



MÁSTER INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE PUENTES DE FERROCARRIL DE LUCES CORTAS CON CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Trabajo Fin de Máster

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTÍNUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS.

UNIVERSIDAD DE SEVILLA

Autor: Juan Gabriel García Díaz

Tutor: Antonio Martínez de la Concha.

Sevilla, Julio de 2017.





MÁSTER INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE PUENTES DE FERROCARRIL DE LUCES CORTAS CON CIMENTACIONES PROFUNDAS.

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTÍNUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS.

UNIVERSIDAD DE SEVILLA

Autor: Juan Gabriel García Díaz

Tutor: Antonio Martínez de la Concha.

Sevilla, Julio de 2017.





Quisiera agradecer a varias personas la ayuda que me han prestado en la realización de este Trabajo Fin de Máster. Entre ellas, y en primer lugar, a mi tutor, por todo lo que me has enseñado y lo que me has transmitido durante estos meses.

Antonio Martínez de la Concha, por tu inestimable ayuda y enseñanzas, sin las cuales no hubiera sido posible la realización de este trabajo. Ante todas las dificultades que se han presentado durante estos meses, siempre has estado dispuesto a dedicarme tu tiempo y tu conocimiento. Te lo agradezco profundamente.

A ti mamá, que eres el pilar fundamental de mi vida, un apoyo constante que me lo ha dado todo y sigue mimándome y apoyándome cada día. Me faltarían días en la vida para mostrarte todo mi agradecimiento y todo lo que te quiero. A mi hermana, que aunque echemos muchas peleas, te quiero muchísimo y eres un apoyo muy grande para mí en todos los sentidos. A ti papá, aunque te hayas ido físicamente, sigues muy presente en mí y sé que allá donde vaya, me acompañas y me cuidas aún más que si estuvieras con nosotros. Gracias de corazón.

A ti Ángela, mi compañera de viaje. Gracias por dármelo todo sin pedir nunca nada, por estar ahí siempre y sacar siempre lo mejor de mí. Por aguantarme en mis días buenos y no tan buenos, en definitiva, gracias por estar en mi vida.

Por último, David por estos años de universidad que nunca olvidaremos y que la gran parte de mis recuerdos dentro de una clase son contigo. A Enrique, Gonzalo y Ángela por la ayuda prestada con vuestros ordenadores, que sin ellos no estaría ahora mismo terminando este trabajo. A los integrantes del grupo "PALAVIDAMODERNA", por vuestras tonterías y conseguir hacerme de reir y desconectar del trabajo y de los estudios. A mis compañeros de piso, por vuestra comprensión a la hora de que los ordenadores invadan el salón. Y seguro que alguien más que se me olvida.

Este Trabajo Fin de Máster es también vuestro. GRACIAS.



ÍNDICE.

1.	Introducción.....	7
1.1.	Puentes de ferrocarril.....	8
1.2.	Referencias normativas.....	9
1.3.	Métodos habituales de análisis.....	11
1.4.	Objeto del estudio.....	11
2.	Formulación General.....	13
2.1.	Método de integración directa en el tiempo con cargas móviles.....	13
2.1.1.	Integración modal.....	13
2.1.2.	Integración directa de las ecuaciones del movimiento.....	17
2.2.	Propagación de ondas e interacción suelo- estructura.....	19
3.	Metodología de Análisis.....	22
3.1.	Modelo del tablero.....	22
3.2.	Modelo de la subestructura.....	25
4.	ENSAYO NUMÉRICO.....	26
4.1.	Descripción de la estructura.....	26
4.2.	Descripción de los modelos de los tableros.....	28
4.2.1.	Aplicación de las cargas dinámicas.....	31
4.2.2.	Descripción modelo losa maciza.....	34
4.2.3.	Descripción modelo de losa aligerada.....	37
4.3.	Descripción del modelo de la subestructura.....	40
4.4.	Parámetros de estudio.....	43
5.	Análisis de sensibilidad.....	46
5.1.	Modelo de tablero aislado.....	46
5.2.	Modelo de estructura completa.....	46
5.2.1.	Análisis de sensibilidad al número de modos.....	47
6.	Resultados.....	47
6.1.	Valores obtenidos modelo de tablero solo.....	48
6.2.	Valores obtenidos modelos completos.....	48
6.3.	Gráficas de Coeficiente de impacto.....	68
6.4.	Gráficas de aceleraciones.....	82
7.	Conclusiones.....	91
8.	Referencias.....	92



1. Introducción.

Es conocido por parte de todos la gran evolución que han ido experimentando a lo largo de las décadas todo tipo de infraestructuras ferroviarias por todo el mundo y en nuestro país en particular donde se ha realizado un gran trabajo para conseguir este desarrollo.

El desarrollo ha parecido venir de mano de los trenes de alta velocidad, los cuales han ido buscando una reducción considerable del tiempo de viaje y un mayor confort para los usuarios. Esta tecnología conlleva una necesidad de dotar a las infraestructuras de la capacidad necesaria y suficiente para soportar las acciones que este tipo de tráfico produce sobre las mencionadas infraestructuras.

Las tensiones y las deformaciones que se producen en el puente se ven afectadas por el paso de los trenes. Debido entre otras a las siguientes razones:

1. Debido a la velocidad del tráfico en la entrada a la infraestructura, puede aumentarse considerablemente tanto las tensiones como las deformaciones con respecto a la misma acción en estático.
2. Una masa colocada súbitamente sobre un muelle sin amortiguamiento, experimenta una oscilación cuya amplitud es el doble de la deformación estática, lo que supone que las tensiones y las deformaciones en el muelle llegan a duplicar las correspondientes estáticas.

El paso de sucesivas cargas equidistantes, y por tanto con una cadencia similar, puede crear resonancia (fenómeno que se produce cuando la frecuencia de excitación dinámica debida a las cargas coincide con alguna frecuencia propia de la estructura) y amplifica de forma excesiva la respuesta de la estructura.

La resonancia puede generar esfuerzos superiores a los admisibles de proyecto y alterar las condiciones de circulación del tráfico, generando cambios inaceptables en la geometría de la vía o vibraciones excesivas en los propios vehículos ferroviarios.

Para terminar esta introducción, se podría decir, que los principales factores que influyen en el comportamiento dinámico son los siguientes:

- ✚ La frecuencia natural de la estructura.
- ✚ La distancia entre ejes del ferrocarril.
- ✚ La velocidad a la que el tráfico atraviesa la estructura.
- ✚ El amortiguamiento de la estructura.
- ✚ El espaciamiento regular entre los soportes del tablero.
- ✚ Las irregularidades de las ruedas.
- ✚ Las irregularidades de la vía.



1.1. Puentes de ferrocarril.

En este apartado del Trabajo Fin de Máster hablaremos y haremos una reflexión sobre el tipo de infraestructura que vamos a estudiar, los puentes de ferrocarril, conociendo que según las sobrecargas que soliciten a la estructura, estas infraestructuras tendrán un diseño y un dimensionamiento u otro.

Este tipo de puentes soportaran una serie de cargas mucho más elevadas que en los puentes de carretera, tanto en las cargas verticales como en las cargas horizontales de frenado y centrífuga.

Las exigencias respecto a la deformabilidad del puente, son mucho más estrictas. En el caso de las líneas de alta velocidad, como es el caso, se le exigen condiciones funcionales específicas en términos de movimiento y aceleraciones que tienen una importancia muy grande sobre la seguridad y el confort de los pasajeros.

La elevada velocidad de explotación, acrecienta los distintos fenómenos dinámicos que pueden ser decisivos en puentes de luces cortas.

Debido a la sobrecarga del ferrocarril, son diferentes las causas que provocan la excitación de la estructura, por un lado, el paso del tren de carga a una determinada velocidad y por otro, el cambio temporal de la magnitud de las cargas debido a irregularidades de la vía y las ruedas.

Debido a importantes catástrofes acaecidas desde el inicio de la construcción de puentes de ferrocarril, ha estado presente la consideración a los fenómenos dinámicos. Inicialmente los problemas estaban asociados a dos causas principalmente, el carácter variable de la acción (propulsión a vapor), y a las grandes irregularidades en vía y de las suspensiones.

La gran aleatoriedad de las variables involucradas ha hecho que la acotación de estos fenómenos se realizase como envolvente de resultados experimentales. Como compendio de estos resultados se utiliza el denominado Coeficiente de Impacto, que se aplica a las cargas de proyecto para obtener una envolvente de esfuerzos y desplazamientos que tiene en cuenta una serie de efectos de origen diverso: amplificación dinámica por oscilación del puente, imperfecciones de las ruedas, irregularidades verticales de la vía, impactos producidos como consecuencia de la separación ocasional entre las ruedas y la vía e interacción dinámica entre vehículos y estructura. Este coeficiente se encuentra limitado tanto respecto a la velocidad del tren ($v < 220$ km/h), como a la frecuencia fundamental del puente, que debe estar comprendida entre dos límites que dependen de la luz del puente.

El cómo debemos de tratar los problemas dinámicos en los puentes de alta velocidad lo describiremos con más detalle en apartados posteriores, aunque consiste en cubrir el rango posible a distintas velocidades entre la velocidad mínima (por ejemplo 20 km/h, que es una velocidad para la cual la respuesta del puente se puede considerar cuasiestática) y una velocidad máxima (que se puede tratar como un 20 % superior a la velocidad de proyecto de la línea).



Comparando los desplazamientos máximos obtenidos, con los desplazamientos estáticos, se obtiene un coeficiente de impacto denominado φ' en la nomenclatura del Eurocódigo. A este coeficiente se le suma otro φ'' , que es muy representativo en puentes en los que se centra este estudio (menos de 40 metros de luz), que representa el efecto originado por las irregularidades del carril y que depende de la luz y de la frecuencia natural.

El estudio dinámico sirve para comprobar esfuerzos y desplazamientos directamente del cálculo dinámico.

1.2. Referencias normativas.

Lo comentado anteriormente, aparece en la normativa, tanto a nivel nacional (IAPF-07), como en la europea (Eurocódigo 1), adopta el método del coeficiente de impacto.

En la IAPF-07, aparece lo siguiente:

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

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}}$$

Donde:

- $\max S_{din,real}$: *Sollicitación dinámica máxima debida a todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación.*
- $S_{est,tipo}$: *Sollicitación estática debida al tren tipo definido en 2.3.1.1, situado en la posición más desfavorable”*

Los métodos que se pueden utilizar para estimar el comportamiento dinámico de la estructura, depende tanto de la velocidad de circulación de los trenes como de la tipología estructural.

Para trenes con velocidad de paso inferior a 220 km/h y para tipologías más habituales, se puede obtener el coeficiente de impacto que acabamos de definir de unas tablas o mediante cálculos que son muy simples, esto nos lo permite por no experimentar efectos resonantes.

Pero en otros casos, es necesario realizar un estudio más específico de la respuesta de la estructura, estos se producen en casos que la acción de un grupo de trenes, que vienen definidos en la normativa de estudio, envolvente de tráfico real, y para un rango de velocidades que alcanzan valores de hasta 1,20 veces la velocidad de proyecto.



En las normativas vienen descritos, o se proponen diferentes métodos:

Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con 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. Puede emplearse un método de integración de los modos normales de vibración obtenidos a partir de la estructura discretizada o puede emplearse métodos de elementos finitos. Destacar que 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 la 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 del cálculo dinámico de la estructura. El modelo de cálculo incluye los posibles fenómenos resonantes. No tiene en cuenta la interacción vehículo-estructura (modeliza las cargas por eje como cargas móviles de valor dado). Una exposición más detallada de este cálculo simplificado, denominado LIR, se puede encontrar en el informe del ERRI.

Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con interacción vehículo-estructura.

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

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 más afinado de la respuesta mecánica que los modelos de cargas puntuales. Su desventaja es que son más complejos y costosos. 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. En puentes de luces cortas (como en el caso de nuestro estudio) y amortiguamientos reducidos, las aceleraciones y desplazamientos pueden llegar a reducirse en más de un 30%, en situación resonante.



1.3. Métodos habituales de análisis.

La mayoría de los profesionales del diseño estructural realizan el estudio del comportamiento dinámico de los puentes, bajo la acción de trenes de alta velocidad, utilizando alguno de los métodos descritos anteriormente, siendo los métodos más usados los correspondientes a la integración directa en el tiempo con cargas móviles.

Es necesario el uso de un programa de elementos finitos, y hay que abordar la aproximación de la estructura mediante un modelo de cálculo más o menos complejo que represente de la forma más adecuada y menos costosa computacionalmente.

Los modelos habituales representan única y exclusivamente los componentes del tablero, refiriéndonos a masas y rigideces, suponiendo que descansan sobre apoyos de rigidez infinita.

La realidad es que bajo esos apoyos se encuentran tanto las pilas, como los estribos y bajo ellos el terreno subyacente y los pilotes en caso de contar las cimentaciones con ellos.

La flexión de los tableros es pequeña respecto a la rigidez vertical de las pilas y los estribos que son muy grandes, y no afecta prácticamente a su comportamiento dinámico, si bien la omisión de la interacción con el suelo es más discutible.

En ese comportamiento se encuentra involucrada la rigidez del terreno, que va a depender del terreno que estemos tratando, y la masa involucrada en ese movimiento conjunto también puede ser considerable, por lo que se pueden ver alteradas las frecuencias de vibración del sistema. Por otra parte hay una fracción de la energía que se disipa a través del terreno en forma de ondas emitidas por la cimentación y que contribuirán a la reducción de los fenómenos vibratorios.

1.4. Objeto del estudio.

El objeto es analizar la influencia que tiene en la respuesta dinámica de la estructura la inclusión de las condiciones de contorno, correspondiente a la condición de la interacción suelo estructura (añadir terreno, estribos y pilotes), en puente de ferrocarril de luces cortas, bajo las cargas correspondientes al paso de trenes de alta velocidad, y todo ello a través de modelos de elementos finitos.

Se modelarán, distintos puentes de ferrocarril tipo losa de luces cortas, variando tanto su luz, como unas secciones transversales acordes a estas, y a través de la realización de análisis dinámicos, ver los desplazamientos máximos y aceleraciones que se producen en el centro de su vano, ante las diferentes sollicitaciones que actúan sobre dichos puentes. Como sabemos puede tener mucha relevancia el tener en cuenta la interacción suelo – estructura. En este estudio nos centraremos en el estudio de los modelos que incluyen el terreno, aunque también incluiremos los valores obtenidos para los modelos que no lo incluyen.

Además de cada tipo de los modelos anteriormente descritos, se harán una serie de variantes, incluyendo distintos tipos de suelos (variando su módulo de elasticidad), para



ver la influencia que puede tener en los modelos completos, la inclusión de terrenos con distintas características. Y también se incluirán distintos tipos de cimentaciones (en función de las profundidades de pilote), para ver la influencia que estos tienen en los resultados.

Las luces que se han estudiado y modelado, son las que se presentan en la siguiente tabla, además de dar una visión aproximada de los cantos de los modelos realizados.

Luz	Canto	Tipo
5	0.4	Maciza
6	0.5	maciza
7	0.6	maciza
8	0.7	maciza
9	0.75	maciza
10	0.85	maciza
12	1	maciza
14	1.15	aligerada
16	1.35	aligerada
18	1.5	aligerada
20	1.7	aligerada
22	1.85	aligerada
24	2	aligerada
25	2.1	aligerada
26	2.15	aligerada
28	2.35	aligerada
30	2.5	aligerada

Tabla 1. Diferentes modelos de puente.

Como sabemos SAP2000 v16, es un programa de elementos finitos. Una de las razones que invitan al uso de este programa, es que el fin último del estudio es proporcionar una metodología de aplicación para confeccionar los modelos de cálculo que se utilicen para el estudio de los comportamientos dinámicos de este tipo de estructuras.

Es por ello, que si bien, los modelos de elementos de contorno tienen una mayor aplicación en el estudio de la interacción suelo-estructura, y permitirían realizar análisis más precisos, se ha optado por modelos de elementos finitos, ya que sin duda su uso está mucho más extendido en el estudio de estas estructuras a nivel práctico para su análisis y proyecto, quedando los elementos de contorno más en el “ámbito” de la investigación aplicada.



2. Formulación General.

2.1. Método de integración directa en el tiempo con cargas móviles.

Cuando se somete a una estructura a acciones de tipo dinámico, la estructura responde modificando su configuración. Estos cambios de configuración que se producen pueden alcanzar grandes amplitudes, pudiendo llevar al colapso de la estructura.

El análisis de la estructura ha sido utilizando el método de integración modal, método que utiliza el programa de elementos finitos comercial.

A continuación se describe el método utilizado.

