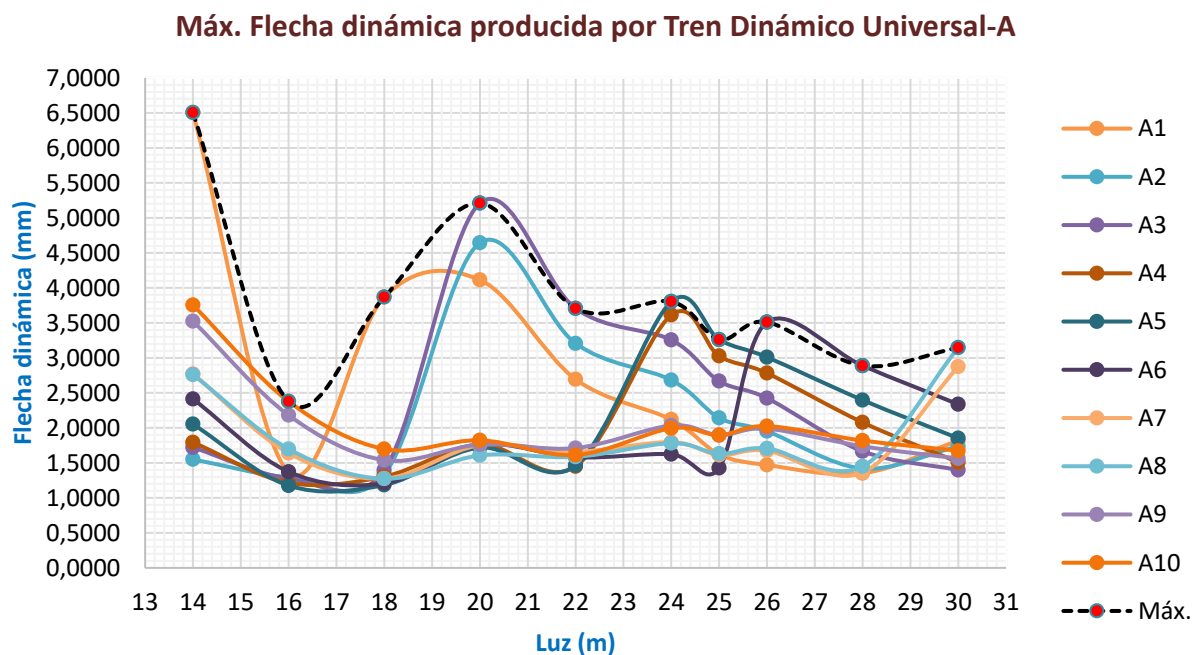


Figura 39. Flecha dinámica producida por Tren Dinámico Universal-A

Como se ha previsto anteriormente, los resultados que se obtienen son muy dispares entre ellos. Como se ha comentado en la *Figura 38*, ello es debido al aligeramiento con el que cuenta cada uno de los modelos que se han calculado. Además, también es provocado por la distancia entre bogíes de cada coche que conforma el tren, es decir, como en cada modelo el pico de resonancia lo da un tren diferente, en algunos de ellos coincide que la distancia entre bogíes coincide con la luz del puente de estudio, ello produce esta disparidad en los resultados (se ve más detenidamente posteriormente)

En términos relativos a la respuesta dinámica de la estructura, los resultados que se han obtenido vienen condicionados por varios factores que se encuentran relacionados entre sí. Estos factores son los siguientes:

- Carga nominal por bogíes de cada coche del Tren Universal A
- Luz entre estribos del puente en estudio.
- Distancia (D) entre ejes de bogíes de cada coche del Tren Universal A
- Relación D/L

COEFICIENTE DE IMPACTO

Los resultados obtenidos para el coeficiente de impacto en cada uno de los tableros de estudio y para cada uno de los trenes de la familia Tren Universal A, son los que se muestran en la *Figura 40*.

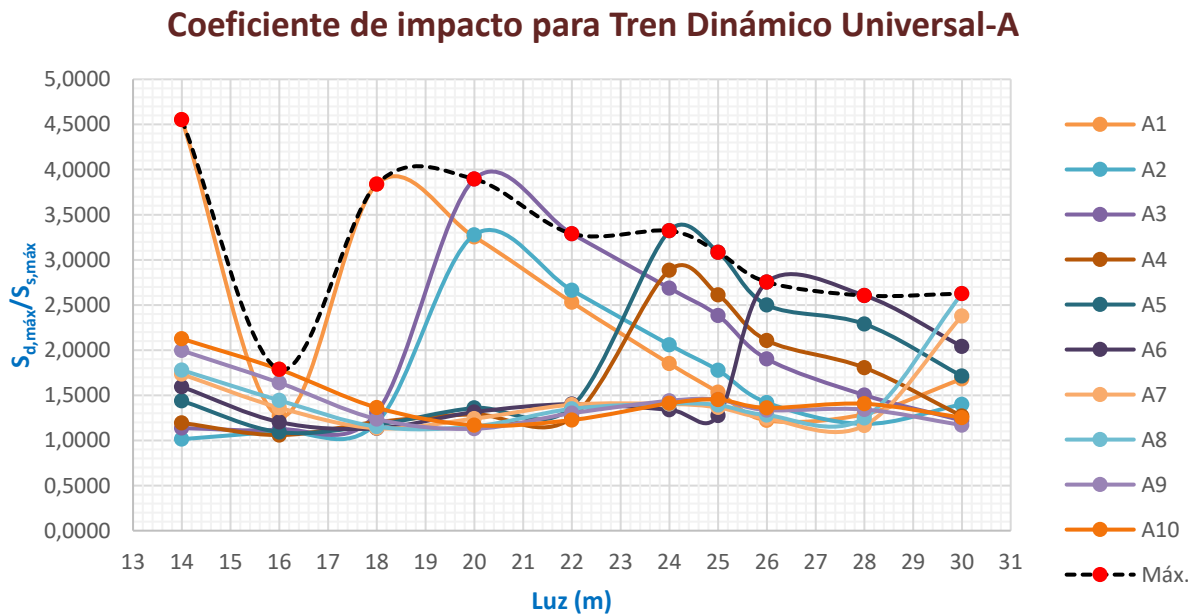


Figura 40. Coeficiente de impacto producido por Tren Dinámico Universal-A

A primera vista, se observa como existen 3 de los trenes de la familia Tren Universal A, en concreto el A-1, A-2 y A-3 que en los modelos de menor luz arrojan resultados muy dispares con respecto al resto que sí que responden a una tendencia y similitud entre ellos. Sin embargo, se aprecia como en de la mitad de la tabla en adelante, el resto de los trenes empiezan a comportarse de manera parecida a estos tres en la primera mitad de la tabla.

Este comportamiento se debe a lo comentado brevemente anteriormente, se trata de que coincide la distancia D (m) entre bogíes de los vagones con la luz del puente por el que circulan. Por ejemplo, el tran A – 3 cuenta con una distancia entre bogíes de 20 metros, como se aprecia en *Figura 40* el máximo producido para este tren se encuentra en el entorno a la luz de 20 metros. Por ello, se asocia un mayor valor del coeficiente de impacto de los vagones con menor distancia D entre bogíes a los puentes con menor luz.

En el trabajo (Garzón Barragán, 2017) cuando se muestran en la **figura 5-4** el coeficiente de

impacto obtenido para los puentes con longitudes compartidas a las del presente estudio (14, 16 y 18 metros) son bastantes parecidos salvando las diferencias de estos modelos, ya que como se comentó al comienzo del presente estudio, en (Garzón Barragán, 2017) se estudian puentes losa maciza y, sin embargo, aquí se hace con losa aligerada. Los valores de este coeficiente están entre 1 y 2,5. Además, otra gran similitud que se encuentra es que en estos dos tipos de modelado de estos puentes el coeficiente de impacto decrece a medida que aumenta la luz del puente (siempre referido solamente a los puentes de 14, 16 y 18 metros)

A modo resumen, se incluye la *Tabla 12*, en la que se muestran el valor del coeficiente de impacto para cada uno de los trenes de la familia Tren Universal A con respecto a la luz de cada uno de los puentes de estudio. Esta tabla (*Tabla 12*) ha sido la utilizada para tomar el valor del coeficiente de impacto máximo para cada puente y cada tren y poder obtener la *Figura 40*.

Tabla 12. Coeficiente de impacto para Tren Dinámico Universal-A

Coeficiente de impacto para Tren Dinámico Universal-A										
	14	16	18	20	22	24	25	26	28	30
A1	4,5528	1,2693	3,8393	3,2540	2,5296	1,8507	1,5340	1,2209	1,2904	1,6809
A2	1,0137	1,1003	1,1950	3,2773	2,6636	2,0591	1,7763	1,4186	1,1823	1,3992
A3	1,1361	1,1209	1,3074	3,8946	3,2893	2,6865	2,3830	1,9020	1,5023	1,2210
A4	1,1929	1,0592	1,2030	1,2885	1,2519	2,8850	2,6117	2,1060	1,8054	1,2689
A5	1,4374	1,0919	1,1746	1,3592	1,3746	3,3223	3,0832	2,5000	2,2894	1,7132
A6	1,5938	1,2033	1,1331	1,3139	1,4020	1,3391	1,2750	2,7537	2,6050	2,0410
A7	1,7334	1,3621	1,1341	1,2413	1,3958	1,4031	1,3646	1,2444	1,1650	2,3780
A8	1,7790	1,4439	1,1520	1,1553	1,3498	1,4068	1,3920	1,2806	1,2489	2,6260
A9	1,9960	1,6386	1,2361	1,1288	1,3011	1,4385	1,4514	1,3360	1,3423	1,1692
A10	2,1263	1,7866	1,3631	1,1678	1,2259	1,4109	1,4514	1,3609	1,4057	1,2522
Máx.	4,5528	1,7866	3,8393	3,8946	3,2893	3,3223	3,0832	2,7537	2,6050	2,6260

Para indagar más en los resultados obtenidos, y viendo que la relación D/L es bastante importante a la hora de obtener los resultados, se han creado la *Tabla 13* y *Tabla 14*. En esta tabla se relaciona el espaciamiento característico entre ejes de bogíes de dos vagones consecutivos con la luz del puente, correspondiéndose estos vagones a los trenes de la familia Tren Universal A y la luz de estudio de cada puente.

Tabla 13. Relación D/L para luces de 14 a 22 metros y coef. Impact max calculado.

Relación D/L						
Tren	D (m)	14	16	18	20	22
A-1	18	1,29	1,13	1,00	0,90	0,82
A-2	19	1,36	1,19	1,06	0,95	0,86
A-3	20	1,43	1,25	1,11	1,00	0,91
A-4	21	1,50	1,31	1,17	1,05	0,95
A-5	22	1,57	1,38	1,22	1,10	1,00
A-6	23	1,64	1,44	1,28	1,15	1,05
A-7	24	1,71	1,50	1,33	1,20	1,09
A-8	25	1,79	1,56	1,39	1,25	1,14
A-9	26	1,86	1,63	1,44	1,30	1,18
A-10	27	1,93	1,69	1,50	1,35	1,23
Max coef impacto		1,9286	1,6875	1,5000	1,3500	1,2273

Tabla 14. Relación D/L para luces de 24 a 30 metros y coef. Impact max calculado.

Relación D/L						
Tren	D	24	25	26	28	30
A-1	18	0,75	0,72	0,69	0,64	0,60
A-2	19	0,79	0,76	0,73	0,68	0,63
A-3	20	0,83	0,80	0,77	0,71	0,67
A-4	21	0,88	0,84	0,81	0,75	0,70
A-5	22	0,92	0,88	0,85	0,79	0,73
A-6	23	0,96	0,92	0,88	0,82	0,77
A-7	24	1,00	0,96	0,92	0,86	0,80
A-8	25	1,04	1,00	0,96	0,89	0,83
A-9	26	1,08	1,04	1,00	0,93	0,87
A-10	27	1,13	1,08	1,04	0,96	0,90
Max coef impacto		1,1250	1,0800	1,0385	0,9643	0,9000

En otro color (azul) se resaltan los valores de esta relación para los que se ha producido el mayor coeficiente de impacto. Como se puede ver en ellas, los valores de la relación D/L empiezan siendo mayores a la unidad, correspondiéndose estos a la primera mitad de la *Figura 40*, en donde, además, los valores del coeficiente de impacto son bastantes elevados en comparación con la mayoría de los trenes.

Como se ve en las celdas de las *Tabla 13* y *Tabla 14* los valores de la relación D/L para los trenes que mayor coeficiente de impacto producen según la luz del puente de estudio, no se aproximan a ningún valor que sirva de referencia para poder determinar la cuantía de este coeficiente de impacto según la dicha relación. Luego la importancia de la relación D/L por si sola es inapreciable en el fenómeno analizado, vista la aleatoriedad de los valores máximos y mínimos obtenidos para las relaciones D/L similares (Garzón Barragan, 2017).

Lo mismo ocurre con la carga nominal por eje de un bogí asociada a cada tren. No se ha puesto de manifiesto que esta carga predomine por si sola en la respuesta devuelta por los modelos al paso

de los trenes, debido a que, en el tablero de 18 metros, por ejemplo, el Tren A-1 es el que mayor valor da con una carga menor y sin embargo los trenes con cargas mayores arrojan menores valores de coeficiente de impacto. Las cargas transmitidas por cada tren pueden verse en *Tabla 7*.

Para intentar comprender que factores son los que juegan un gran papel importante en la resonancia producida en la estructura se ha realizado un estudio que relacione D/L y el valor de la multiplicidad n en la ecuación (1.1) ya que son los parámetros con los que se cuenta para poder ver el comportamiento de este fenómeno. Para ello, se han realizado la *Tabla 15* y

Tabla 16.

Para ver cuál es el mejor acoplamiento entre D/L y n , se han relacionado estos junto al coeficiente de impacto analizando cada tablero por separado. Ello queda plasmado en la *Tabla 15* y

Tabla 16

Tabla 15. Relación D/L- valor de la multiplicidad n y coeficiente de impacto para luces que van desde 14 a 22 metros.

Tren	LUZ (m)														
	14,00			16,00			18,00			20,00			22,00		
	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc
A1	1,29	1	4,55	1,13	2	1,27	1,00	1	3,84	0,90	1	3,25	0,82	1	2,53
A2	1,36	2	1,01	1,19	2	1,10	1,06	2	1,19	0,95	1	3,28	0,86	1	2,66
A3	1,43	2	1,14	1,25	2	1,12	1,11	2	1,31	1,00	1	3,89	0,91	1	3,29
A4	1,50	2	1,19	1,31	2	1,06	1,17	2	1,20	1,05	2	1,29	0,95	2	1,25
A5	1,57	2	1,44	1,38	2	1,09	1,22	2	1,17	1,10	2	1,36	1,00	2	1,37
A6	1,64	2	1,59	1,44	2	1,20	1,28	2	1,13	1,15	2	1,31	1,05	2	1,40
A7	1,71	2	1,73	1,50	2	1,36	1,33	2	1,13	1,20	2	1,24	1,09	2	1,40
A8	1,79	2	1,78	1,56	2	1,44	1,39	2	1,15	1,25	2	1,16	1,14	2	1,35
A9	1,86	2	2,00	1,63	2	1,64	1,44	2	1,24	1,30	2	1,13	1,18	2	1,30
A10	1,93	2	2,13	1,69	2	1,79	1,50	2	1,36	1,35	2	1,17	1,23	2	1,23

Tabla 16. Relación D/L- valor de la multiplicidad n y coeficiente de impacto para luces que van desde 24 a 30 metros.

Tren	LUZ (m)														
	24,00			25,00			26,00			28,00			30,00		
	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc
A1	0,75	1	1,85	0,72	1	1,53	0,69	1	1,22	0,64	1	1,29	0,60	1	1,68
A2	0,79	1	2,06	0,76	1	1,78	0,73	1	1,42	0,68	1	1,18	0,63	1	1,40
A3	0,83	1	2,69	0,80	1	2,38	0,77	1	1,90	0,71	1	1,50	0,67	1	1,22
A4	0,88	1	2,88	0,84	1	2,61	0,81	1	2,11	0,75	1	1,81	0,70	1	1,27
A5	0,92	1	3,32	0,88	1	3,08	0,85	1	2,50	0,79	1	2,29	0,73	1	1,71
A6	0,96	2	1,34	0,92	2	1,28	0,88	1	2,75	0,82	1	2,61	0,77	1	2,04
A7	1,00	2	1,40	0,96	2	1,36	0,92	2	1,24	0,86	2	1,16	0,80	1	2,38
A8	1,04	2	1,41	1,00	2	1,39	0,96	2	1,28	0,89	2	1,25	0,83	1	2,63
A9	1,08	2	1,44	1,04	2	1,45	1,00	2	1,34	0,93	2	1,34	0,87	2	1,17
A10	1,13	2	1,41	1,08	2	1,45	1,04	2	1,36	0,96	2	1,41	0,90	2	1,25

Se muestran en la *Tabla 15* y

Tabla 16 en amarillo se muestran los trenes que producen mayor coeficiente de impacto en los tableros de estudio, y en verde los valores que mejor acoplamiento tienen entre ellos. Cabe destacar, que las celdas señaladas en verdes marcan el mejor acoplamiento existente, aunque este no es demasiado bueno ya que hay diferencias de hasta 0,70.