2.1.1. Integración modal.

La ecuación de equilibrio de dinámica tiene la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (1)$$

Donde:

- M=matriz de masa de la estructura
- C=matriz de amortiguamiento de la estructura
- K=es la matriz de rigidez de la estructura
- \ddot{u} = vector de aceleraciones nodales
- \dot{u} =vector de velocidades nodales
- u=vector de desplazamientos nodales

Las características dinámicas intrínsecas de una estructura de n grados de libertad se obtienen considerando sus vibraciones libres no amortiguadas, y las ecuaciones de movimiento se reducen a:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (2)$$

Esta ecuación admite soluciones no triviales, es decir, compatible con un movimiento sin fuerzas exteriores aplicadas, de la forma:

$$u(t) = Ue^{i(\omega t + \varphi)} \quad (3)$$

Sustituyendo la ecuación (3) en (2) se obtiene:

$$(K - \omega^2 M)u = 0 \quad (4)$$

La ecuación (4) corresponden a un problema de obtención de autovalores y autovectores.



Como solución de este polinomio característico se obtienen n autovalores w_2 que corresponden a las n frecuencias naturales o frecuencias propias w_i con las que la estructura puede vibrar libremente. A la frecuencia más baja del sistema se le denomina frecuencia fundamental, w_1 , y tiene asociado un periodo fundamental:

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} \quad (5)$$

Cada autovalor w_{i2} lleva asociado un autovector X_i , denominado modo de vibración, que indica la forma de la deformada que adquiere el sistema vibrando con la correspondiente frecuencia natural w_i . Dado que (2) es un sistema de ecuaciones homogéneas con determinante nulo, sólo es posible determinar $n-1$ componentes de U_i en función de una de ellas, es decir, puede determinarse la forma con que vibra el sistema libremente pero no su amplitud. Resulta habitual normalizar estos modos, asignando un valor unidad a su primera componente:

$$\phi_i = \frac{U_i}{U_{i1}} = \begin{cases} 1 \\ \phi_{i2} \\ \phi_{in} \end{cases} \quad (6)$$

o aplicando cualquier otro criterio para obtener los modos normalizados ϕ_i .

En general la estructura vibrará libremente o bien según uno de los modos y su frecuencia propia asociada, o bien según la combinación lineal de dichos modos.

Son precisamente los modos los vectores correspondientes a la matriz de transformación que vamos a emplear.

$$\{u\} = \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \quad (7)$$

Donde;

- n = Número de modos utilizado. En una primera aproximación al problema podemos pensar que es igual al número de grados de libertad, aunque después veremos que se puede reducir
- ϕ_i es el modo correspondiente al i -ésimo autovalor (frecuencia natural)
- y_i es la coordenada modal

Si sustituimos la transformación (7) en la ecuación (1), tendremos:

$$[M] \sum_1^n \{\phi_i\} \ddot{y}_i + [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \dot{y}_i + [K] \sum_1^n \{\phi_i\} y_i = \{F\} \quad (8)$$

Se puede demostrar fácilmente que los modos de vibración de una estructura satisfacen las siguientes condiciones de ortogonalidad respecto a las matrices de masa y rigidez.

$$\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (9)$$

$$\{\phi_j\}^T [K] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (10)$$

Si se usa el método de Rayleigh o amortiguamiento constante para la obtención de la matriz de amortiguamiento, también se verifica que:



$$\{\phi_j\}^T [C] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (11)$$

Si la ecuación (8) la premultiplicamos por cualquier vector modal traspuesto

$$\{\phi_j\}^T [M] \sum_1^n \{\phi_i\} \ddot{y}_i + \{\phi_j\}^T [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \dot{y}_i + \{\phi_j\}^T [K] \sum_1^n \{\phi_i\} y_i = \{\phi_j\}^T \{F\} \quad (12)$$

Sólo serán distintos de cero los términos correspondientes a $i=j$, con lo que realizando esta operación con cada uno de los modos hemos descompuesto el sistema en n ecuaciones independientes entre sí, que tienen la forma de la ecuación dinámica de un sistema de un solo grado de libertad.

$$m_i \ddot{y}_i + c_i \dot{y}_i + k_i y_i = f_i \quad (13)$$

Donde

- $m_i = \{\phi_j\}^T [M] \sum_1^n \{\phi_i\}$ es la masa asociada al modo i (14)
- $c_i = \{\phi_j\}^T [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \{\phi_i\}$ es el amortiguamiento asociado al modo i (15)
- $k_i = \{\phi_j\}^T [K] \sum_1^n \{\phi_i\}$ es la rigidez asociada al modo i (16)
- $f_i = \{\phi_j\}^T \{F\}$ es la fuerza asociada al modo i (17)

De acuerdo con la teoría básica de vibraciones sabemos que la solución de la ecuación (13) presenta dos formas distintas, recordando que para un grado de libertad tiene la siguiente forma:

$$y(t) = e^{\frac{c}{2m}t} \{A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t}\} \quad (18)$$

Donde

$$r_1 = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2}} - \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} = -r_2 \quad (19)$$

Es por lo anterior por lo que nos podemos encontrar dos casos, los sistemas sobreamortiguados y los sistemas subamortiguados:

- Si atendiendo a la ecuación (19), $\frac{c^2}{4m^2} > \frac{k}{m}$ las raíces r_1 y r_2 son reales, y por tanto se dice que el sistema está sobreamortiguado y tiene exponencialmente a su posición de equilibrio sin oscilar.
- En el caso particular de que $r_1 = r_2$, se dice que el sistema está críticamente amortiguado, ya que tiende a la posición de equilibrio en el menor tiempo posible. Esto sucede para un valor crítico de amortiguamiento, c_{cr} , dado por

$$\frac{c_{cr}^2}{4m^2} = \frac{k}{m} \quad (20)$$



$$c_{cr} = \sqrt{4km} = 2mw_n \quad (21)$$

Definimos por tanto, la relación entre la constante de amortiguamiento de un sistema y la constante de amortiguamiento crítico, denominándola factor de amortiguamiento:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2mw_n} \quad (22)$$

El otro caso que nos podemos encontrar es $\frac{c^2}{4m^2} < \frac{k}{m}$, como sucede habitualmente en las estructuras, llamando a estos sistemas subamortiguados, siendo las raíces r_1 y r_2 complejas y el sistema vibra, por tanto, con amplitud decreciente hasta su posición de equilibrio. La respuesta del sistema adopta entonces la forma:

$$y(t) = e^{\frac{c}{2m}t} \{A_1 \cos w_d t + A_2 \text{sen } w_d t\} \quad (23)$$

$$w_d = \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{4m^2}} = w_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (24)$$

Donde w_d es la frecuencia de vibración amortiguada. Como es habitual en las estructuras, cuando el amortiguamiento es muy pequeño, es decir con la valores de ξ menores del 10 %, se verifica que

$$w_d \approx w_n$$

Y en ese caso:

$$c_{cr} = 2m \sqrt{\frac{k}{m}} = 2mw \quad (25)$$

Si sustituimos (25) en la ecuación (13) y dividimos por m_i , nos queda para cada modo una ecuación del tipo:

$$\ddot{y}_i + 2 \xi w_i \dot{y}_i + w_i^2 y_i = \frac{f_i}{m_i} \quad (26)$$

Esta ecuación ha de resolverse para obtener los valores de y_i , \dot{y}_i , e \ddot{y}_i , en cada instante de tiempo en que se quiera conocer la respuesta, para lo que serán de aplicación los métodos matemáticos de integración, pero en este caso para sistemas de un solo grado de libertad.

Este método tiene el alto coste de tener que resolver el problema de los autovalores y autovectores, pero el trabajo posterior es considerablemente menos costoso desde el punto de vista computacional.

Además se da la circunstancia de que las estructuras tienen un comportamiento vibratorio asociado a los modos de vibración más bajos, y no es necesario resolver el problema para todos los modos, es suficientemente preciso el análisis considerando un cierto número de modos relativamente pequeño, de acuerdo con los que se mueve la estructura, con lo que al final el resultado será:

$$\{u\} = \sum_1^m \{\phi_i\} y_i \cong \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \quad \text{con } m \ll n \quad (27)$$



Como podremos comprobar, cuando se modelan regiones espaciales con elementos sólidos, no se da esa circunstancia, y el error que se comete reduciendo el número de modos es grosero, y ello se debe a la ausencia de ese comportamiento vibratorio preferente que tienen las estructuras en los modos de baja frecuencia, que no existe en las regiones espaciales.

2.1.2. Integración directa de las ecuaciones del movimiento.

Una alternativa al análisis modal es la integración directa, mediante un algoritmo paso a paso, de las ecuaciones del movimiento (1).

- En primer lugar es necesario dividir el intervalo de tiempo a analizar en pequeños subintervalos Δt . 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{x}_{i+1}) y velocidades (\dot{x}_{i+1}) en función de los valores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en instantes previos (ya conocidos).
- Estas ecuaciones junto con las ecuaciones del movimiento (1), particularizadas para el instante $t=t_i$ (métodos explícitos: diferencias centrales) o $t=t_{i+1}$ (métodos implícitos: Newmark, Houbolt...) permiten obtener los desplazamientos en $t= t_{i+1}$ (x_{i+1}) y pasar al instante de tiempo siguiente.

Hay toda una gama de métodos diferentes para llevar a cabo este proceso. Cada uno de ellos propone una forma de aproximar aceleraciones y velocidades en un instante en función de las variables en instantes anteriores, con el objetivo de mejorar la precisión y la estabilidad de los resultados.

En este caso vamos a utilizar y a describir, el método de Newmark. La información que sigue, puede encontrarse, en los manuales de teoría de Ansys y en el libro de Klaus-Jürgen Bathe. Como se ha comentado en el apartado anterior, la ecuación dinámica tiene la forma:

$$M\ddot{u}+C\dot{u}+Ku=0 \quad (1)$$

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 del movimiento uniformemente acelerado y se expresan los valores de la velocidad y el desplazamiento en un instante $t+1$ en función del desplazamiento y velocidad del instante t y de una aceleración intermedia entre la correspondiente al instante t y la del instante $t+1$.

Las ecuaciones quedan de la siguiente manera:

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + [(1-\delta)\{\dot{u}_n\} + \delta\{\dot{u}_{n+1}\}]\Delta t \quad (28)$$

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + \{\dot{u}_n\} \Delta t + [(12-\alpha)\{\ddot{u}_n\} + \alpha\{\ddot{u}_{n+1}\}]\Delta t^2 \quad (29)$$

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 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}

Como el objetivo que perseguimos, es el de obtener los desplazamientos en el instante t_{n+1} , es decir, $\{u_{n+1}\}$, se evalúa la ecuación de equilibrio (1), en el instante t_{n+1} .

$$[M]\{\ddot{u}_{n+1}\} + [C]\{\dot{u}_{n+1}\} + [K]\{u_{n+1}\} = \{F\} \quad (30)$$

Para poder evaluarla, primero reordenamos las ecuaciones (28) y (29) para expresar los valores de la aceleración y la velocidad en el instante t_{n+1} en función del desplazamiento en el instante t_{n+1} y los valores de las variables en el instante t_n .

Para poder evaluarla, primero reordenamos las ecuaciones (28) y (29) para expresar los valores de la aceleración y la velocidad en el instante t_{n+1} en función del desplazamiento en el instante t_{n+1} y los valores de las variables en el instante t_n .

$$\{\ddot{u}_{n+1}\} = a_0 (\{u_{n+1}\} - \{u_n\}) - a_2 \{\dot{u}_n\} - a_3 \{\ddot{u}_n\} \quad (31)$$

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + a_6 \{\ddot{u}_n\} + a_7 \{\ddot{u}_{n+1}\} \quad (32)$$

Hay que notar que aunque la ecuación (32) aparece en el término $\{\ddot{u}_{n+1}\}$ se puede sustituir en su lugar el valor del segundo término de la ecuación (31), con lo que finalmente tendremos todas las variables del instante t_{n+1} en función de las del instante anterior y de $\{u_{n+1}\}$.

Ahora podemos reescribir la ecuación (30)

$$(a_0[M] + (a_1[C] + [K])\{u_{n+1}\} = \{F\} + [M](a_0 \{u_n\} + a_2 \{\dot{u}_n\} + a_3 \{\ddot{u}_n\}) + [C](a_1 \{u_n\} + a_4 \{\dot{u}_n\} + a_5 \{\ddot{u}_n\}) \quad (33)$$

Los valores de los coeficientes a_i son los siguientes:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}$$

$$a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}$$

$$a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}$$

$$a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1$$



$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right)$$

$$a_6 = \Delta t (1 - \delta)$$

$$a_7 = \delta \Delta t$$

De la resolución del sistema de ecuaciones (33) se obtiene el vector de desplazamientos nodales $\{u_{n+1}\}$, que sustituyéndola en las ecuaciones (31) y (32), nos permite obtener los valores de los vectores de velocidad y aceleración nodales $\{\dot{u}_{n+1}\}$ y $\{u_{n+1}\}$.

Como se recoge en el libro de Zienkiewicz, la resolución de la ecuación (30) por el método de Newmark es incondicionalmente estable para los siguientes rangos de los parámetros de integración.

$$\alpha \geq \frac{1}{4} (1/2 + \delta)^2 \quad \delta \geq \frac{1}{2}, \quad \frac{1}{2} + \delta + \alpha > 0 \quad (34)$$

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

$$\alpha = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \gamma \right)^2 \quad \delta = \frac{1}{2} + \gamma \quad (35)$$

En base a este parámetro la solución de (30) es incondicionalmente estable para valores de $\gamma > 0$.

El factor γ representa un amortiguamiento numérico en términos de amplificación de errores. De no existir un cierto amortiguamiento numérico se pueden producir distorsiones de la solución para altas frecuencias (ruido), por lo que es deseable un cierto valor de $\gamma > 0$.

En especial, es particularmente deseable tener un cierto amortiguamiento numérico para modos de alta frecuencia cuando se usan elementos finitos para discretizar un dominio espacial, ya que los resultados para los modos de alta frecuencia pierden precisión. Sin embargo la adición de un amortiguamiento numérico para altas frecuencias además de impedir la pérdida de precisión en ese rango no tiene porqué introducir excesivo amortiguamiento numérico para los modos importantes de bajas frecuencias.

En nuestro caso hemos utilizado valores de amortiguamiento del 5%. ($\gamma=5\%$), lo que supone valores de $\alpha=0.25250625$ y $\delta=0.505$

2.2. Propagación de ondas e interacción suelo- estructura.

Como hemos comentado anteriormente, este estudio se centra en los modelos que cuentan con terreno, se ha supuesto un contacto perfecto entre la cimentación con pilotes y el terreno.

La ecuación que gobierna el comportamiento de un sólido homogéneo e isótropo puede escribirse en términos del desplazamiento u de la forma:

$$(\lambda + \mu) \nabla \nabla \cdot u + \mu \nabla^2 u + \rho f = \rho \ddot{u} \quad (36)$$



Donde λ es la constante de Lamé del material y μ es más conocida en ingeniería con el término G , que representa el módulo de elasticidad transversal, pudiéndose definir dicho módulo como la tensión tangencial que produciría un valor unidad de la deformación longitudinal.

G , puede expresarse como:

$$G = \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (37)$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson.

Estas constantes (λ y $G=\mu$) se pueden expresar en función de las otras tres constantes que se usan para caracterizar el material, y que son E (módulo de elasticidad o de Young), ν (módulo de Poisson) y K (módulo de rigidez volumétrica).

De estos cinco parámetros que estamos hablando E, ν, λ , y G , tan solo son independientes, dos, (E y ν) y el resto se pueden poner en función de ellas, siendo las más utilizadas en ingeniería normalmente E, ν, G . En nuestro trabajo las constantes que utilizaremos serán E y ν , viniendo las demás determinadas a partir de las anteriores.

La equivalencia de estas constantes, se pueden encontrar en el libro de Teoría de la Elasticidad, de Federico París, concretamente en su tabla 3.6.1 (Relación entre las constantes elásticas ingenieriles de un material elástico lineal isótropo).

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (38)$$

El valor de G , ya ha sido definido en la ecuación (37)

En la ecuación (36) ρ es la masa por unidad de volumen del material y f es la fuerza por unidad de masa del material.

Si consideramos la ausencia de fuerzas de dominio f , aplicando el operador divergencia ∇ . a la ecuación (36) se obtiene:

$$(\lambda + \mu) \nabla \cdot (\nabla \nabla \cdot u) + \mu \nabla (\nabla^2 u) = \rho \nabla \cdot \ddot{u} \quad (39)$$

Como $\nabla \cdot \nabla = \nabla^2$ y $\nabla \cdot (\nabla^2 u) = \nabla^2 (\nabla \cdot u)$, la ecuación anterior se puede reducir a la forma

$$(\lambda + 2\mu) \cdot \nabla^2 \Delta = \rho \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} \quad (40)$$

Donde $\Delta = \nabla \cdot u$ es la dilatación del material.

La ecuación es habitual, reordenarla de la siguiente manera

$$\nabla^2 \Delta = \frac{1}{c_p^2} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} \quad (41)$$



Donde c_p es la velocidad de propagación de las ondas dilatacionales que se expresa como

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (42)$$

De (42), se puede concluir que las ondas de dilatación (conocidas como ondas P), se propagan con una velocidad C_p en el sólido.

Si a continuación, aplicamos el operador rotacional en ausencia de fuerzas de dominio a la ecuación (36), y teniendo en cuenta que el rotacional del gradiente de un escalar es cero $\nabla \times \nabla \cdot u = 0$ la ecuación se puede expresar como:

$$\mu \nabla^2 \omega = \rho \frac{\partial(\nabla \times u)}{\partial t^2} \quad (43)$$

Donde $\omega = \nabla \times u$. La expresión (43), también es habitual expresarla en la forma de ecuación de ondas reordenando los términos:

$$\nabla^2 \omega = \frac{1}{C_s^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} \quad (44)$$

Donde C_s es la velocidad de propagación de las ondas transversales que se expresa como:

$$C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (45)$$

De ahí se concluye que las ondas transversales (ondas S), se propagan con una velocidad C_s en el sólido.

En general la velocidad de propagación de las ondas dilatacionales o de compresión C_p es mayor que las de las ondas transversales o de cortadura C_s de ahí, y de la influencia de la sismología en esta disciplina, que se les llame ondas primarias (P) y secundarias.

Si de la ecuación (45), despejamos μ , que recordamos que es igual a G , nos queda sabiendo que $\gamma = \rho g$

$$\mu = G = C_s^2 \rho = C_s^2 \frac{\gamma}{g} \quad (46)$$

De la ecuación (46), determinamos que en función de la velocidad de propagación de las ondas s, podemos sacar un módulo de cizalladura, o módulo de elasticidad transversal, del que a partir de la ecuación (45), podremos obtener un módulo de Young:

$$E = 2(1 + \nu) \mu \quad (47)$$



3. Metodología de Análisis.

El objetivo que persigue el trabajo es determinar la variación del coeficiente de impacto y aceleraciones, utilizando el análisis dinámico de puentes de luces cortas sometidos al paso de trenes de alta velocidad.

Debemos de estudiar el comportamiento de varios puentes de ferrocarril de alta velocidad. En este estudio vamos a analizar la respuesta dinámica del puente modelando el tablero al cual añadiremos la subestructura y una franja de terreno. Analizaremos la respuesta bajo distintas hipótesis.

3.1. Modelo del tablero.

Los modelos de cálculo empleados en este trabajo corresponde a puentes de ferrocarril de alta velocidad.

Destacar que la tipología estructural que han ido diseñando los tableros de los puentes de ferrocarril han ido evolucionando a lo largo de los años para alta velocidad. Con el transcurso de los años se han ido decantando en una tipología estructural bastante concreta.

Al principio se utilizaban tipologías de vigas prefabricadas con sección en doble T, como se puede apreciar, por ejemplo en la sección de la estructura actual sobre el caño del águila de la línea de alta velocidad Sevilla- Cádiz, subtramo San Fernando.

También se podían ver secciones de tipo artesa como las utilizadas en el estudio de tipología del viaducto sobre la A-7 del tramo Níjar- Rambla del Retamar del proyecto de plataforma del corredor mediterráneo de alta velocidad.

En ambos casos, se presentan unas condiciones de apoyo, las cuales no tienen continuidad entre los vanos ni de giro ni de desplazamiento.

Con el paso de los años, debido a los progresivos desarrollos, se ha ido estableciendo la conveniencia de dar continuidad a los tableros consecutivos. A medida de dicho progreso, ha ido disminuyendo las soluciones prefabricadas, debido a la dificultad de ejecución.

A pesar de lo dicho, han aguantado algunas soluciones con vigas prefabricadas artesa o en cajón a base de disponer diafragmas en los extremos, enfrentar sus caras y coserlos con armadura activa.

Pero las soluciones que han ido creciendo son las del tipo in situ con losas aligeradas para luces menores de 30 metros o con sección en cajón, para casos de luces mayores.

A continuación, se mostraran dos ejemplos reales en las que se utilizan estos dos tipos de secciones de los que hemos hablado en el párrafo anterior. En cuanto a secciones a las



secciones de tipo losa, se podría destacar la Línea de Alta Velocidad Madrid- Extremadura. A continuación podemos ver una imagen de la sección:

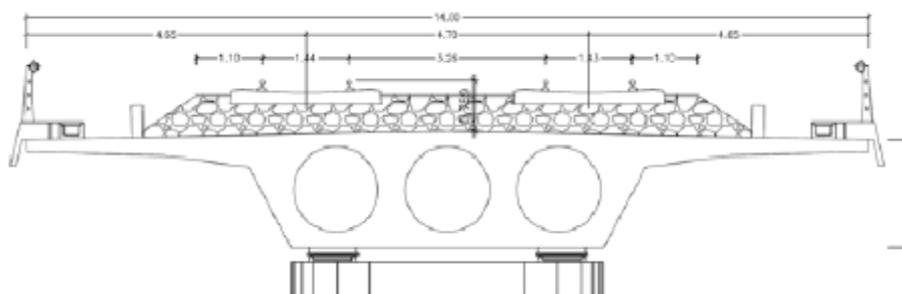


Ilustración 1. Sección transversal, subtramo Rielves Carmena.

En la siguiente figura se puede observar una sección tipo cajón, correspondiente a la Línea de alta velocidad Antequera Granada.

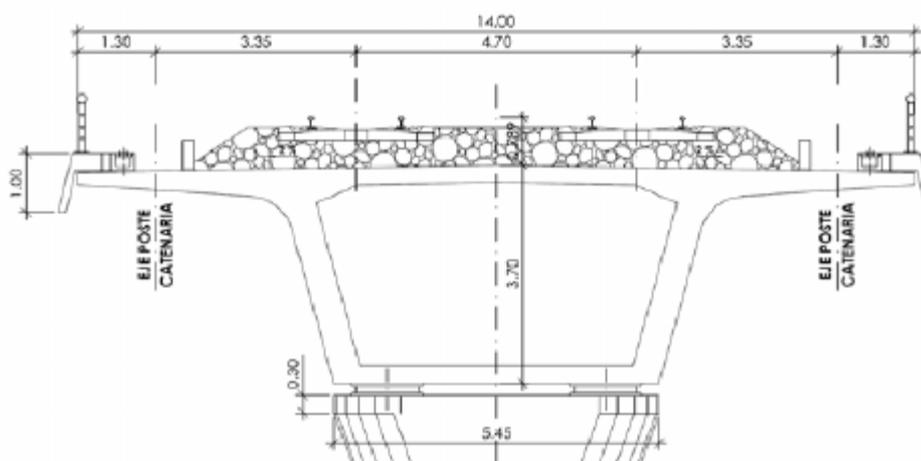


Ilustración 2. Sección transversal viaducto sobre el río Guadalhorce.

Si hablamos sobre modelos matemáticos utilizados para el análisis de estos tipos de tableros. Para las secciones de vigas prefabricadas, tanto artesa como doble T, el método más usado para su estudio ha sido el del emparillado. Este método ha sido muy utilizado para el dimensionamiento de losas.

Para la tipología tipo cajón es muy habitual el empleo de modelos de barras como el empleado para dimensionar el ya mencionado viaducto sobre el Guadalhorce.

También es habitual sobre todo últimamente el empleo de modelos con elementos placa, el cual se está utilizando en multitud de casos. Para el presente estudio se ha utilizado este tipo de modelo matemático.



Algunas ventajas de este modelo sobre los de tipo barra, es la mejor apreciación de los efectos de torsión y la distorsión que esta genera en la sección, así como la posibilidad de disponer las coacciones y cargas en su posición real.

Este modelo al conllevar más realidad que el modelo de barra, conlleva un coste computacional más alto.

Respecto a los apoyos, puesto que tenemos grandes cargas, que son las que transmite la losa a uno o dos apoyos en cada pila, se requieren aparatos que sean capaces de soportar esos esfuerzos, no pudiéndose utilizar los neoprenos. En nuestro caso vamos a utilizar apoyos tipo POT, que por su configuración son prácticamente rígidos en vertical, y también en horizontal si se montan con ese movimiento impedido.

Otro aspecto a considerar y que debemos incluir de forma precisa son las masas del mismo, por lo que se precisa un análisis donde aparezcan las diferentes cargas permanentes sobre el tablero.

Según el tipo de modelo de cálculo, estas masas se materializarán distribuidas en las barras o como masas concentradas en los nudos. Son preferibles los modelos que distribuyen las masas, entre otros motivos porque modelan mejor las inercias de giro.

En los modelos de cálculo que emplean superposición modal, como sabemos, el parámetro a definir es el porcentaje respecto del amortiguamiento crítico ξ que debemos ensayar. El problema que se nos presenta, es que en la fase de diseño, tenemos la necesidad de hacer una previsión, para la que nos puede ser de ayuda, lo que aparece en la IAPF-07, concretamente en el cuadro B-1.

CUADRO B.1: VALORES DE AMORTIGUAMIENTO ζ [%] PARA DIVERSAS TIPOLOGÍAS DE PUENTES, EN FUNCION DE LA LUZ L [m].

TIPO DE PUENTE	LUZ [m]	LÍMITE INFERIOR DE ζ [%]
Puentes de acero y mixtos	$L < 20$	$0,5 + 0,125 (20 - L)$
	$L \geq 20$	0,5
Puentes de hormigón estructural	$L < 20$	$2,0 + 0,1 (20 - L)$
	$L \geq 20$	2,0

Ilustración 3. Valores de amortiguamiento.

Otra normativa que nos puede ser útil al respecto, es la NSCP-07, en su tabla 4.2



TABLA 4.2.

Valores recomendados para el índice de amortiguamiento ζ (en porcentaje)

Tipo de estructura	Bajo la acción del sismo frecuente de cálculo	Bajo la acción del sismo último de cálculo
Puentes de acero Puentes de hormigón pretensado Puentes mixtos	2	4
Puentes de hormigón armado	3	5

Ilustración 4. Valores recomendados de amortiguamiento.

Para caracterizar la acción dinámica debida al paso de los trenes, partiremos de la acción que define el eurocódigo 1 y la normativa española IAPF correspondiente al modelo HSLM y a su familia de trenes denominado “Tren Dinámico Universal-A” que consiste en 10 tipos de trenes distintos o convoyes, con diferentes cargas por eje y distancias entre ellos.

La materialización de estas cargas en el modelo se realiza a través de funciones rampa, con duración ajustada a la velocidad del paso del tren y a la distancia entre elementos o nudos consecutivos y con amplitud ajustada al ámbito de carga del nudo o del elemento en que se dispone la carga.

Del análisis dinámico, que realicemos en cada uno de los modelos estamos interesados en los desplazamientos máximos, lógicamente en el centro del vano de la estructura y en las aceleraciones máximas.

Con los desplazamientos podemos evaluar el coeficiente de impacto, como resultado de su relación con la deformación estática, y con las aceleraciones y los propios desplazamientos podemos verificar los estados límites de servicios de deformaciones y vibraciones.

3.2. Modelo de la subestructura.

La imposibilidad de ajustar el trazado a la orografía con los condicionantes de diseño de las líneas de alta velocidad provoca la necesidad de realizar viaductos de longitudes apreciables, siempre en general con poca altura de pilas, aunque el trazado discurra por zonas apreciablemente llanas.

Hay que tener en cuenta, las condiciones dinámicas, el tráfico ferroviario ocasiona sobre la estructura grandes esfuerzos horizontales provocados al frenado y arranque de los trenes.

Otro factor a tener en cuenta es el alto coste de inversión como de mantenimiento de los aparatos de dilatación de vía, por lo que obliga a minimizar su uso.

La continuidad de los tableros produce importantes deformaciones diferenciales entre la estructura y la vía asociadas a las acciones reológicas y térmicas, que tras el estudio pertinente de interacción vía estructura determina la necesidad de incluir aparatos de dilatación de vía para longitudes de dilatación entre 100 y 110 metros.



Esto condiciona que los viaductos con menor longitud no contarán con aparatos de dilatación de la vía y para los de mayor longitud se dispone de uno sólo en uno de sus extremos.



Ilustración 5. Juntas de dilatación.

El resultado de todo esto que estamos describiendo, es que los tableros ferroviarios se encuentran coaccionados longitudinalmente en uno de sus extremos, y libres en esa dirección en el resto de los apoyos (salvo por las pequeñas fuerzas de rozamiento en los apoyos).

Los modelos que se estudiarán posteriormente en este estudio no cuentan con pilas, por las luces que comprenden, solamente contarán con dos estribos.

Los estribos suelen ser elementos masivos de hormigón, sobre todo el estribo que hace de punto fijo, ya que tiene que absorber un esfuerzo transversal como el resto de apoyos pero sobre todo un esfuerzo longitudinal muy importante.

Para modelar el terreno, la única posibilidad de realizarlo es a través de elementos sólidos, cuya dimensión se ajusta al tamaño de la malla y de los cimientos que soporta.

Hay que destacar, que se considera un comportamiento elástico del terreno, ya que el tren que utilizamos para modelar la carga dinámica, transmite una carga del orden de unas 10 veces menor que el definido como tren UIC71 en la IAPF-07. Esto nos hace pensar, que el comportamiento del terreno se mantendrá en rango elástico, y no será necesario realizar un cálculo plástico.

4. ENSAYO NUMÉRICO.

4.1. Descripción de la estructura.

En este apartado describiremos la metodología propuesta para la confección de los modelos numéricos y la variación del coeficiente de impacto utilizando el análisis dinámico de puentes de luces cortas sometidos al paso de trenes de alta velocidad.

Los viaductos que se ponen en estudio, a modo de ensayo numérico, son lo suficientemente simples como para no perder de vista los fenómenos que se estudian. Concretamente son viaductos de un solo vano, los cuales se apoyan en dos estribos, siendo ambos iguales.



Los estribos utilizados, tienen la morfología correspondiente a los elementos habitualmente presente en estas estructuras, y su modelo estructural representa su comportamiento de forma precisa, y lo mismo puede decirse del tablero.

Los modelos que se han realizado, varían sus luces desde los 5 metros hasta los 30, apoyándose en todos los casos en estribos de 10 metros de altura. Realizaremos estudios para diferentes cimentaciones profundas que variaran unas de las otras en las longitudes de pilotes y en la rigidez del terreno donde simulamos el modelo, el cual también variara en 3 valores de rigidez (55MPa, 500MPa Y 1800 MPa).

Las secciones utilizadas para el tablero, varían su canto en función de la luz, habiéndose utilizado para su representación y discretización, un programa CAD, para facilitar dichas actividades. Son secciones tipo losa, siendo aligeradas en el caso de que la luz a salvar, sea mayor a 12 metros, y macizas en caso contrario. Ejemplos de estos tipos de secciones se pueden encontrar en las siguientes imágenes:

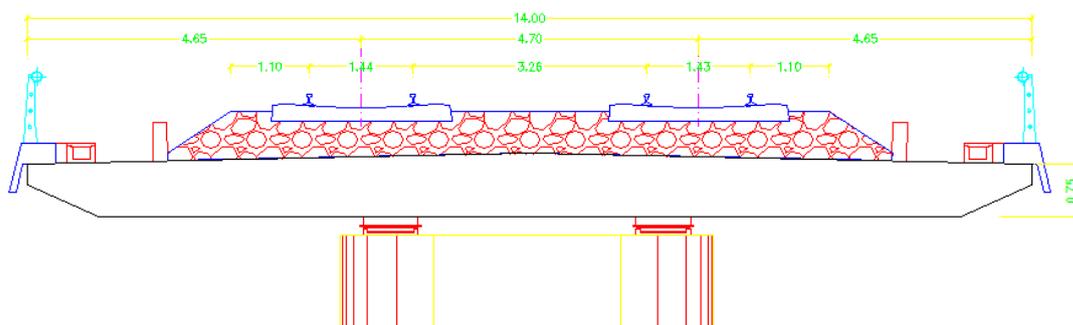


Ilustración 6. Sección transversal utilizada para la luz 9 metros.

Para el caso de las secciones aligeradas, la disposición y magnitud de los aligeramientos, varía en función de la luz.

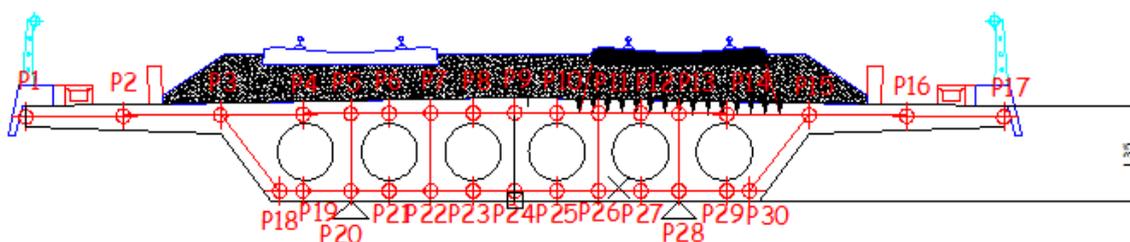


Ilustración 7. Sección transversal utilizada para una luz 14 metros.