Se puede ver en esta tabla que el mejor acoplamiento que existe (aunque bastante dispar) es solamente entre D/L y n , ya que el acoplamiento con el coeficiente de impacto es bastante malo.

Como se puede ver en la *Tabla 15* y

Tabla 16, para los puentes de luces más pequeñas, el mejor acoplamiento se da con el tren A-10, sin embargo, fijando la mirada en la *Figura 40* se puede ver como la respuesta de los resultados obtenidos el tren A-10 es uno de los que menores coeficientes de impacto da a lo largo de todo el rango de luces de estudio. Este hecho se ha comprobado con los demás trenes que se encuentran resaltados en verde y sucede lo mismo que lo contado anteriormente, el tren en cuestión es uno de los que menor respuesta se obtiene.

Nota: En la *Tabla 15*, se observa que para una luz de vano de 16 metros no hay marcado en verde, ello es debido a que en este tablero si coincide el tren obtenido de los cálculos como el más resonantes y el que mejor acoplamiento da de estas tres variables del problema.

Según las observaciones realizadas a lo largo de este apartado y a la realización de todas las posibles correlaciones entre los parámetros disponible en este estudio, se pone de manifiesto que no se ha podido tomar una hipótesis general para todos los puentes de estudio para la obtención del tren que provoca una mayor resonancia en los modelos con tablero aislado teniendo en cuenta el coeficiente de impacto.

Lo que ha quedado claro, es que para las luces más pequeñas (de las estudiadas en el presente estudio) y para puentes losa aligerada, la distancia D (m), longitud el coche o vagón, puede llegar a dar una primera idea de cual será el tren que mayor respuesta provoque en la estructura.

ACELERACIONES

Para el estudio de las aceleraciones que se producen en los puentes de estudio, se ha procedido de la misma manera, se ha representando las aceleraciones obtenidas frente a la luz de los puentes. Esto se muestra en la *Figura 41*.

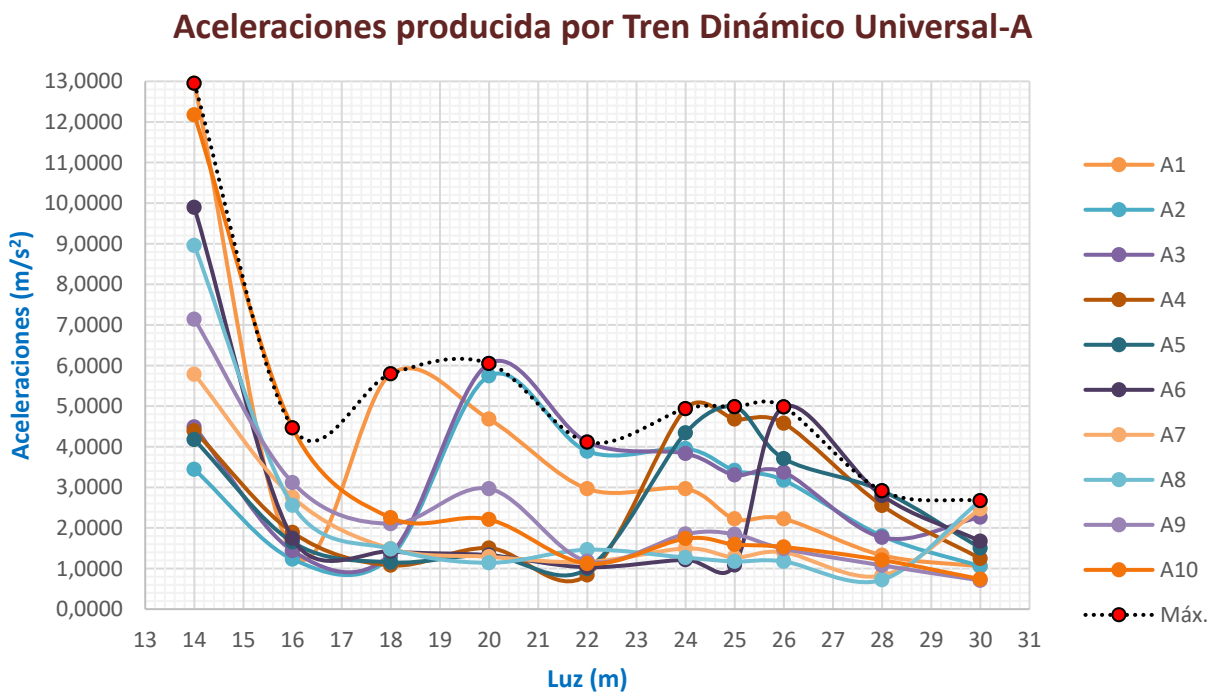


Figura 41. Aceleraciones producidas por el Tren Dinámico Universal -A. Modelo tablero aislado.

En esta figura se vuelve a poner de relieve lo ya visto en las *Figura 38*, *Figura 39* y *Figura 40* en donde se podía ver la importancia del aligeramiento en los diferentes puentes modelados. En este caso, además, se puede ver una tendencia de como disminuyen las aceleraciones a medida que la luz del vano del puente crece. Aunque algunos de los trenes dan valores de aceleraciones muy elevados en comparación con las arrojadas por los otros trenes para la misma luz de vano.

Además, se puede ver como para el tablero modelado de 14 metros, las aceleraciones son muy elevadas en todos los trenes, ello es debido a la distancia entre los bogíes de vagones consecutivos y además a la relación guardada entre el ancho del tablero y el largo, en este caso $B/L = 1$. Esta relación está influyendo en la aleatoriedad del valor de las aceleraciones obtenidas en el tablero de 14 m para cada tren, es decir, cuando $B/L < 2$ el reparto de la carga transversal se hace de manera efectiva, lo que hace que no por tener mayor distancia entre bogíes o mayor valor de carga nominal sobre el tablero va a dar una mayor respuesta en aceleraciones. Como todos los tableros modelados son mayores a 14 metros y, por tanto, la relación de B/L es menor 1, se asegura el óptimo reparto de la carga transversal en el tablero.

Para la obtención de otras conclusiones de porque las aceleraciones que se producen tienen ese comportamiento se ha comprobado si la distancia D (longitud de coche) mostradas en la *Tabla 1* tiene alguna influencia en ellas. Se ha analizado si los trenes que más aceleraciones producen en cada puente tienen un valor de esta distancia D igual o similar a la luz del puente. Esta comprobación ha sido positiva en los puentes de 18 y 20 metros en donde los trenes que más aceleraciones producen son el A-1 y el A-3 respectivamente, contando estos con una distancia D igual a la longitud el vano del puente, es decir, 18 y 20 metros respectivamente. Sin embargo, en los demás casos, estas distancias se acercan demasiado pero no con la suficiente precisión como para achacar este comportamiento a ella.

De la *Figura 41* queda claro que para el tablero de 18 metros el tren predominante debido a la carga nominal y a la distancia entre bogíes es el tren A-1. Sin embargo, en el caso del tablero de 20 metros se observa como la diferencia de aceleraciones entre los trenes A-2 y A-3 es muy pequeña, siendo el A-3 el que mayor respuesta ofrece, como ya se ha comentado. Las diferencias entre estos dos trenes son la distancia entre ejes de bogíes, siendo en el A-3 exactamente igual a la luz del puente, la carga nominal, siendo 180 KN para el A-3 y 200 KN para el A-2 y la velocidad de circulación de los mismos, siendo 409,37 y 388,90 km/h respectivamente, en resumen, las características son las siguientes:

Tabla 17. Características trenes A-2 y A-3 en tablero 20 m. Estudio aceleraciones

Tren	D (m)	Carga nominal (KN)	Velocidad (km/h)
A-2	19	200	388,90
A-3	20	180	409,37

En la *Tabla 17* se puede ver que el tren A-3, que es el que mayor respuesta en aceleraciones aporta y es el que mayor distancia entre bogíes tiene y circula a mayor velocidad, sin embargo, la carga nominal es menor. Por tanto, puede decirse que el tablero de 20 metros está condicionado por la distancia D y la velocidad a la que circula el tren por el puente.