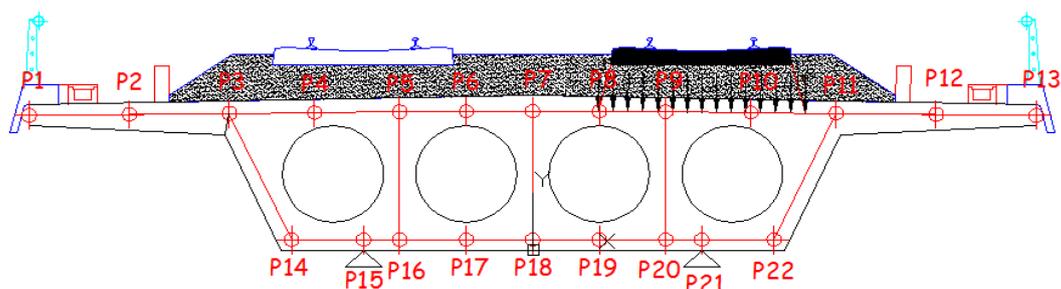


Ilustración 8. Sección transversal utilizada para una luz de 25 metros.

El ancho de la losa, como puede observarse, en las anteriores representaciones es de 14 metros que es el ancho estándar de las líneas de doble vía y anchura de vía europeo

Los estribos, son para todos los modelos de tipo cerrado, como es habitual en este tipo de estructuras, y se componen de una zapata de 14 x 14 x 2 sobre la que descansan el muro frontal de 2 m de espesor y 10 m de altura, y los muros laterales (aletas) de 1 m. La zapata se encuentra enrasada en vertical con las aletas y vuela 2 metros en la zona de la puntera.

4.2. Descripción de los modelos de los tableros.

En este apartado describiremos de forma genérica, como son las características y como se han modelado cada uno de los tableros, para a continuación describir, en detalle un modelo en concreto, y las características de los demás se incluirán en los anexos del documento, para no hacer demasiado largo el mismo.

La tipología “losa”, se puede definir 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. El aligeramiento, podrá tomar diversas formas, e incluso podrá ser interior o exterior, optándose en este caso, por un aligeramiento cilíndrico, creciendo su cuantía con la longitud del puente.

Este aligeramiento cilíndrico produce unas secciones transversales más pesadas y más rígidas que el prismático. Constructivamente, se podría decir además, que los tableros con aligeramientos cilíndricos se hormigonan muy bien de una sola vez, ya que la forma circular interior permite que penetre bien el hormigón sin dejar coqueas.

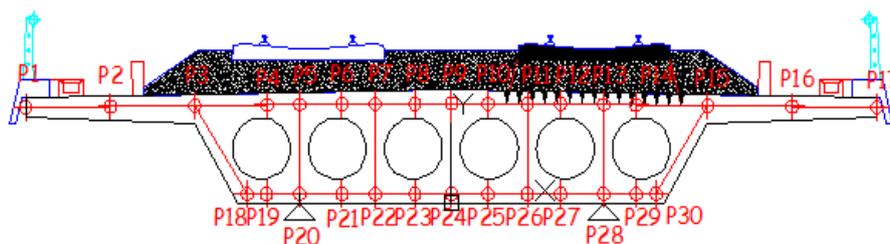


Ilustración 9. Aligeramientos cilíndricos para un puente de vano 20 metros.



El ámbito de luces que se cubre con este tipo de puentes va desde los más pequeños hasta los 50 o 60 m de luz. El peso propio, que es una de las solicitaciones más importantes de cualquier puente, no resulta excesivamente gravoso para estas luces, con lo cual las exigencias de máximo aligeramiento del puente no están excesivamente presente en esta tipología.

Cabe destacar que en los modelos que realicemos, los cantos serán constantes.

Para el tablero, vamos a usar elementos placas, como hemos indicado en apartados anteriores, dispuestos tanto a lo largo de la losa superior, como de la losa inferior como de los hastiales, para el caso de las losas aligeradas.

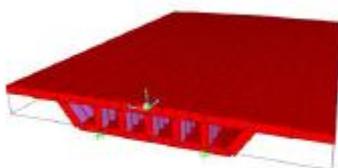


Ilustración 10. Modelo con elementos placa.

El espesor de cada uno de los elementos se ha ajustado a los espesores reales de cada uno. La metodología seguida ha sido la de sacar el área de cada uno de los elementos y después dividir por su longitud, 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 podría decir que el espesor de los elementos se ha ajustado para conseguir una sección con la misma área (misma masa) que el tablero real.

La dimensión característica de la malla es de 0,5 m, siendo esta la distancia entre las secciones longitudinales. Un ejemplo tipo, se puede observar en la siguiente imagen:

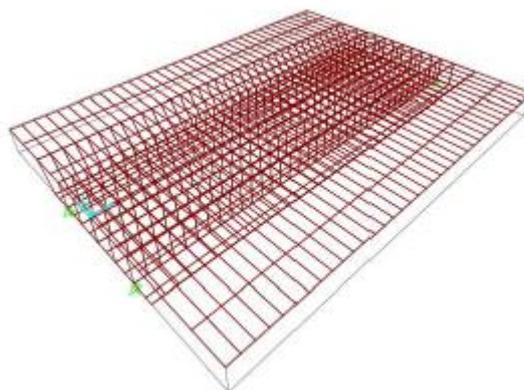




Ilustración 11. Modelo utilizado para uno de los tableros.

Se incluyen diafragmas en los apoyos, siendo modelados estos sin masas, con elementos placa, para no duplicar la masa correspondiente a las placas longitudinales, con un espesor de 1 m en todos los modelos.

Las masas correspondientes a las cargas permanentes como pueden ser las del balasto, traviesas, carriles, etc, se han añadido de forma que estén distribuidas sobre los elementos de la losa superior sobre los que se encuentran situadas (concepto de masa añadida), como se puede observar en la siguiente imagen:

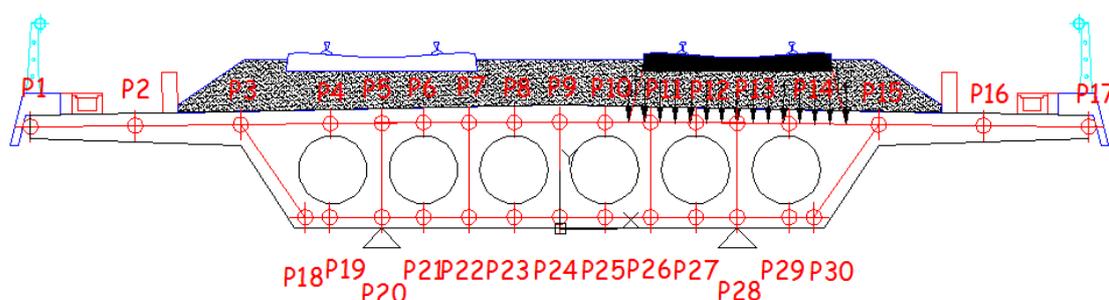


Ilustración 12. Distribución de masas sobre la losa superior.

Las características del material que se ha elegido para las condiciones de apoyo corresponden a:

- Módulo de Elasticidad: $E = 3 \cdot 10^7$ (Kn/m²).
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$
- Peso específico: $\rho = 25$ (Kn/m³)
- Amortiguamiento: $\xi = 3$ %

Las características de rigidez que hemos utilizado se corresponden con las de un hormigón estructural del tipo de los que se usan para puentes, con resistencias en torno a los 40 MPa.

El peso específico utilizado es el que se usa habitualmente para los cálculos, que si bien puede parecer un poco elevado para un hormigón en masa, no lo es tanto cuando consideramos la armadura que suelen llevar este tipo de puentes.

Si es cierto que el valor del amortiguamiento es un poco más desconocido y por tanto difícil de prever.

Si utilizamos lo que aparece en el cuadro B1, de la IAPF-07, de acuerdo a lo explicado en dicho cuadro para nuestro caso (es cierto que puede variar en función de la luz como indica la tabla) el amortiguamiento previsto estará por encima del 2% (2,1 para el peor de los casos).

En la tabla 4.2 de la NCSP-07 se recogen las recomendaciones, del índice de amortiguamiento que debemos de tomar estando entre un 3 % para el sismo frecuente de cálculo y un 5 % para el sismo último de cálculo.

Es por ello que, adoptamos para el presente estudio el valor del 3% de amortiguamiento, que está en el rango de lo que cabe esperar para este tipo estructural.



Se van a realizar, como se puede prever al observar el apartado 2.1, dos tipos de análisis distintos de las estructuras, mediante superposición modal por una parte y de forma directa por otra.

Para la superposición modal el parámetro del amortiguamiento es directamente el porcentaje respecto del amortiguamiento crítico, pero para el análisis directo es preciso estimar los coeficientes de Rayleigh.

Como se dispondrán de los resultados, para cada uno de los modelos del análisis modal, se tomarán los valores de las frecuencias naturales, correspondientes al primer modo y del modo último que hayamos tomado (serán 300), con sus correspondientes periodos.

Los coeficientes de Rayleigh, se utilizan para formar la matriz de amortiguamiento.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{48}$$

Como hemos dicho anteriormente, los análisis que realizamos normalmente, para las luces estudiadas son de 300 modos, por tanto el valor de α y β , sería el siguiente:

$$\alpha = 2\xi \frac{w_1 w_{200}}{w_1 + w_{200}} \tag{49}$$

$$\beta = 2\xi \frac{1}{w_1 + w_{200}} \tag{50}$$

4.2.1. Aplicación de las cargas dinámicas.

Para comprender la aplicación de las cargas es preciso describir en primer lugar en que consiste el Tren Dinámico Universal-A de IAPF, que es la acción dinámica considerada.

El cálculo dinámico debe obtener la envolvente de todos los trenes posibles para todas sus velocidades de circulación. Para garantizar esto en todas las líneas interoperables pertenecientes a las redes transeuropeas de alta velocidad se utilizara el método HSLM (High Speed Load Model).

El tren dinámico universal A queda definido en la IAPF-07 por la acción conjunta de una familia de 10 trenes articulados. Cada tren está formado por dos locomotoras y un cierto número de coches de pasajeros, con cargas iguales en todos los ejes. La familia se obtiene variando el número de coches, la distancia entre ejes y las cargas por eje, como se indica en la figura C1 y cuadro C1.

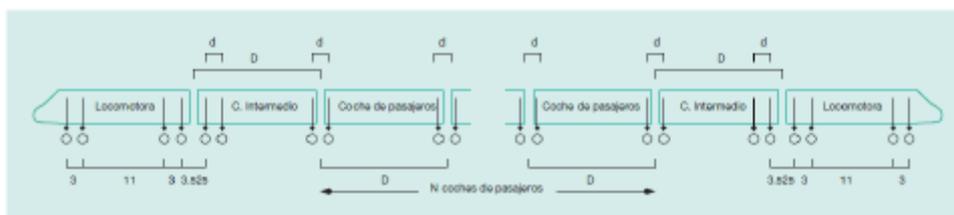


FIGURA C.1: DEFINICIÓN GRÁFICA DEL TREN DINÁMICO UNIVERSAL-A [DISTANCIAS EN METROS].

Ilustración 13. Representación del tren dinámico universal -A.



Las cargas que se han descrito son las siguientes:

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS N	LONGITUD DEL COCHE D [m]	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE d [m]	CARGA NOMINAL POR EJE P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Ilustración 14. Características de los trenes definidos en la IAPF-07.

Hemos considerado que la velocidad de proyecto es de 350 Km/h, y por ello hacemos un “barrido” de velocidades que van desde los 20 km/h hasta $1,20 \cdot V_{\text{proyecto}}$, es decir, hasta 420 Km/h, para cada una de esas composiciones.

Para simular las cargas del tráfico se usan los nudos que se encuentran bajo la vía, disponiendo sobre cada uno de ellos una carga proporcional a la que recibe la traviesa. Para ello se supone que la traviesa reparte la carga que recibe del eje de forma uniforme al balasto, y que este lo hace también de forma uniforme hacia abajo con una pendiente 4:1. Esto se puede observar en la siguiente imagen, para el caso de losa maciza y luz de 10 metros.

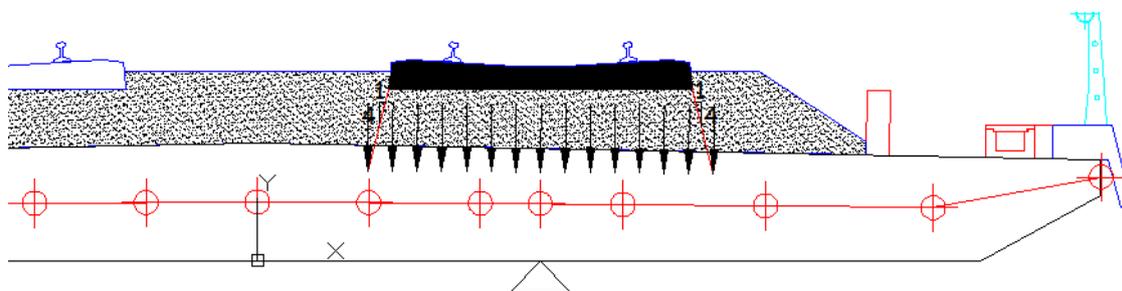


Ilustración 15. Reparto de cargas utilizado para sección de 10 m de luz.

Este tipo de reparto de cargas es el que se utiliza habitualmente en las fases de proyecto de las estructuras y es el que propone la IAPF-07, concretamente en su figura 2.3:

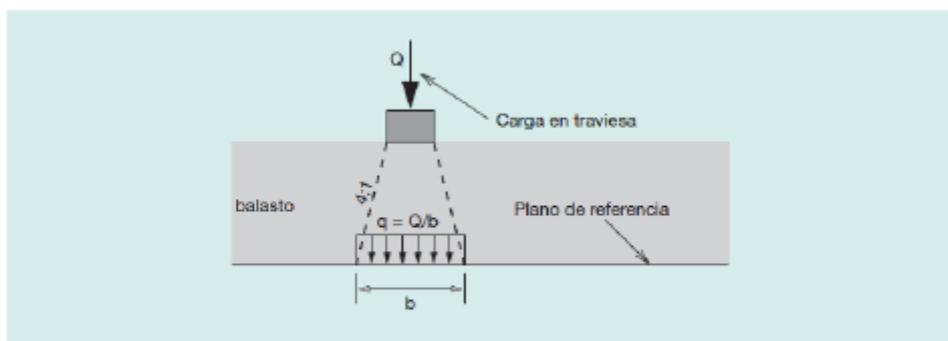


FIGURA 2.3. REPARTO LONGITUDINAL DE UNA CARGA PUNTUAL SOBRE TRAVIESA A TRAVÉS DEL BALASTO

Ilustración 16. Reparto de las cargas.

Con este criterio se calcula la carga que se debe disponer sobre cada nudo para conseguir que la suma total sea 1, y sean proporcionales a la carga recibida.

Estos tipos de modelos, (de luces cortas), tienen una gran sensibilidad al reparto de dichas cargas, que es tanto mayor, cuanto mayor es la relación entre el ancho y la luz que queremos salvar. Esto es debido en gran medida a la torsión que se produce en el tablero, por el reparto y disposición de estas cargas. Si se tratarán por ejemplo de modelos de tipo cajón, esta sensibilidad sería menor (por tener mayor rigidez a torsión).

Generamos una función de carga temporal para cada tren y cada velocidad de cálculo. Puesto que hay 41 velocidades (desde 20 km/h hasta 420 km/h) y 10 tipos de trenes (desde el A1 hasta el A10), generamos un total de 410 funciones de carga.

Cada función de carga se compone de una sucesión de rampas de subida de carga y rampas de bajada de carga, que representan el reparto longitudinal de cada carga móvil entre la sección de cálculo y sus colindantes.

La pendiente de la rampa se determina con la velocidad de paso correspondiente a cada situación, y la distancia entre secciones consecutivas, en nuestro caso 0,5 m. La amplitud de la carga, la fija el valor de la carga nominal por eje de cada tren.

El intervalo de tiempo que transcurre desde que se inicia un triángulo de carga hasta el siguiente, y su posible solapamiento, lo determina la distancia entre ejes del tipo de tren que estamos estudiando y la velocidad de paso.

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, o un tiempo de llegada respecto de la sección inicial, pues se evalúa de acuerdo con su posición en el viaducto y la velocidad de paso del tren.

Es cierto, que si consultamos la normativa(IAPF-07), concretamente en el apartado C.1.1, aparece que el tren dinámico Universal A, se utilizará para los vanos cuya luz es superior a 7 metros, y deja para los menores a esta luz, otro tipo de tren denominado, "Tren Dinámico Universal B". En el caso de los vanos de 5 y 6 metros, según la normativa habría que aplicar dicho tren, pero la aplicación de cargas distintas a las que estamos estudiando, implicaría que



perdiéramos de vista el fenómeno que se quiere representar con el trabajo, al tener acciones distintas.