Sin embargo, con todo ello no queda claro que es lo que afecta a las aceleraciones que se producen en el tablero del puente. Para tener esto más claro, se ha estudiado, al igual que en el coeficiente de impacto, el acoplamiento dado entre D/L , la multiplicidad n y el valor de las aceleraciones para cada tablero y cada puente.

Tabla 18. Relación D/L, valor de la multiplicidad y aceleraciones. Tableros de luces de 14 a 22 metros.

	LUZ (m)														
	14,00			16,00			18,00			20,00			22,00		
Tren	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc
A1	1,29	1	12,95	1,13	2	1,39	1,00	1	5,79	0,90	1	4,68	0,82	1	2,96
A2	1,36	2	3,44	1,19	2	1,23	1,06	2	1,29	0,95	1	5,74	0,86	1	3,89
A3	1,43	2	4,49	1,25	2	1,44	1,11	2	1,37	1,00	1	6,05	0,91	1	4,11
A4	1,50	2	4,39	1,31	2	1,89	1,17	2	1,08	1,05	2	1,50	0,95	2	0,84
A5	1,57	2	4,17	1,38	2	1,65	1,22	2	1,15	1,10	2	1,33	1,00	2	0,99
A6	1,64	2	9,89	1,44	2	1,74	1,28	2	1,42	1,15	2	1,33	1,05	2	1,03
A7	1,71	2	5,79	1,50	2	2,76	1,33	2	1,49	1,20	2	1,29	1,09	2	1,16
A8	1,79	2	8,96	1,56	2	2,56	1,39	2	1,48	1,25	2	1,14	1,14	2	1,46
A9	1,86	2	7,14	1,63	2	3,12	1,44	2	2,10	1,30	2	2,97	1,18	2	1,18
A10	1,93	2	12,18	1,69	2	4,46	1,50	2	2,25	1,35	2	2,21	1,23	2	1,12

Tabla 19. Relación D/L, valor de la multiplicidad y aceleraciones. Tableros de luces de 22 a 30 metros.

	LUZ (m)														
	24,00			25,00			26,00			28,00			30,00		
Tren	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc	D/L	n	impc
A1	0,75	1	2,97	0,72	1	2,22	0,69	1	2,22	0,64	1	1,33	0,60	1	1,05
A2	0,79	1	3,96	0,76	1	3,42	0,73	1	3,17	0,68	1	1,80	0,63	1	1,06
A3	0,83	1	3,83	0,80	1	3,30	0,77	1	3,37	0,71	1	1,77	0,67	1	2,27
A4	0,88	1	4,94	0,84	1	4,68	0,81	1	4,58	0,75	1	2,55	0,70	1	1,25
A5	0,92	1	4,34	0,88	1	4,98	0,85	1	3,71	0,79	1	2,91	0,73	1	1,50
A6	0,96	2	1,22	0,92	2	1,09	0,88	1	4,98	0,82	1	2,80	0,77	1	1,67
A7	1,00	2	1,49	0,96	2	1,28	0,92	2	1,40	0,86	2	0,83	0,80	1	2,46
A8	1,04	2	1,27	1,00	2	1,17	0,96	2	1,18	0,89	2	0,72	0,83	1	2,67
A9	1,08	2	1,85	1,04	2	1,84	1,00	2	1,49	0,93	2	1,08	0,87	2	0,71
A10	1,13	2	1,74	1,08	2	1,59	1,04	2	1,53	0,96	2	1,21	0,90	2	0,74

Haciendo un estudio minucioso de las *Tabla 18* y *Tabla 19*, puede observarse como existe un claro acoplamiento entre la relación D/L y el valor de multiplicidad n . Cuando se da este acoplamiento antes nombrado se producen las mayores aceleraciones en el tablero. Por ejemplo, para el tablero de 25 metros, este acoplamiento se da en el tren A-5, tomando valores de D/L iguales a 0,88 y el valor de n igual a 1, producen las mayores aceleraciones tomando un valor de $4,98 \text{ m/seg}^2$.

Sin embargo, esto no sucede para los tableros de 24 y 28 metros. Por ejemplo, en el tablero de 24 metros era de esperar que las mayores aceleraciones se produjesen con el tren A-5, sin embargo, estas se dan con el tren A-4. La única diferencia realmente apreciable entre estos dos trenes es la carga nominal de cada uno de ellos, que tiene una diferencia de 20 KN, siendo mayor para el A-4. En la *Tabla 19*, puede apreciarse que la diferencia de acoplamiento es muy pequeña (0,04), por lo que entra en juego la carga nominal por bogíes de cada uno de los vagones y (que son los encargados de dar estas aceleraciones) el número de coches que componen la formación del tren, y por tanto el tiempo que se está excitando la estructura, además de la distancia entre ejes de bogíes.

Por otro lado, para el puente de 28 metros sucede lo mismo que en caso anterior, la diferencia de acoplamiento entre los trenes A-5 y A-6 es muy pequeño (0,03), por eso entra en juego la carga nominal y el número de coches que forman el tren. El tren que mayores aceleraciones da, en este caso el A-5, cuenta con una carga nominal menor que el tren A-6, lo que hace desestimar esa hipótesis, pero si cuenta con más número de coches que forman el tren.

Según las observaciones hechas sobre la *Figura 41*, la *Tabla 18* y la *Tabla 19* se puede sacar las siguientes conclusiones:

- Las aceleraciones producidas en cada uno de los tableros modelados están estrechamente correlacionadas con las luces de dichos tableros. Siendo las aceleraciones menores cuanto mayores son las luces de estudio.
- Para un puente concreto, las aceleraciones que se producen vienen ligadas a la velocidad de paso del tren, y por tanto al acoplamiento que se da en la relación D/L y el valor de multiplicidad n . En caso de proximidad entre acoplamientos de dos de los trenes, predominará el que más coches compongan el tren.
- No influye directamente la carga nominal de cada uno de los bogíes de los vagones que componen el Tren Universal A. Si influyendo, aunque con poca importancia la distancia D , siendo esta la longitud del vagón.

Se puede concluir que, aunque el tren utilizado para el cálculo de los efectos resonantes sea el que se ha obtenido de (1.1), la respuesta de cada puente responderá a efectos resonantes solamente a algunas relaciones D/L y valores de n .

5.1.2. MODELO COMPLETO CON TERRENO

En este último análisis, se estudia el comportamiento de la estructura frente al paso de los trenes de estudiados anteriormente. Solamente que como se ha comentado en apartados anteriores ha sido añadido el terreno sobre el que se cimienta el puente, dándole además diferentes rigideces a este terreno para ver cómo afecta a la respuesta dinámica de la estructura frente al paso de los trenes de la familia Universal A que marca la IAPF (Ministerio de Fomento, 2010).

Para dicho cálculo se han utilizado los trenes que han salido del análisis para el tablero aislado, es decir, cada estructura calculada en este apartado se le ha pasado el tren que más respuesta dinámica se ha obtenido anteriormente. Este hecho, de que cada estructura se calcula con un tren distinto, hace que los resultados sean bastante aleatorios para cada una de las estructuras debido a las diferentes características que posee cada uno de ellos, estas características influyentes en la respuesta pueden verse en *Tabla 1*.

Los trenes según la luz del puente con el que se ha llevado el cálculo de este último apartado pueden verse en *Tabla 20*.

Tabla 20. Trenes y velocidad de cálculo para modelos completos con terreno.

LUZ (m)	TREN	VELOCIDAD (Km/h)
14	A-1	416,37
16	A-10	332,10
18	A-1	419,96
20	A-3	409,37
22	A-3	412,94
24	A-5	414,97
25	A-5	415,02
26	A-6	406,58
28	A-6	403,63
30	A-8	416,25

Para ver cómo influye la rigidez e introducción del terreno en cuanto a desplazamientos se refiere, se presenta la flecha estática que se produce para cada uno de los puentes y para cada luz de cálculo.

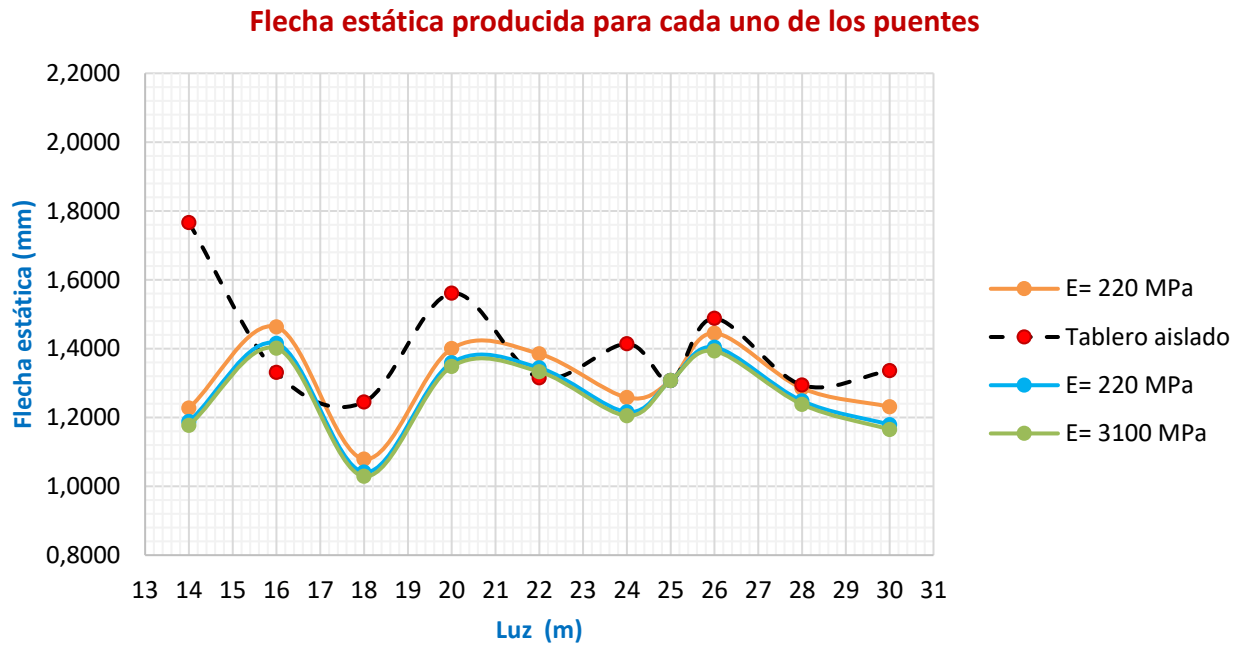


Figura 42. Máxima flecha estática producida para cada uno de los puentes con el tren más restrictivo.

En la *Figura 42* se observa como todas las funciones siguen el mismo patrón, con algunas excepciones en lo que se refiere a los modelos calculados con el terreno o al modelo calculado solo el tablero, teniendo mayor flecha estática los modelos con solo tablero. Ello es debido a que como se dijo en la introducción, cuando se modela solo el tablero se hace la simplificación de que este se encuentra apoyado en apoyos infinitamente rígidos, y por ello toda la flecha, y por tanto el desplazamiento lo absorbe el tablero.

Sin embargo, en los modelos que se calculan con el terreno incluido, la flecha estática es algo menor debido a parte de este desplazamiento al paso de los trenes es absorbido por el terreno, estribos y demás elementos que componen la estructura, se realiza un pequeño reparto del desplazamiento.

Por otro lado, en la *Figura 42* también se observa como la flecha aumenta a medida que la rigidez del terreno es mayor, como era de esperar.

Para llevar a cabo este análisis de los resultados obtenidos se ha pensado conveniente exponer la respuesta obtenida de los modelos del tablero aislado con los distintos modelos calculados una vez introducido el terreno, diferenciando por la rigidez de este. El análisis se realizará desde la rigidez de menor valor con la que se cuenta hasta la mayor, para terminar por una comparación global de todos los resultados obtenidos de todos los modelos calculados a lo largo del presente estudio.

TERRENO CON RIGIDEZ E= 220 MPa

Este terreno es el más flexible de los tres tipos de terreno con lo que cuenta este estudio, los resultados obtenidos de coeficiente de impacto en comparativa con los obtenidos para el caso de tablero aislado se pueden ver en la *Figura 43*.

Coeficiente de impacto con terreno E= 220 MPa

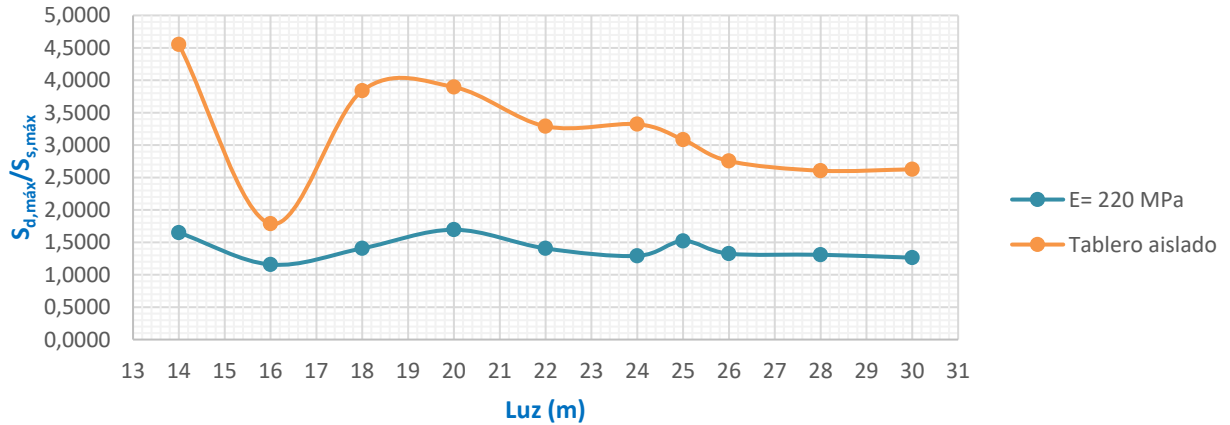


Figura 43. Comparativo coeficiente de impacto con terreno, E= 220 MPa & tablero aislado

Se aprecia como el coeficiente de impacto es mucho menor en el modelo con terreno y rigidez E= 220 MPa que en los modelos de tablero aislado. En los modelos con terreno, el coeficiente de impacto permanece casi constante en el caso del estudio con terreno, mientras que en los de tablero aislado la varían es más acentuada. Además, se aprecia como en el tablero de 16 metros se produce, para los dos tipos de modelos, un ínfimo en la función, siendo este más acentuado en los modelos de tablero aislado.

Aceleraciones producidas con terreno E= 220 MPa

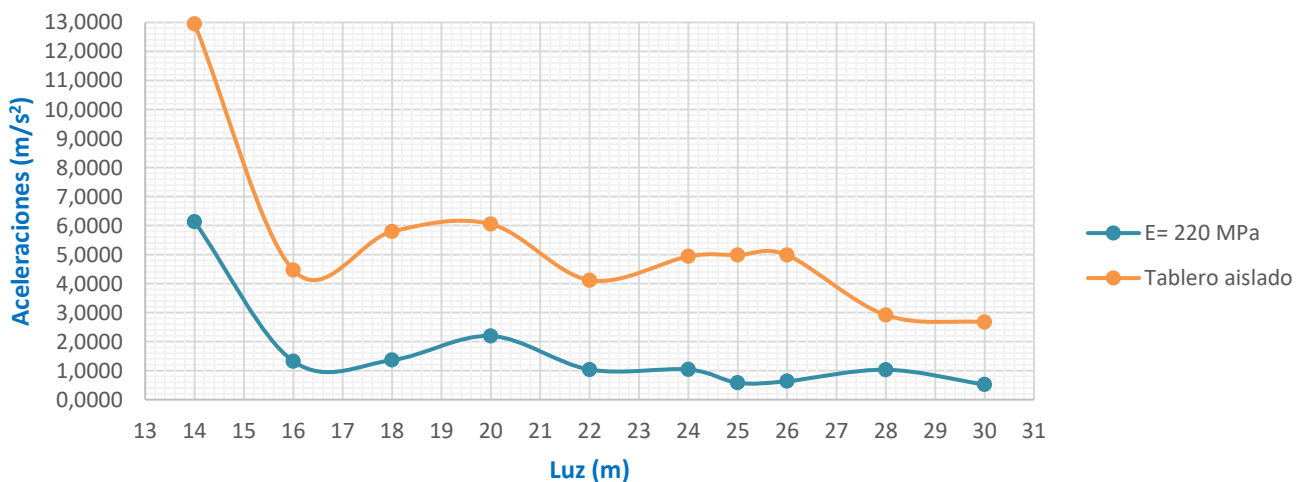


Figura 44. Aceleraciones producidas con terreno E= 220 MPa & Tablero aislado.