4.2.2. Descripción modelo losa maciza.

En este apartado describiremos con más detalles las características geométricas de uno de los modelos realizados con el tablero de tipo losa maciza. Concretamente el elegido es el tablero que intenta resolver una luz de 10 metros con un canto de 0.85 m. En la siguiente imagen puede observarse su sección transversal:

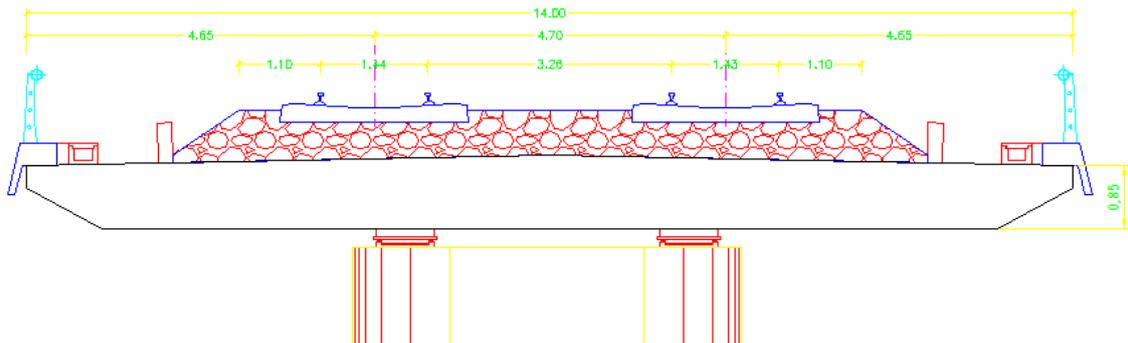


Ilustración 17. Sección transversal 10m canto 0.85

Vamos a discretizar dicho modelo:

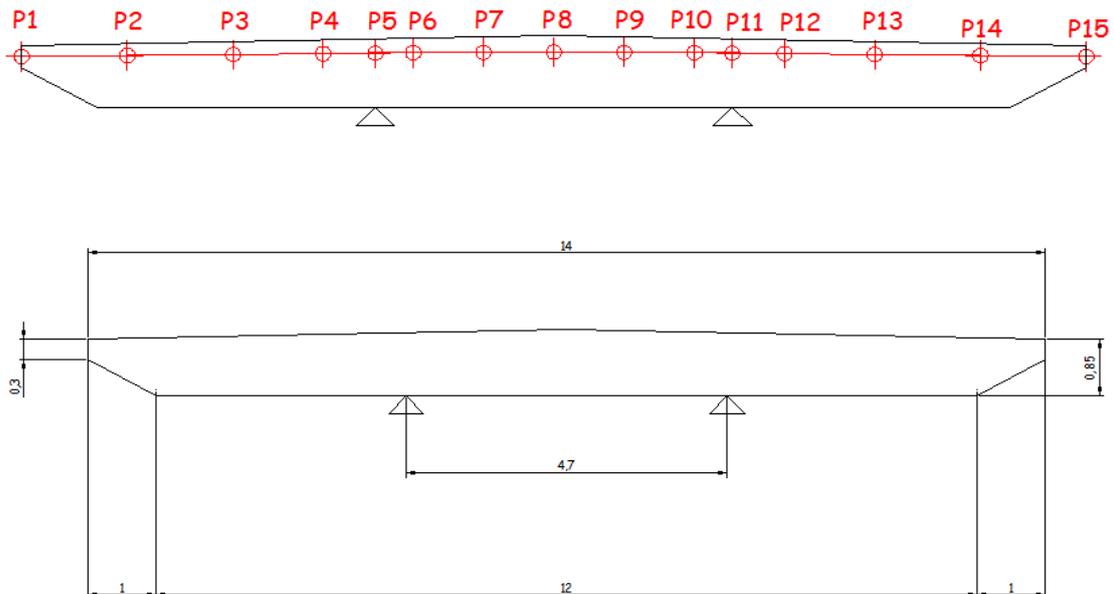


Ilustración 18. Discretización y dimensiones utilizadas para el modelo de 10m de vano.



El espesor de cada uno de los elementos que conforman la sección se ajusta para conseguir una sección con la misma área (misma masa) que el tablero real, teniendo los siguientes espesores para este modelo:

Elemento Origen	Elemento Final	Espesor del tablero
P1	P2	0.666
P2	P3	0.891
P3	P4	0.917
P4	P5	0.93
P5	P6	0.948
P6	P7	0.962
P7	P8	0.98
P8	P9	0.98
P9	P10	0.962
P10	P11	0.948
P11	P12	0.935
P12	P13	0.917
P13	P14	0.891
P14	P15	0.666

Ilustración 19. Tabla con espesores de los elementos utilizados.

Las masas que gravitan sobre los distintos elementos se han considerado de la siguiente disposición:

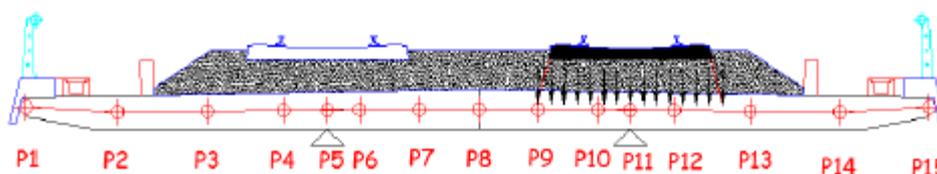


Ilustración 20. Disposición de cargas y elementos sobre el modelo.

Como podemos observar, desde el nodo 1 al nodo 2 de la discretización realizada, gravitan tanto la imposta como la canaleta. A esta zona la denominaremos “Banda de Masa 1”. Al ser simétrica la sección, desde el nodo 14 al nodo 15 gravitan los mismos elementos, denominando en este caso a dicha zona “Banda de Masa 2”.

El peso de estos elementos se han considerado los siguientes:

- Impostas : 5.5 (kNm)
- Canaletas: 1.78 (kNm)



La longitud de elemento que va desde el nodo 1 al nodo 2, y del 14 al 15, es de 1.3912, por lo que la masa que esto añadiría al modelo, si la representamos en forma de tabla según los datos anteriores sería:

	kN/m	masa kN/m/s2	
Impostas	5,5	0,560652396	
Canaletas	1,78	0,181447503	
L Banda	1,3912	0,742099898	0,63342431

Ilustración 21. Valor obtenido de masa para las Bandas de Masa 1 y 2.

Como podemos apreciar en la ilustración 11, desde el nodo 2 al 14, gravitan tanto el balasto, los carriles, las traviesas y los muretes guardabalasto.

El peso de los elementos se han considerado los siguientes:

- Balasto: $18 \left(\frac{Kn}{m^3}\right)$ (tal y como aparece en el apartado 2.1 de la IAPF-07).
- Carriles: $60,34 \left(\frac{kg}{m}\right)$ (según el cuadro D1 de la IAPF-07, utilizando carril UIC-60).
- Traviesas: $325(kg)$ (según el cuadro D2 de la IAPF-07, utilizando traviesa de hormigón monobloque).
- Murete Guardabalasto: $25\left(\frac{Kn}{m^3}\right)$ (peso específico habitual de los muretes).

Con todos estos pesos, y sabiendo el área de algunos de los elementos en caso de que sea necesario (muretes y balasto), o el número existentes de los mismos (traviesas o carriles), nos queda sabiendo que la longitud de la banda de masa que denominaremos “Banda de Masa 2 es 11.2177 m:

Peso de balasto	5,2663	18	9,66293578	kN/m*s2/m
Peso de los carriles	60,34		0,24136	kN/m*s2/m
Peso de las traviesas	650	1093,33333	1,08333333	kN/m*s2/m
Murete Guradabalasto	0,2	25	0,509684	kN/m*s2/m
L banda	11,2177		11,4973131	1,02492606

Ilustración 22. Valor obtenido de masa para la banda de masa 3.

Una vez añadidos estas masas, el modelo queda como sigue:

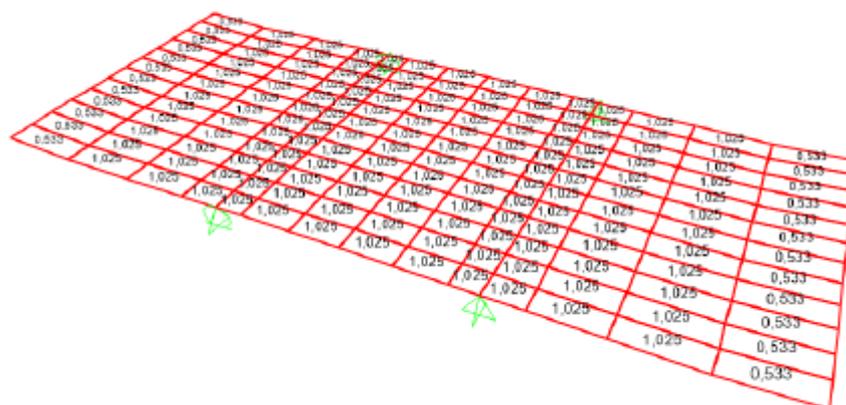


Ilustración 23. Masas añadidas en el modelo.

Para simular las cargas de tráfico, se utiliza como se ha comentado en el apartado anterior, los nudos que se encuentran bajo la vía, disponiendo sobre cada uno de ellos una carga proporcional a la que recibe la traviesa, teniendo en cuenta, tanto, la distancia de los elementos, como su disposición en el propio modelo, cuestión que puede observarse en la ilustración 20.

Para el modelo que se está describiendo las cargas que reciben los nudos son las siguientes:

Puntos P	
Nº NODO	CARGA
8	0.000904
9	0.161184
10	0.2483097
11	0.20086
12	0.20086
13	0.19065

Ilustración 24. Distribución de las cargas P.

4.2.3. Descripción modelo de losa aligerada.

Una vez acabada la descripción de la losa maciza, la losa aligerada tiene multitud de razonamientos, e incluso cálculos que son iguales. Realizaremos en este apartado, la descripción de un ejemplo, de la losa aligerada que intenta salvar una luz de 18 metros, con un canto de 1.50 metros.

A continuación, se muestra la sección para este caso:

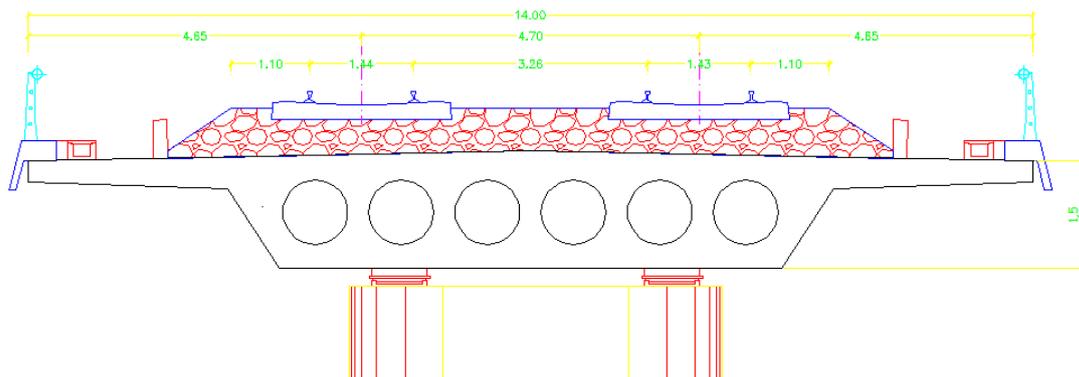


Ilustración 25. Sección transversal losa 18 m canto 1.50m

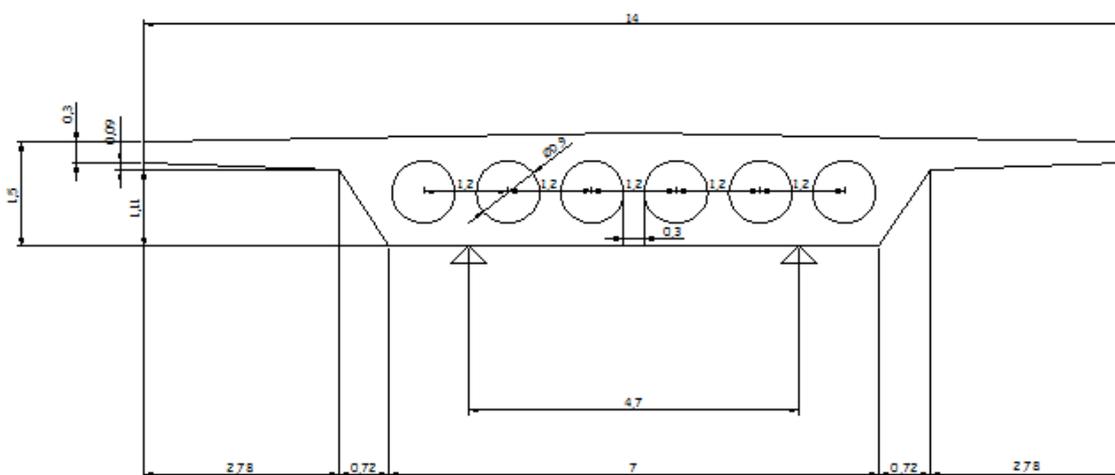


Ilustración 26. Definición geométrica sección de 18 m.

La discretización que hemos utilizado para este modelo es la siguiente:

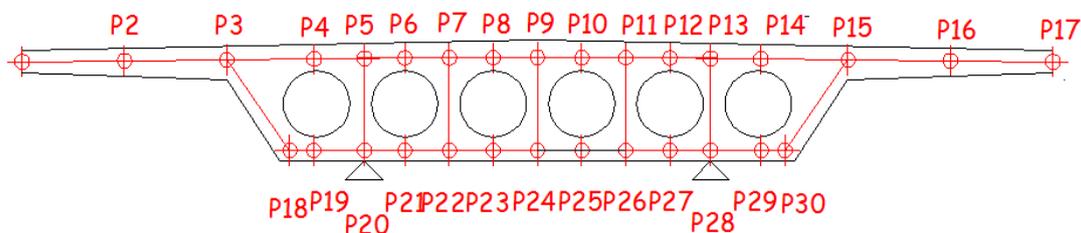


Ilustración 27. Discretización utilizada para la luz de 18 m.

De igual manera que en el caso de la “losa maciza”, el espesor de cada uno de los elementos se ajusta para conseguir una sección con la misma área (misma masa) que el tablero real, teniendo los siguientes espesores.



Elemento Origen	Elemento Final	Espesor del tablero
P1	P2	0.337
P2	P3	0.410
P3	P4	0.397
P4	P5	0.368
P5	P6	0.375
P6	P7	0.387
P7	P8	0.398
P8	P9	0.410
P9	P10	0.410
P10	P11	0.398
P11	P12	0.387
P12	P13	0.375
P13	P14	0.368
P14	P15	0.397
P15	P16	0.410
P16	P17	0.337
P18	P19	0.322
P18	P19	0.322
P19	P20	0.338
P20	P21	0.333
P21	P22	0.337
P22	P23	0.339
P23	P24	0.339
P24	P25	0.339
P25	P26	0.339
P26	P27	0.337
P27	P28	0.333
P28	P29	0.338
P29	30	0.322
HASTIAL EXT. IZQDO		0.398
HASTIAL EXT. DER.		0.398
HASTIALES INTERIORES		0.338

Ilustración 28. Diferentes espesores.

Las masas que gravitan sobre los elementos se han considerado de igual forma que en el caso de losa maciza, solo que en este modelo los elementos sobre los que gravitan esas masas son distintos, según la siguiente imagen:

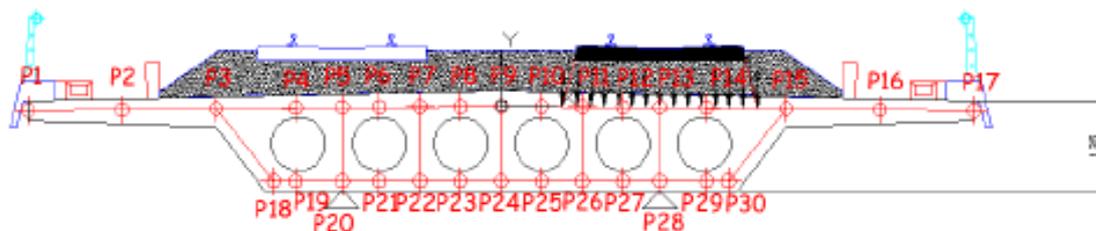


Ilustración 29. Disposición de cargas y elementos en el modelo.

El concepto de las 3 bandas de masa no han cambiado, y las mismas cargas que en la losa maciza.

Las cargas P en este caso, quedan repartidas de la siguiente forma:

Puntos P	
Nº Nodo	Carga
10	0.0233
11	0.179922
12	0.200407
13	0.21501
14	0.202205
15	0.178867

Ilustración 30. Valores de las cargas.

4.3. Descripción del modelo de la subestructura.

Como se ha comentado en apartados anteriores, se van a modelar viaductos de un solo vano, apoyados sobre estribos.

Para tener la seguridad de la idoneidad de la modelización empleada, se ha consultado el documento *“Influencia de las condiciones de contorno en el modelo de interacción suelo-estructura para el análisis dinámico de puentes sometidos al paso de trenes de alta velocidad”*, del profesor Antonio Martínez de la Concha, concretamente su apartado 3.

En dicho apartado, se persigue poder calibrar los parámetros necesarios para poder construir un modelo más complejo, entre los que se encuentran las condiciones de contorno, del terreno, el tamaño de terreno que es necesario incluir en el modelo, o el tamaño de la malla.

Todas las decisiones con respecto a implementar los modelos, se han realizado con arreglo a dicho documento.



El estribo se ha discretizado con elementos placa los muros, y con elementos sólidos la cimentación. Las dimensiones de dichos estribos son de un espesor de 2 m en el muro frontal y 10 metros de altura, muros laterales de 1 m de espesor, y una cimentación de 14x14x2.

La peculiaridad de la zapata radica en las tierras que incluye en su “interior”, es decir, entre las aletas y el trasdós (interior) 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.

En el modelo se incluye, como hemos comentado el terreno, teniendo este una anchura de 42 metros, y puesto que las zapatas tienen una anchura de 14 metros, alrededor de las cimentaciones hay una franja de terreno de 10 metros (a cada lado).

El espesor de terreno (profundidad incluida en la discretización), va a depender de la profundidad del pilote del modelo que estemos estudiando en cada caso. Como hemos dicho anteriormente, la profundidad de pilotes para la que se va a estudiar cada luz de puente va desde los 4 hasta los 16 metros.

En el estudio se incluirán dos terrenos con diferentes propiedades, por un lado ira un terreno de 55 MPa, 500 MPa o 1800 MPa, en función del modelo que estudiemos. Esta primera franja de terreno tendrá la misma profundidad que la que indique la profundidad del pilote.

Habrà un segundo terreno con una rigidez mayor. Su profundidad será 20 metros por debajo de lo que indique la profundidad del pilote en el primer terreno.

Por lo que la profundidad del terreno variará desde los 24 metros de profundidad para los pilotes de 4 metros hasta los 36 metros de profundidad para el caso de pilotes de 16 metros. Teniendo en cuenta la profundidad desde el inicio del pilote, desde la base de la zapata del estribo.

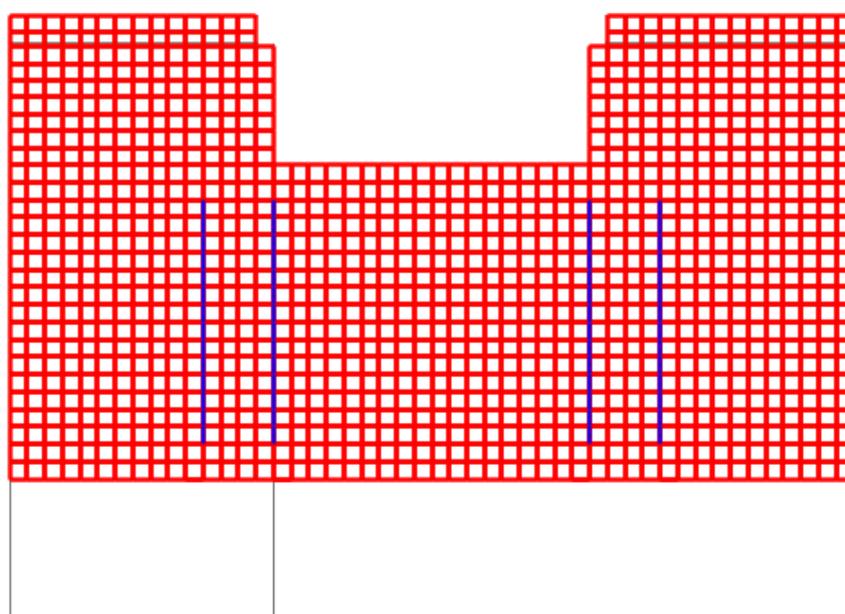


Ilustración 31. Profundidad del terreno.



Las condiciones de contorno en la cara inferior y los laterales del terreno se corresponde con la restricción de los desplazamientos perpendiculares a la cara, que estamos modelando, que si bien no cumplen las condiciones dinámicas desde el punto de vista teórico, se han demostrado lo suficientemente precisas desde el punto de vista práctico, con lo presentado en el documento del Profesor A. Martínez de la Concha, apareciendo este respecto lo siguiente:

“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 suficientemente precisa para la evaluación de los desplazamientos máximos producidos, y la obtención del coeficiente de impacto”.

En nuestro estudio, hemos realizado, el estudio de los diferentes modelos de puentes sobre tres tipos de terrenos, para comparar los resultados y ver la influencia que en ellos tiene la rigidez del terreno. A continuación se muestran los tres terrenos que hemos estudiado y anteriormente hemos mencionado ligeramente a lo largo de la presente memoria.

Tipo Terreno	E (Mpa)
I	1800
II	500
III	55

Ilustración 32. Tabla de rigidez del terreno.

- Terreno Tipo I, es un terreno de roca compacta, suelo granular denso.
- Terreno Tipo II, es un terreno granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme o muy firme.
- Terreno Tipo III, es un terreno granular suelto, o suelo cohesivo blando.

Haciendo un pequeño resumen, se puede decir que las características del terreno son las siguientes:

- Módulo de elasticidad: $E = 55/500/1800$ (MPa).
- Módulo de Poisson: $\nu = 0,35$
- Peso específico: $\rho = 20 \left(\frac{Kn}{m}\right)^2$
- Amortiguamiento $\xi = 3$ %.

Se considera un amortiguamiento del 3%, el cual es un poco difícil de preveer, pero tomamos este valor siguiendo las recomendaciones de las NCSP-07, que nos dice en su apartado 8.2.3. lo siguiente: *“amortiguamiento interno podrá determinarse mediante ensayos de campo o de*



laboratorio. A falta de medidas directas, y para aceleraciones de cálculo inferiores a 0.10 g, podrá adoptarse un valor de 0.03 para el índice del amortiguamiento interno”.

Este valor, es un valor que no alterará el carácter comparativo de los resultados de este estudio, por lo que se encuentra en un rango adecuado.

4.4. Parámetros de estudio.

Tras realizar el análisis de cada paso de carga, se obtienen los resultados de desplazamientos y aceleraciones en todos los nudos.

En cada uno de los modelos estudiados, nos fijaremos en los resultados correspondientes al centro del vano, y concretamente, al nudo, que se encuentre en el centro de la vía que vamos a cargar.

El nudo a estudiar cambiará en cada modelo, en función de la discretización utilizada y luz estudiada, del cual se obtendrán los resultados de desplazamientos y aceleraciones en cada análisis.

A modo de ejemplo, nos vamos a fijar en el modelo de luz 9 metros, y nos fijamos en el nudo 11.

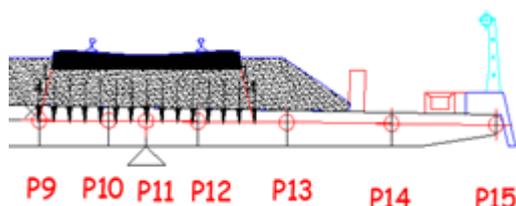


Ilustración 33. Nudo utilizado para obtener datos en la luz 9 metros.

El nudo en estudio, que variara como hemos dicho anteriormente en cada modelo, del cual obtendremos los resultados de desplazamientos y aceleraciones para cada análisis. En nuestro estudio hemos realizado tanto análisis por superposición modal como análisis de integración Directa. Los resultados obtenidos por este último análisis serán los que tendremos en cuenta a la hora de tomar las conclusiones que sacamos de este estudio.

A modo de ejemplo, vamos a extraer en este apartado las gráficas de los desplazamientos máximos y aceleraciones verticales (dirección z), del nudo específico para el paso del tren más resonante (A3 a 380 km/h.), para un modelo con terreno y con una cimentación que cuenta con un pilote de profundidad 8 metros.

A continuación, se muestran las gráficas de Desplazamientos y Aceleraciones para el paso del tren más resonante sobre el nudo indicado anteriormente:

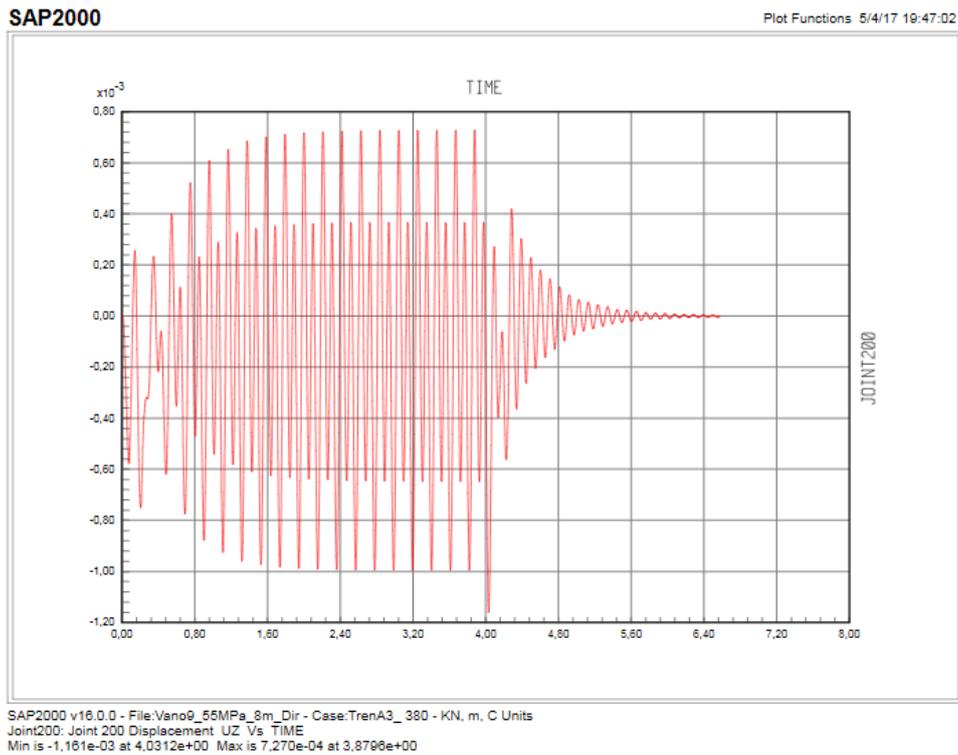


Ilustración 34. Gráfica de desplazamientos.

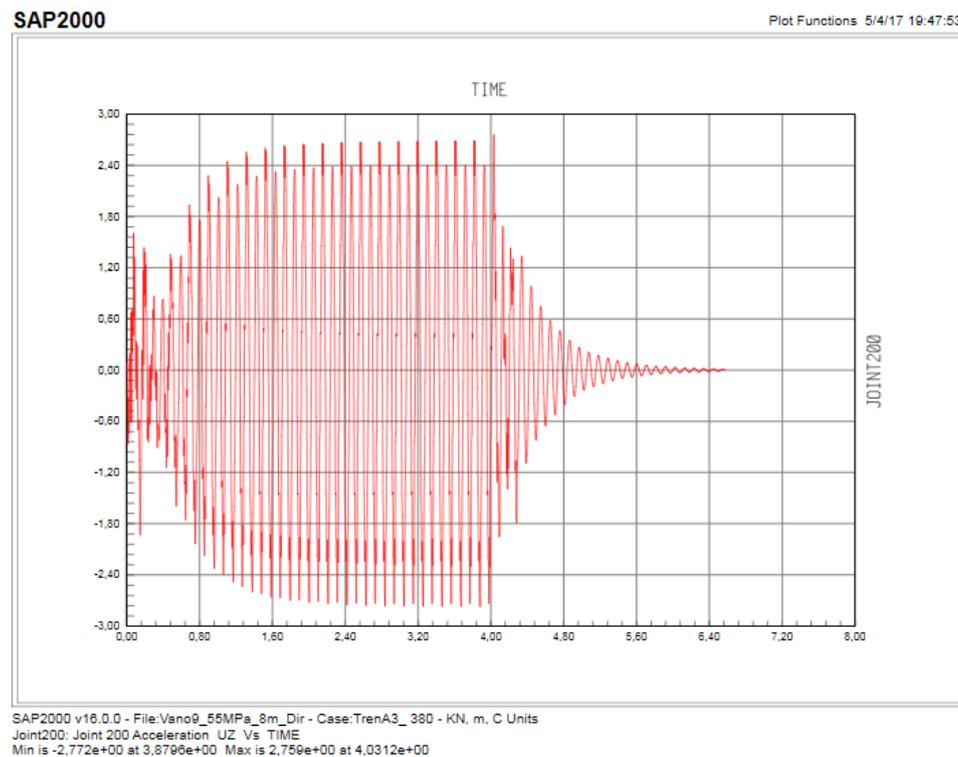


Ilustración 35. Gráfica de aceleraciones.



De estas gráficas nos quedaremos con los desplazamientos y aceleraciones máximos, que serán los datos que utilizaremos en los análisis de sensibilidad.

Con el desplazamiento máximo, y conociendo el valor del desplazamiento con respecto al tren que circula a 20 (km/h), que simula la estática, como hemos destacado anteriormente. Nos encontramos en disposición de conocer el coeficiente de impacto, a través de la siguiente expresión:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad (51)$$

Donde:

- *maxS_{din,al}*: *Solicitud dinámica máxima debida a todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación.*
- *S_{est,po}*: *Solicitud estática debida al tren tipo definido en 2.3.1.1, situado en la posición más desfavorable.*

Como se puede observar, dicho coeficiente se define en la IAPF-07, como una relación entre solicitaciones, que podría variar de un elemento estructural a otro dentro de la misma estructura, en condiciones normales se puede considerar que existe una relación lineal entre los desplazamientos y las solicitaciones del puente:

$$\Phi = \frac{\delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}} = \frac{S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad (52)$$

Donde:

- *δ_{est,tipo}, S_{est,tipo}*: *Son respectivamente la flecha máxima y la solicitud estática máxima para el tren definido en 2.3.1.1 (Tren U.I.C)*
- *δ_{din,al}, S_{est,tipo}*: *Son respectivamente la flecha máxima y la solicitud dinámica máxima para el tren de cargas real en el rango de velocidades de circulación.*

De esta forma para obtener el coeficiente de impacto, aplicable a las distintas solicitaciones estructurales, a partir de la expresión:

$$\Phi = \frac{\max \delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}} \quad (53)$$

En nuestro caso no contamos con el valor de la flecha estática correspondiente al tren tipo UIC, pero a efectos comparativos utilizaremos la correspondiente al tren que produzca el desplazamiento máximo pero a 20 km/h, que se puede considerar como el desplazamiento debido a la solicitud estática.



5. Análisis de sensibilidad.

Como se ha podido observar a lo largo de la redacción de ésta memoria, se han realizado dos tipos de modelos muy distintos:

- Modelo de tablero aislado, que se utiliza en este tipo de estudios.
- Modelo de estructura completa, incluyendo estribos, cimentación, pilotes y el terreno afectado por la excitación (3 tipos de terrenos diferentes, haciendo referencia a lo expuesto en el apartado 4.3.).

Para la realización del análisis de sensibilidad, nos hemos fijado en una única luz, la luz elegida ha sido la de 9 metros.

5.1. Modelo de tablero aislado.

Para este modelo se ha realizado un único tipo de análisis, correspondiente este, a un análisis con superposición modal, con 200 modos.

La masa movilizada, correspondiente a los 200 modos, supone un 99,997 % del total (la masa movilizada correspondiente a los grados de libertad de desplazamiento vertical es 99,04 %).

Estos datos nos indican que la simplificación correspondiente a la superposición modal es suficientemente precisa, y que por tanto no es necesario, realizar un análisis por integración directa.

En la norma NCSP-07, concretamente en su apartado 4.2.4.1 nos indica, que deberán de considerarse en el cálculo todos aquellos modos cuya contribución a la respuesta estructural sea significativa, considerándose que se cumple la condición anterior si la suma de las masas modales movilizadas alcanza al menos el 90 % de la masa total.

$$\Phi = \frac{1,402143161}{0,532426566} = 2,633495867.$$

5.2. Modelo de estructura completa.

El modelo completo, el cual incluye además del tablero, los estribos con suficiente precisión (elementos placas y elementos sólidos), los pilotes y una franja de terreno adecuada para el caso de 9 metros de luz y 8 metros de profundidad de pilote. Ha sido analizado mediante un análisis de Integración Directa, esta operación ha conllevado un tiempo computacional (aproximadamente de 60 horas de cálculo para cada uno de los 410 transitorios).