En esta otra figura, *Figura 44* puede verse, como era de esperar viendo el resultado obtenido del coeficiente de impacto, que las aceleraciones con el terreno serían menores a las que se producen cuando se modela el tablero aislado. Se puede ver como las dos funciones aproximadamente siguen

el mismo patrón a medida que se aumenta la luz del puente de estudio.

En los modelos con terreno, sucede lo mismo que en los de tablero aislado, las aceleraciones son menores a medida que aumenta la luz del puente de estudio.

TERRENO CON RIGIDEZ $E= 900 \text{ MPa}$

Al igual que en los modelos expuesto anteriormente, se muestran el coeficiente de impacto y las aceleraciones que se producen en el tablero del puente.

Primeramente, se expone el coeficiente de impacto:

Coefficiente de impacto con terreno $E= 900 \text{ MPa}$

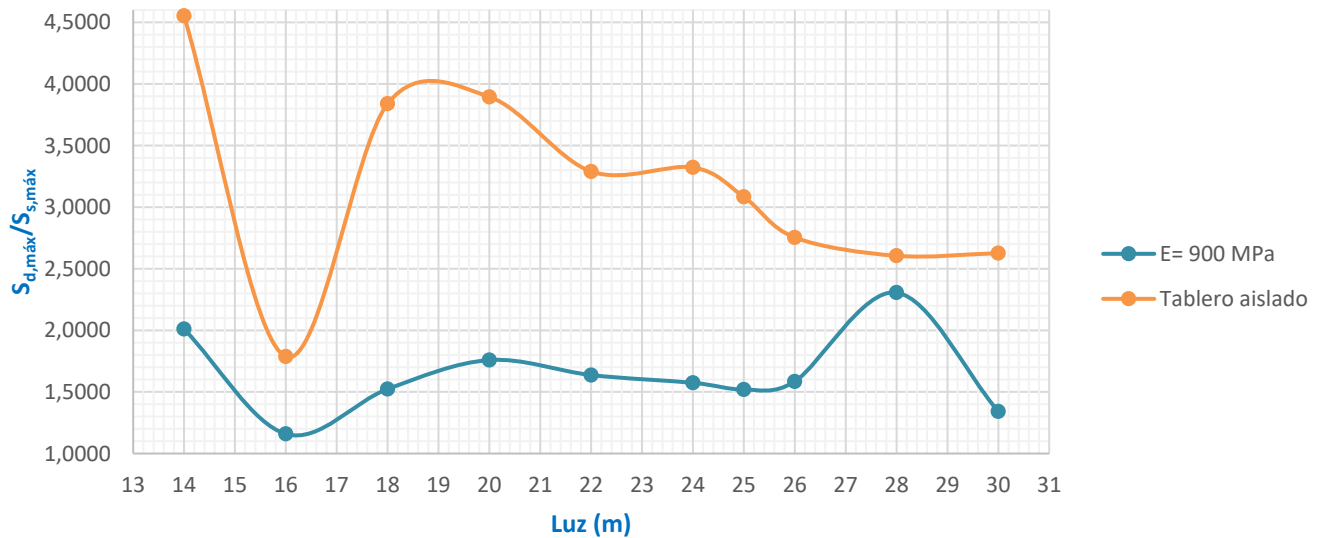


Figura 45. Comparativo coeficiente de impacto con terreno, $E= 900 \text{ MPa}$ & tablero aislado

En la Figura 45, se puede ver la misma situación que en la Figura 43, el coeficiente de impacto obtenido de modelos con terreno es menor que en el caso de los tableros aislado. También, se observa que los valores de los coeficientes de impacto entre el modelo de tablero aislado y el modelo con terreno, en este caso, equidistan en todas las luces unos 2 puntos, a excepción del tablero de 28 metros, en donde el modelo con terreno produce un pico acentuado, debido a la relación D/L de los trenes que circulan por dicho tablero.

Aceleraciones producidas con terreno E= 900 MPa

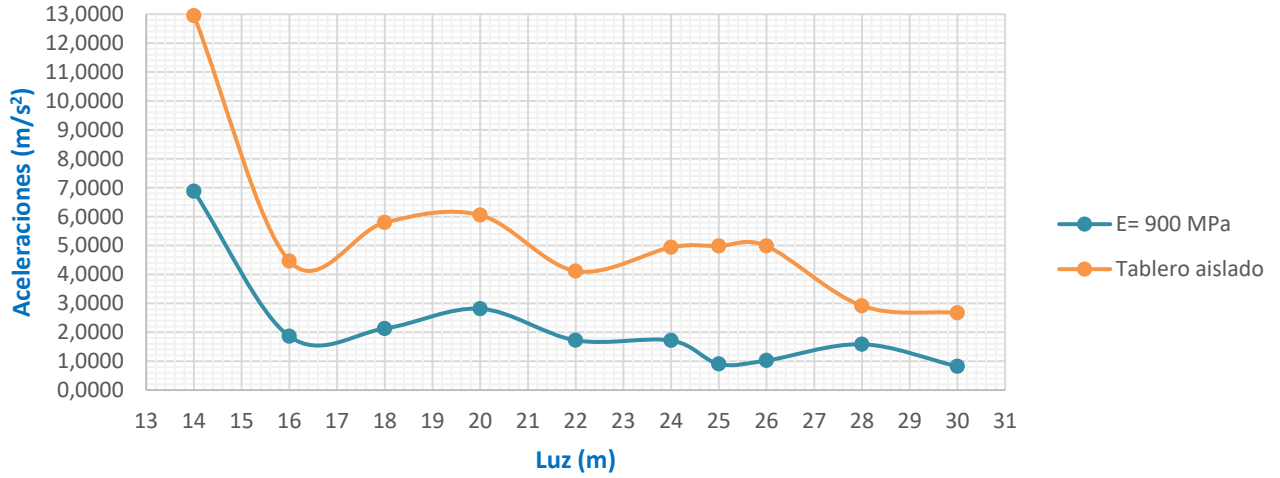


Figura 46. Aceleraciones producidas con terreno E= 900 MPa & Tablero aislado.

En la Figura 46, se dan menores aceleraciones en los modelos con terreno que en los modelos de tablero aislado, como sucede en la Figura 44. Además, se sigue dando la misma tendencia, las aceleraciones son menores a medida que la luz del puente de estudio aumenta.

TERRENO CON RIGIDEZ E= 3100 MPa

Se presenta el coeficiente de impacto

Coeficiente de impacto con terreno E= 3100 MPa

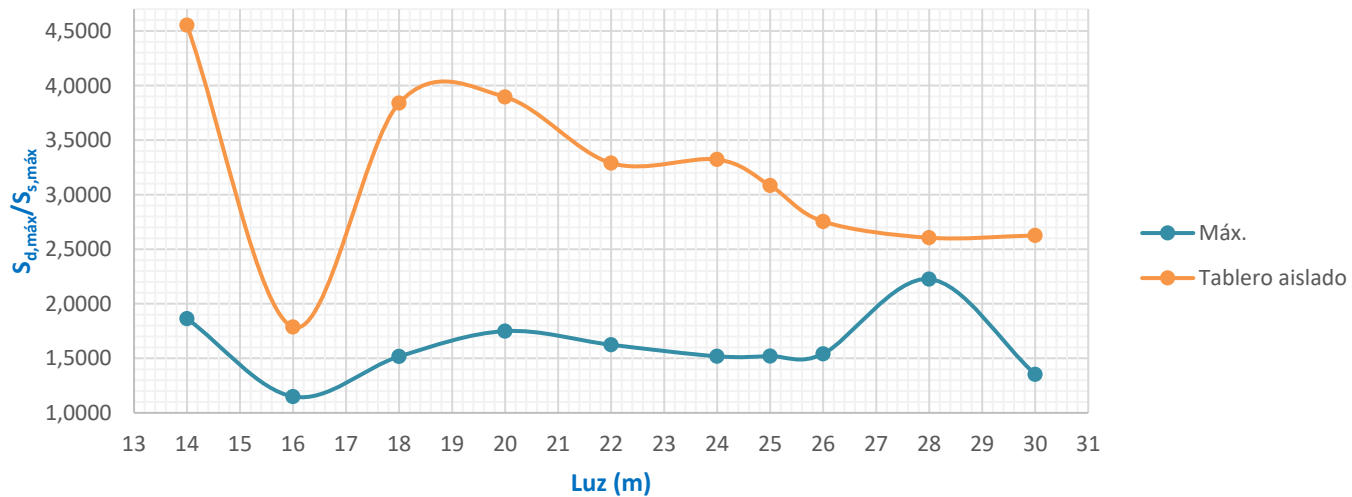


Figura 47. Comparativo coeficiente de impacto con terreno, E= 3100 MPa & tablero aislado.

Al igual que en los dos casos anteriores, se siguen dando las mismas situaciones, manteniéndose un pico acentuado en el tablero de 18 metros.

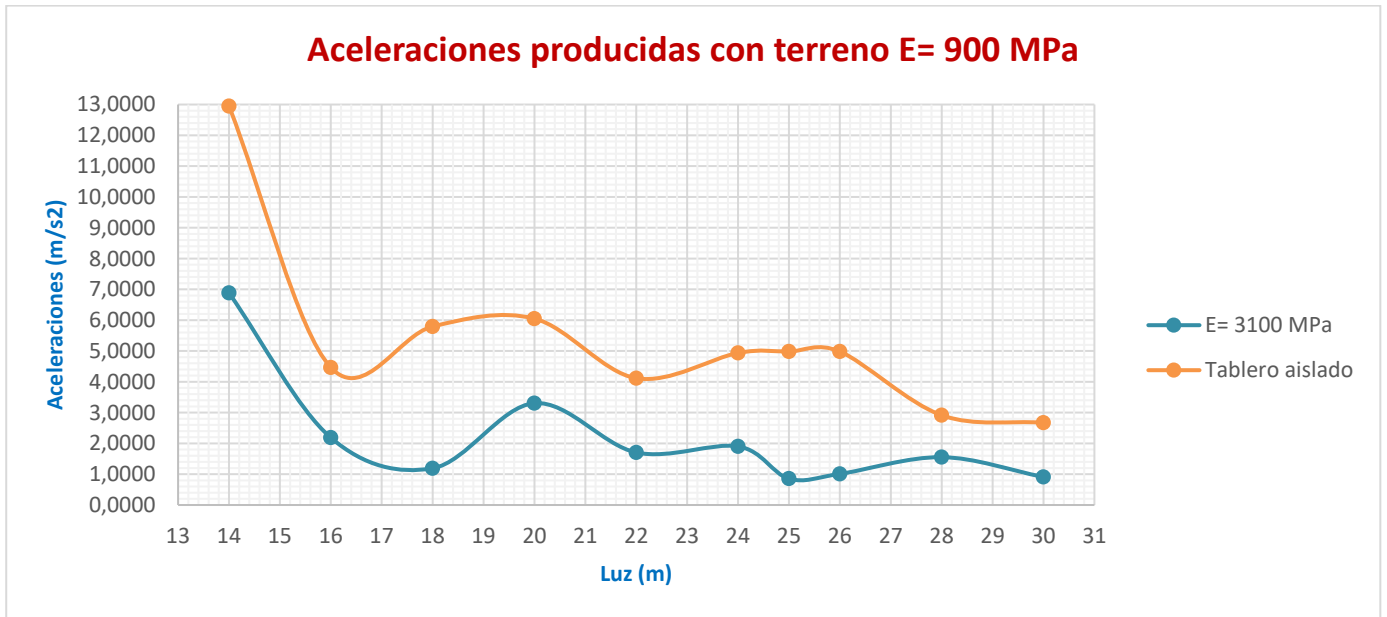


Figura 48. Aceleraciones producidas con terreno E= 3100 MPa & Tablero aislado.

Se siguen dando las mismas situaciones que en los dos terrenos estudiados anteriormente, menores aceleraciones que con el tablero aislado y menores aceleraciones a medida que la luz del puente es mayor.

COMPARATIVA DE LOS TRES TERRENO DE ESTUDIO CON LOS MODELOS DE TABLERO AISLADO

Para seguir la misma metodología que anteriormente, primeramente, en la Figura 49 se expone la comparativa del coeficiente de impacto.

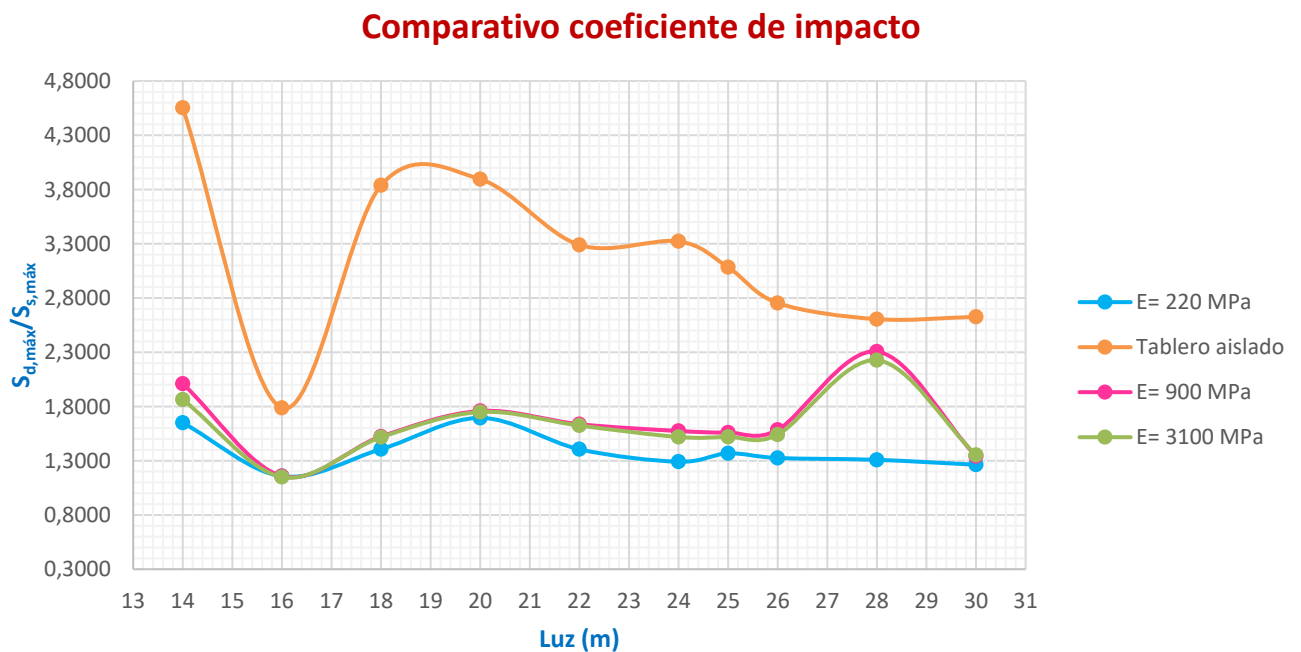


Figura 49. Comparativo coeficiente de impacto.

En la *Figura 49* se puede ver como el coeficiente de impacto que se producen con la modelización del terreno son menores para este tipo de puentes, tratándose de puentes con losa aligerada como sección transversal. Esto está provocado por el buen reparto de las cargas y la transmisión de las mismas por la estructura, ya que para este rango de luces esta sección es la óptima, dando buenos resultados en cuanto a comportamiento estructural se refiere. No se puede olvidar que el coeficiente de impacto responde a (1.2), por lo que el desplazamiento producido en ese punto esta correlacionado con la manera de transmisión de las cargas en el puente.