Aún así, debido a que nos da resultados mucho más reales, hemos realizado este análisis. No lo hemos realizado para cada uno de los trenes, pero si para dos de ellos, correspondiendo estos, al que producen el mayor desplazamiento vertical en el nodo de estudio y al mismo tren circulando a 20 km/h.



Este análisis al tener en cuenta, que hemos estudiado los modelos para 3 tipos de terrenos diferentes, lo hemos realizado 3 veces para cada luz y profundidad de pilote.

5.2.1. Análisis de sensibilidad al número de modos.

Para la comprobación del número de modos utilizados, se realizó el análisis de sensibilidad para 200, 300 y 500 modos, para el caso del primer tipo de terreno ($E= 55 \text{ MPa}$).

Se comprobó que se obtenían resultados muy similares para los tres estudios, y se decidió bajo la dirección de mi tutor de TFM, realizar solo para el caso de 300 modos. Esta decisión se tomó debido a que el tiempo de computación con 500 modos era más elevado y la diferencia no era de importancia y no iba a modificar nada la valoración de resultados y las conclusiones finales del trabajo.

6. Resultados.

En este apartado, se recopilarán los resultados más significativos, de forma resumida, de los modelos realizados. Como recordatorio, se vuelve a presentar, cuáles han sido los modelos realizados, en función de la luz, el canto y el tipo losa del puente. Destacar que para cada modelo representado en dicha tabla, se han simulado para profundidades de pilote de 4, 6, 8, 10, 12, 14 y 16 metros.

Luz (m)	Canto (m)	Tipo
5	0,4	Maciza
6	0,5	Maciza
7	0,6	Maciza
8	0,7	Maciza
9	0,75	Maciza
10	0,85	Maciza
12	1	Maciza
14	1,15	Aligerada
16	1,35	Aligerada
18	1,5	Aligerada
20	1,7	Aligerada
25	2,1	Aligerada
30	2,5	Aligerada

Tabla 2. Modelos realizados.

El objeto de alguna manera, es constatar hasta qué punto el modelo de la subestructura y el terreno es importante o influyente en la respuesta dinámica de la estructura.



6.1. Valores obtenidos modelo de tablero solo.

En este apartado vamos a calcular los valores que se obtienen para los modelos sin terreno. Vamos a realizar una tabla con los valores de desplazamiento y aceleraciones máximas, que se registran en un nodo central del vano, que se encuentra bajo la vía que estamos cargando.

Decir, que el análisis realizado al modelo de tablero solo es Superposición Modal.

A continuación mostramos los valores obtenidos para cada uno de los modelos analizados.

Luz (m)	Desplazamiento máximo (mm)	Desplazamiento estáticas (mm).	Aceleración máximas (m/sg ²)	Aceleraciones estáticas (m/sg ²)	Coefficiente de Impacto
5	1,47565167	0,7883284	6,28	0,09138724	1,87187431
6	1,31620467	0,65405581	5,37363486	0,06041111	2,01237366
7	1,246919	0,580364	4,323886	0,035804	2,148511
8	1,54592	0,613847	4,366772	0,033066	2,518409
9	1,402143	0,532426	3,961106	0,029518	2,633495
10	1,530112	0,593914	3,796763	0,024627	2,576317
12	1,672409	0,654439	3,612022	0,020382	2,555483
14	3,037752	1,192629	4,751324	0,031198	2,547104
16	2,332961	1,070298	4,342409	0,015622	2,17973
18	2,270141	1,260753	4,013005	0,012564	1,791034
20	2,596271	1,046208	3,40906	0,0134914	2,481599
25	14,598698	3,161795	6,682378	0,02169	4,617218
30	3,2019	1,108543	2,621891	0,006764	2,888384

Tabla 3. Resultados tablero solo.

En el análisis de puentes de pequeña luces se ha mostrado una clara correlación entre las frecuencias de paso de los ejes (velocidad de paso entre distancia a la que se repiten) con las primeras frecuencias naturales cuando se analizan en estos casos de modelos sin incluir el terreno. Por lo que se considera más operativo el análisis para esos casos en cada uno de los trenes universales que el barrido de velocidades en escalones de 10 km/h que propone la normativa.

6.2. Valores obtenidos modelos completos.

Empezamos con los modelos que incluyen terreno, estos modelos se deben de analizar tres veces, para cada tipo de terreno, como hemos destacado anteriormente. A continuación,



vamos a representar las diferentes partes y gráficas que se van obteniendo a medida que vamos realizando los diferentes análisis a cada modelo.

Vamos a representar, a modo de ejemplo, el modelo de puente de luz 5 metros con una profundidad de pilote de 4 metros.

- $E = 55 \text{ MPa}$

Los desplazamientos máximos son, para un análisis con Superposición Modal:

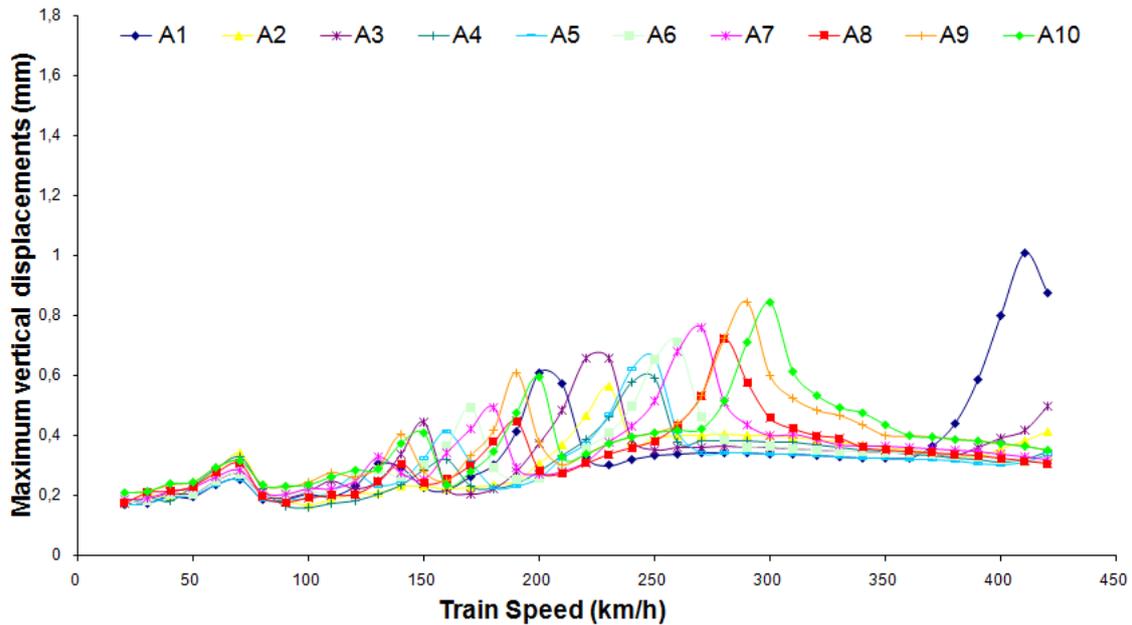


Ilustración 36. Gráfica de desplazamientos máximos (análisis SM).

De este gráfico, debemos de destacar el tren que produce mayor desplazamiento, más que fijarnos en el valor de desplazamiento que produce. Conociendo el tren más resonante (A1 a 410 km/h.), nos encontramos en disposición de realizar el análisis de Integración Directa, y es en éste, donde tomaremos el valor de desplazamiento máximo.

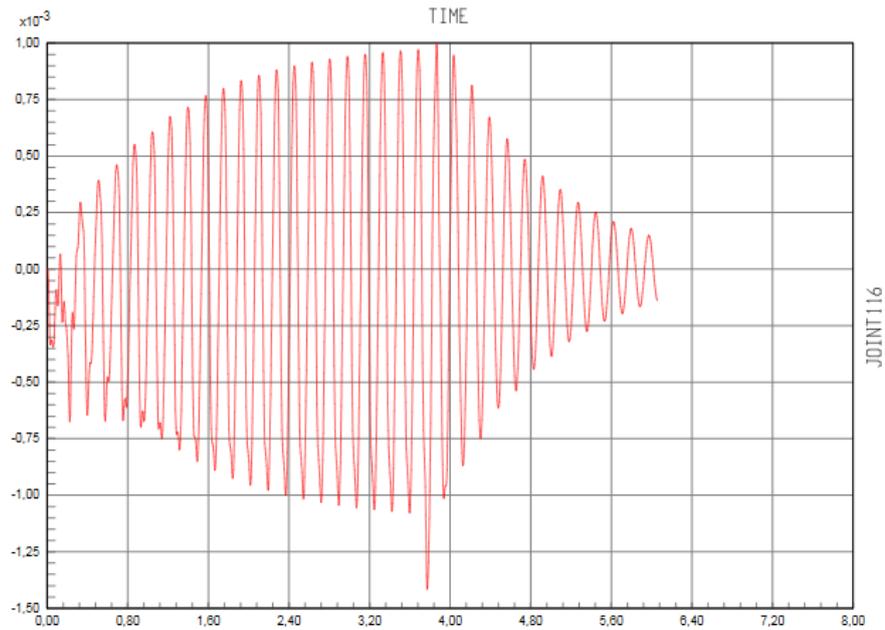


Ilustración 37. Desplazamientos producidos por el tren A1 a 410 (km/h). (Desplazamientos Máximos).

De esta gráfica, podemos obtener el valor del desplazamiento máximo, producido para un modelo de luz 5 metros y profundidad de pilote 4 metros, en un terreno de rigidez 55 MPa, es de 0,9962 mm.

De igual forma operamos para calcular las aceleraciones máximas. Primero realizamos el análisis de Superposición Modal:

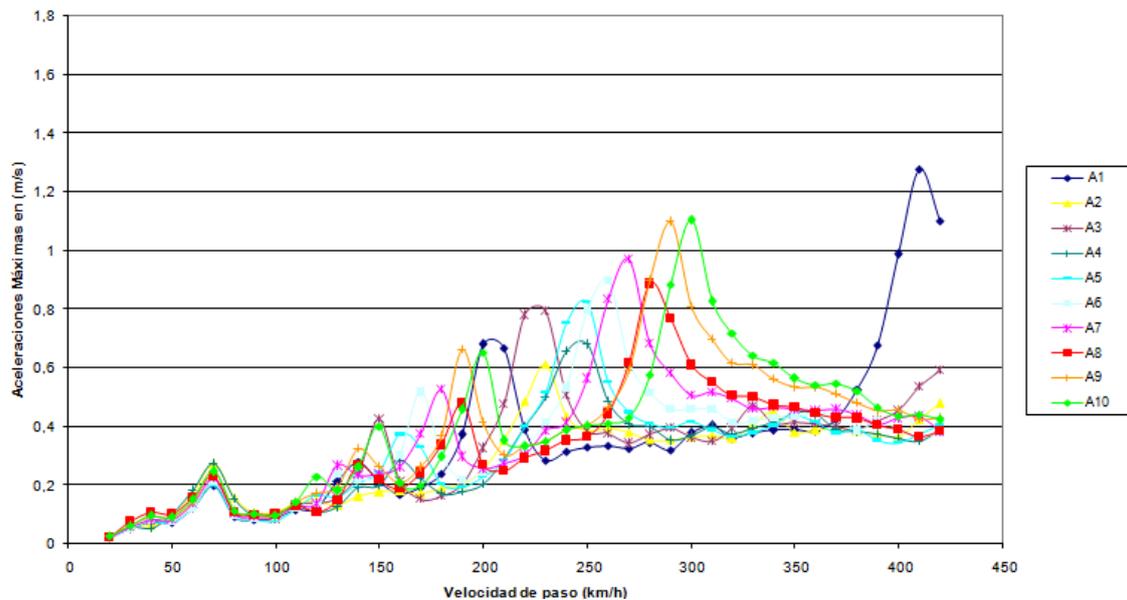


Ilustración 38. Gráfica de aceleraciones máximas (análisis SM).

De este gráfico, debemos de destacar el tren que produce mayor aceleraciones, más que fijarnos en el valor que produce. Conociendo el tren más resonante (tren A1 a 410 km/h.), nos



encontramos en disposición de realizar el análisis de Integración Directa, y es en éste, donde tomaremos el valor de la aceleración máxima.

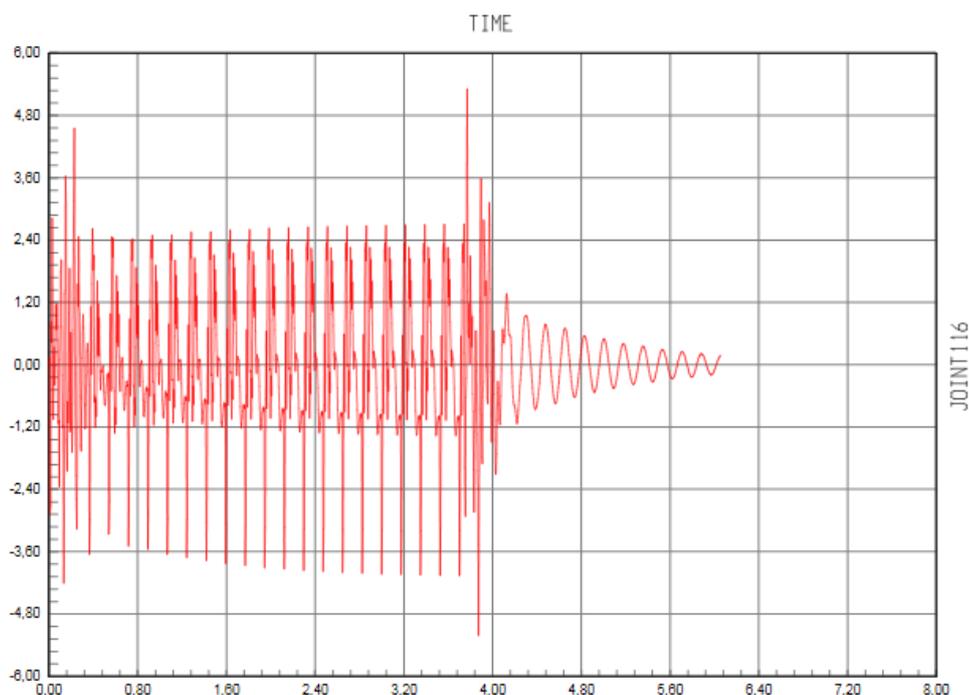


Ilustración 39. Gráfica de aceleraciones máximas (tren A1 a 410 km/h.) (análisis ID).

De esta gráfica, podemos obtener el valor de la aceleración máxima, producida para un modelo de luz 5 metros y profundidad de pilote 4 metros, en un terreno de rigidez 55 MPa, es de 5,311 (m/sg²).

- E= 500 MPa.

En este modelo se realizaría los mismos pasos que para el terreno de rigidez 55 MPa. Primero se realizaría el análisis de SM donde calcularíamos el tren más resonante y que produciría mayores desplazamientos y aceleraciones y a continuación se realizaría el análisis de Integración Directa para calcular los valores exactos de estas dos variables en el tren indicado.

Realizando el análisis de Superposición Modal hemos calculado que el tren que producen los mayores desplazamientos y aceleraciones es el tren A1 a 410 km/h. Una vez conocido el tren, vamos a representar directamente las gráficas de análisis de Integración Directa, para no alargar en demasía el apartado.

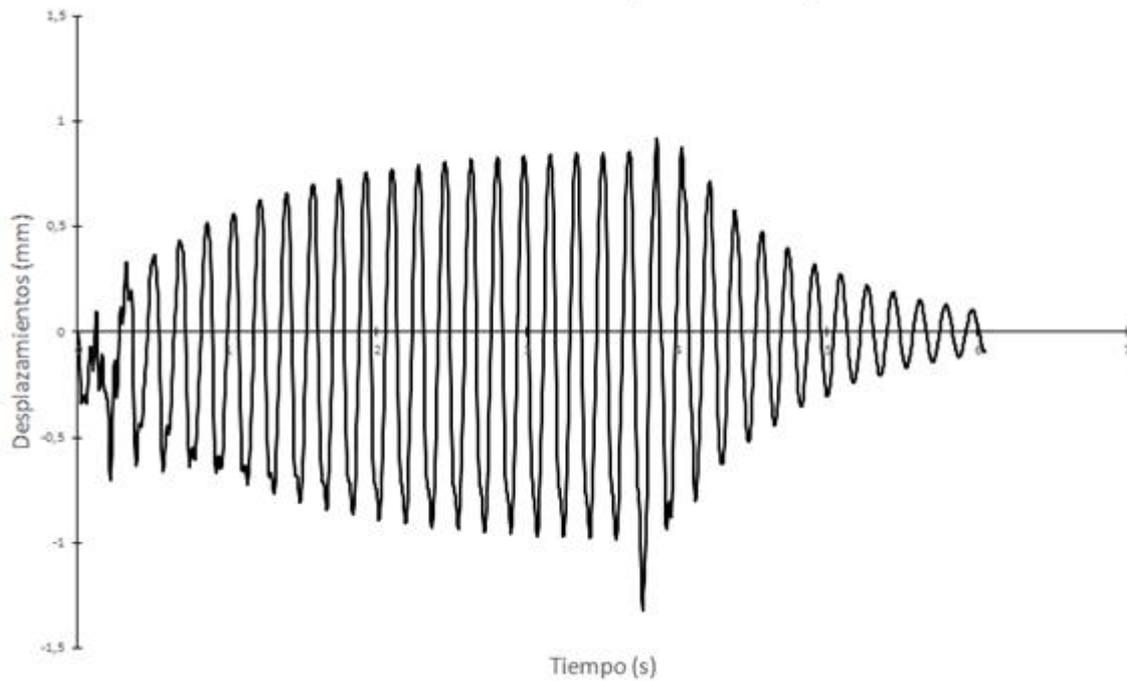


Ilustración 40. Gráfica de Desplazamientos máximos producido por el tren A1 a 410 km/h. Análisis de ID.