En la *Figura 50* se muestran las aceleraciones producidas:

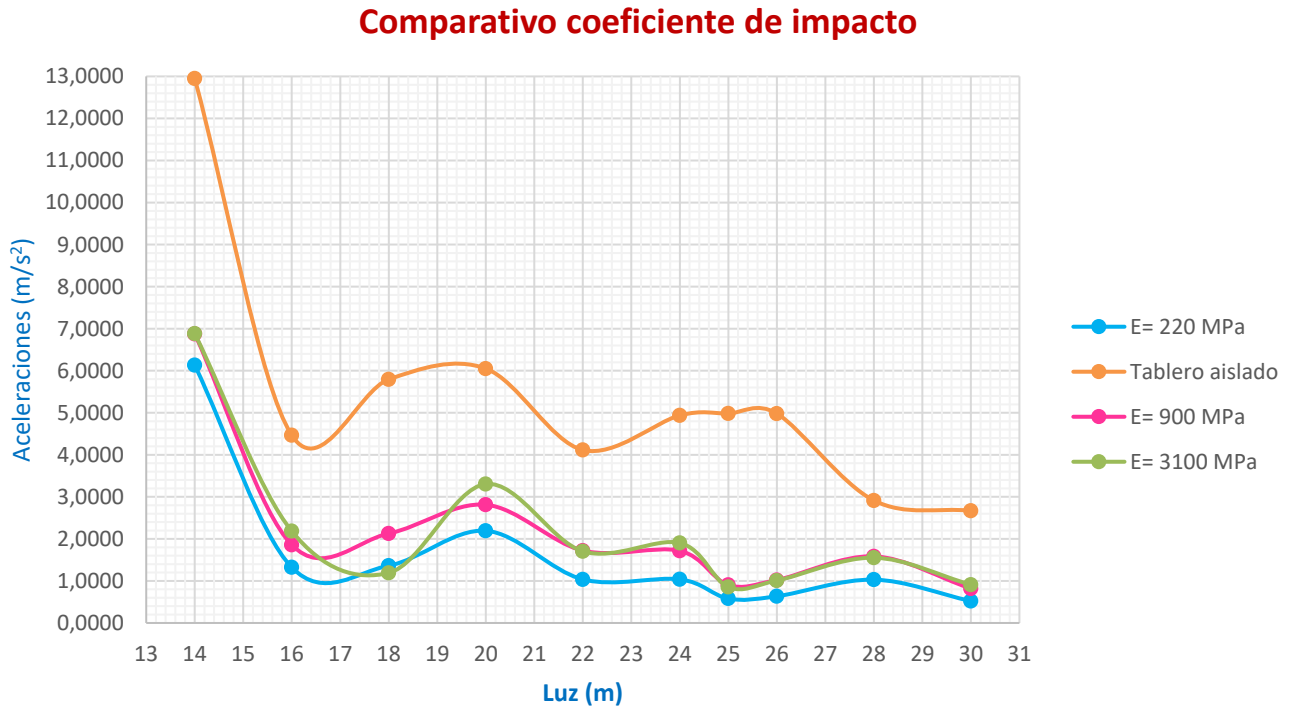


Figura 50. Comparativo aceleraciones

En este otro caso, se vuelve a poner de manifiesto lo ya visto anteriormente, las aceleraciones producidas en los modelos con terreno son menores que en el tablero aislado.

Lo que si puede observarse es que cuando el terreno es más flexible las aceleraciones que se producen son menores y siguen el mismo patrón que terrenos de rigideces aproximadas, mientras que, en el terreno de estudio más rígido, E= 3100 MPa, las aceleraciones producidas son más aleatorias, dando máximos y mínimos en comparación con los otros dos terrenos para cada una de las luces de estudio. Ello lleva a pensar que con el terreno con mayor rigidez no se reproducen bien los fenómenos que se quieren estudiar.

6 CONCLUSIONES

En este trabajo se pone de manifiesto la respuesta dinámica de los puentes de losa aligerada al paso de los trenes de alta velocidad incluyendo la interacción suelo-estructura, calculado mediante un programa de elementos finitos, en este caso se ha utilizado SAP2000.

En este estudio se ha intentado encontrar respuestas a la metodología a seguir para poder hallar con mayor agilidad que la que hasta ahora se puede el tren de la familia A que propone la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (Ministerio de Fomento, 2010) el cual produzca resonancia en los puentes de estudio.

También se ha llevado a cabo como afecta el modelado del terreno en el cual se encuentra cimentada la estructura del puente en la respuesta provocada por el tren resonante calculado anteriormente.

Por todo lo comentado en los párrafos anteriores, se puede cuantificar, a groso modo, en qué medida son importantes los efectos de la inclusión de la subestructura y el terreno circundante en el análisis dinámico.

Como conclusión más importante encontrada en este estudio ha sido la reducción de la respuesta dinámica de la estructura con la inclusión de los estribos y el terreno sobre el que se cimenta las estructuras de estudio.

En los modelos sin introducción del terreno, se ha percibido una clara influencia de la velocidad de paso de los trenes que producen las respuestas obtenidas, ello se ha podido observar en las Transformadas de Fourier expuestas a lo largo del trabajo

Para el coeficiente de impacto no se ha llegado a detectar con claridad cuáles son los parámetros que influyen en los resultados devueltos del cálculo realizado. Se ha podido llegar ver que, en los puentes con las luces más cortas, el valor máximo del coeficiente de impacto calculado y el tren coinciden la luz del puente y la distancia D (longitud de coche), provocando así los mayores desplazamientos, ya que el coeficiente de impacto calculado esta basado en desplazamientos. Para este coeficiente de impacto no se ha utilizado el tren que marca la normativa (Tren UIC-71) sino que se ha utilizado el propio tren que da la respuesta.

Sin embargo, si se habla de aceleraciones producidas en cada uno de los tableros modelados están estrechamente correlacionadas con las luces de dichos tableros. Siendo las aceleraciones menores cuanto mayores son las luces de estudio.

Para un puente concreto, las aceleraciones que se producen vienen ligadas a la velocidad de paso del tren, y por tanto al acoplamiento que se da en la relación D/L y el valor de multiplicidad n . En caso de proximidad entre acoplamientos de dos de los trenes, predominará el que más coches compongan el tren.

No influye directamente la carga nominal de cada uno de los bogíes de los vagones que componen el Tren Universal A. Si influyendo, aunque con poca importancia la distancia D , siendo esta la longitud del vagón.

Por otro lado, en los modelos en los que se ha incluido la interacción suelo estructura se ha podido ver como la introducción del terreno de cimentación hace que los resultados obtenidos sean de menor magnitud que para los modelos con solo el tablero.

Para el coeficiente de impacto se ha obtenido que este es mayor a medida que la rigidez del terreno, cosa que no queda tan clara en aceleraciones debido a que los resultados expuestos para los terrenos de 3100 MPa y 900 MPa son aleatorios entre ellos y por lo que no se puede sacar una conclusión rotunda.

En lo referente a las aceleraciones, se pone de manifiesto lo comentado para los modelos con solo el tablero, estas disminuyen a medida que las luces de los puentes aumentan.

Por último, y conclusión que se da tanto en los modelos en los que se modela solo el tablero y para los que se introduce la interacción suelo-estructura es la influencia del aligeramiento de cada uno de los puentes, que como se ha comentado en el trabajo, este depende de la luz de estudio.

Como conclusión se recomienda la modelización de los modelos completos para así tener controlado la interacción suelo-estructura ya que como se ha visto afecta en a la respuesta y a veces esta diferencia puede llegar a ser decisiva en situaciones más o menos importantes a la hora del diseño de estas estructuras.

BIBLIOGRFÍA

- [2] EUROPEAN RAIL RESEARCH INTITUTE, PONTSRAILS POUR VITESSES > 200 KM/H. RAPPORT FINAL. ERRI-D-214/RP9, 2000.)
- ESTUDIO Y PROYECTO DE PUENTES DE HORMIGON ARMADO (héctor M. Somenson,2015)
- AMPLIACIÓN DE TEORÍA DE ESTRUCTURAS. Escuela Técnica Superior de Ingeniería (Universidad de Sevilla). (J. Abascal).
- INSTRUCCIÓN DE HORMIGON ESTRUCTURAL, EHE-08. Ministerio de Fomento (2008)
- INSTRUCCIÓN DE ACCIONES A CONSIDERAR EN PUENTES DE FERROCARRIL. IAPF. Ministerio de Fomento (2010).
- INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PUENTES SOMETIDOS AL PASO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD. Martínez De la Concha (2017).
- NORMATIVA DE CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE, NCSP-07. Ministerio de Fomento (2007).
- ESTUDIO DINÁMICO DE PUENTES DE FERROCARRIL SOMETIDOS A NUEVOS MODELOS DE CARGA EN EL MARCO EUROPEO. Teresa Ancochea Nodal (2012).
- DINÁMICA DE PUENTES DE FERROCARRIL PARA ALTA VELOCIDAD: MÉTODOS DE CALCULO Y ESTUDIO DE RESONANCIA. Jaime Domínguez Barbero (2001)