De esta gráfica, podemos obtener el valor del desplazamiento máximo, producido para un modelo de luz 5 metros y profundidad de pilote 4 metros, en un terreno de rigidez 500 MPa, es de 1,324 (mm).

Del mismo modo, representamos la gráfica de aceleraciones máximas.

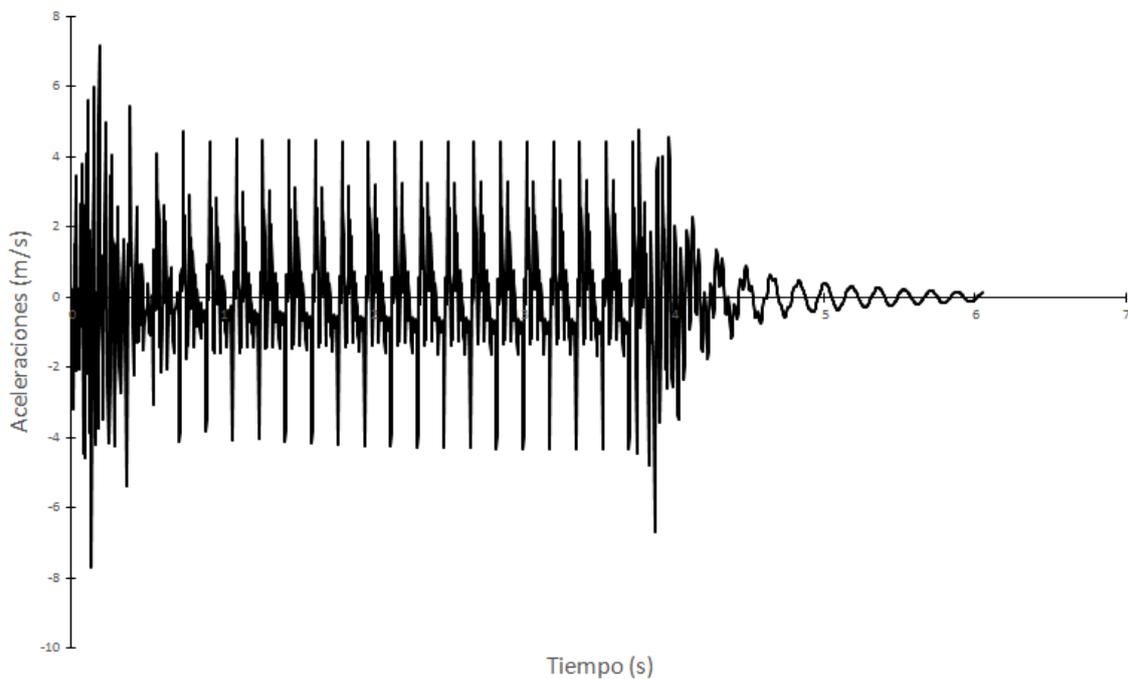


Ilustración 41. Gráfica de aceleraciones máximas producidas por el tren A1 a 410 km/h. Análisis de ID.

De esta gráfica, podemos obtener el valor de la aceleración máxima, producida para un modelo de luz 5 metros y profundidad de pilote 4 metros, en un terreno de rigidez 500 MPa, es de 6,7069 (m/sg²).

- E= 1800 MPa.

En este modelo se realizaría los mismos pasos que en los dos modelos anteriores.

Realizando el análisis de Superposición Modal hemos calculado que el tren que producen los mayores desplazamientos y aceleraciones es el tren A1 a 410 km/h. Una vez conocido el tren, vamos a representar directamente las gráficas de análisis de Integración Directa, para no alargar en demasía el apartado.

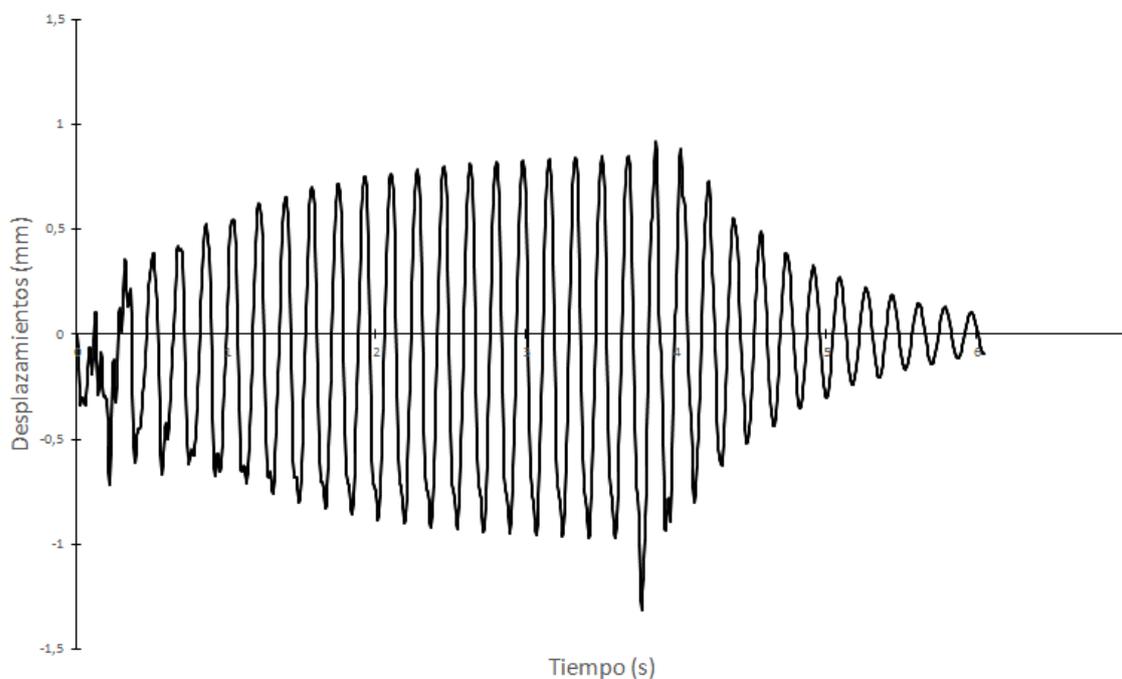


Ilustración 42. Gráfica Desplazamientos Máximos producidos por el tren A1 a 410 km/h. (análisis ID).

De esta gráfica, podemos obtener el valor del desplazamiento máximo, producido para un modelo de luz 5 metros y profundidad de pilote 4 metros, en un terreno de rigidez 1800 MPa, es de 1,313 (mm).

Del mismo modo, representamos la gráfica de aceleraciones máximas.

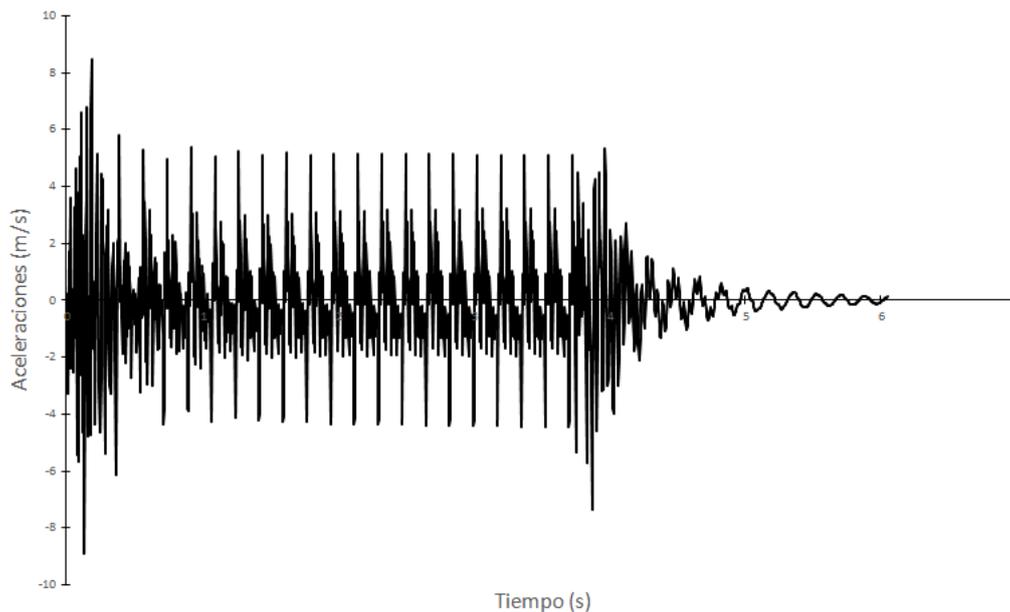


Ilustración 43. Gráfica de aceleraciones máximas producidas por el tren A1 a 410 km/h. (análisis ID).

De esta gráfica, podemos obtener el valor de la aceleración máxima, producida para un modelo de luz 5 metros y profundidad de pilote 4 metros, en un terreno de rigidez 1800 MPa, es de 7,3442 (m/s²).

Para los demás modelos, se han obtenido las gráficas de igual forma, que para este caso que acabamos de ver. Sin embargo, no vamos a incluirlas todas en el presente documento, debido a que son muchos los modelos estudiados y esto haría que se aumentara demasiado la presente memoria.

Se incluirán unas tablas resumen, para cada una de las luces estudiadas.

A continuación se van mostrando las tablas, para cada una de las luces, con los resultados obtenidos:



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm)
5	55	4	I.D.	0,9962	0,51	5,311	1,953
5	55	6	I.D.	1,014	0,54	5,283	1,878
5	55	8	I.D.	1,03	0,514	2,238	1,996
5	55	10	I.D.	1,01	0,516	5,18	1,957
5	55	12	I.D.	0,9899	0,518	5,12	1,911
5	55	14	I.D.	0,9877	0,519	5,077	1,903
5	55	16	I.D.	0,9847	0,521	5,029	1,890
5	500	4	I.D.	1,324	0,505	6,707	2,623
5	500	6	I.D.	1,328	0,506	6,665	2,625
5	500	8	I.D.	1,329	0,507	6,658	2,623
5	500	10	I.D.	1,331	0,508	6,639	2,623
5	500	12	I.D.	1,337	0,508	6,552	2,630
5	500	14	I.D.	1,338	0,509	6,525	2,629
5	500	16	I.D.	1,340	0,509	6,505	2,631
5	1800	4	I.D.	1,313	0,502	7,344	2,616
5	1800	6	I.D.	1,314	0,502	7,307	1,957
5	1800	8	I.D.	1,314	0,503	7,247	2,614
5	1800	10	I.D.	1,319	0,503	7,177	2,624
5	1800	12	I.D.	1,319	0,503	7,203	2,623
5	1800	14	I.D.	1,320	0,503	7,189	2,623
5	1800	16	I.D.	1,321	0,503	7,170	2,624

Tabla 4. Resultados obtenidos luces 5 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coficiente de Impacto (mm).
6	55	4	I.D.	0,8078	0,565	3,832	1,430
6	55	6	I.D.	0,8172	0,567	3,208	1,441
6	55	8	I.D.	0,8037	0,57	3,145	1,410
6	55	10	I.D.	0,7771	0,572	3,056	1,359
6	55	12	I.D.	0,7469	0,574	2,96	1,301
6	55	14	I.D.	0,7155	0,576	2,854	1,242
6	55	16	I.D.	0,6946	0,578	2,794	1,202
6	500	4	I.D.	1,185	0,559	4,117	2,121
6	500	6	I.D.	1,192	0,560	4,047	2,129
6	500	8	I.D.	1,197	0,561	3,989	2,133
6	500	10	I.D.	1,198	0,562	3,956	2,132
6	500	12	I.D.	1,199	0,563	3,926	2,130
6	500	14	I.D.	1,202	0,564	3,902	2,132
6	500	16	I.D.	1,230	0,564	3,924	2,180
6	1800	4	I.D.	1,179	0,555	4,326	2,124
6	1800	6	I.D.	1,180	0,556	4,303	2,124
6	1800	8	I.D.	1,180	0,556	4,275	2,123
6	1800	10	I.D.	1,180	0,556	4,259	2,121
6	1800	12	I.D.	1,184	0,557	4,226	2,127
6	1800	14	I.D.	1,183	0,557	4,213	2,125
6	1800	16	I.D.	1,184	0,557	4,212	2,126

Tabla 5. Resultados obtenidos para luz 6 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
7	55	4	I.D.	0,9377	0,529	3,05	1,773
7	55	6	I.D.	1,037	0,528	0,1733	1,964
7	55	8	I.D.	0,7516	0,528	2,462	1,423
7	55	10	I.D.	0,6954	0,526	2,414	1,322
7	55	12	I.D.	0,7273	0,528	2,361	1,377
7	55	14	I.D.	0,7639	0,53	2,241	1,441
7	55	16	I.D.	0,715	0,532	2,149	1,344
7	500	4	I.D.	1,283	0,522	3,918	2,457
7	500	6	I.D.	1,279	0,524	3,819	2,443
7	500	8	I.D.	1,318	0,525	3,860	2,512
7	500	10	I.D.	1,323	0,526	3,793	2,518
7	500	12	I.D.	1,347	0,526	3,800	2,559
7	500	14	I.D.	1,367	0,527	3,807	2,594
7	500	16	I.D.	1,382	0,528	3,771	2,620
7	1800	4	I.D.	1,266	0,519	4,512	2,440
7	1800	6	I.D.	1,269	0,519	4,490	2,444
7	1800	8	I.D.	1,272	0,520	4,408	2,448
7	1800	10	I.D.	1,273	0,520	4,341	2,448
7	1800	12	I.D.	1,275	0,520	4,315	2,451
7	1800	14	I.D.	1,277	0,520	4,306	2,454
7	1800	16	I.D.	1,279	0,521	4,292	2,457

Tabla 6. Resultados obtenidos para luz 7 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
8	55	4	I.D.	1,067	0,617	3,433	1,729
8	55	6	I.D.	0,9268	0,366	2,947	2,532
8	55	8	I.D.	0,9283	0,462	2,997	2,009
8	55	10	I.D.	0,8705	0,538	2,742	1,618
8	55	12	I.D.	0,8143	0,556	2,565	1,465
8	55	14	I.D.	0,7849	0,559	2,482	1,404
8	55	16	I.D.	0,7523	0,359	2,396	2,096
8	500	4	I.D.	1,512	0,536	4,687	2,820
8	500	6	I.D.	1,505	0,538	4,615	2,797
8	500	8	I.D.	1,504	0,539	4,601	2,789
8	500	10	I.D.	1,559	0,571	5,032	2,732
8	500	12	I.D.	1,481	0,572	4,623	2,590
8	500	14	I.D.	1,273	0,573	3,728	2,224
8	500	16	I.D.	1,242	0,543	3,780	2,286
8	1800	4	I.D.	1,444	0,532	4,934	2,714
8	1800	6	I.D.	1,450	0,533	4,913	2,724
8	1800	8	I.D.	1,456	0,533	4,885	2,732
8	1800	10	I.D.	1,459	0,533	4,836	2,736
8	1800	12	I.D.	1,448	0,534	4,728	2,714
8	1800	14	I.D.	1,421	0,534	4,568	2,662
8	1800	16	I.D.	1,314	0,564	4,406	2,331

Tabla 7. Resultados obtenidos para luz 8 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
9	55	4	I.D.	0,8965	0,541	3,385	1,657
9	55	6	I.D.	0,7865	0,543	2,683	1,448
9	55	8	I.D.	0,727	0,544	2,759	1,336
9	55	10	I.D.	0,7249	0,546	2,695	1,328
9	55	12	I.D.	0,6155	0,549	2,364	1,121
9	55	14	I.D.	0,6332	0,552	2,371	1,147
9	55	16	I.D.	0,5831	0,554	2,274	1,053
9	500	4	I.D.	1,392	0,532	4,227	2,614
9	500	6	I.D.	1,350	0,534	4,136	2,528
9	500	8	I.D.	1,406	0,535	4,270	2,625
9	500	10	I.D.	1,273	0,537	3,837	2,372
9	500	12	I.D.	1,171	0,538	3,408	2,179
9	500	14	I.D.	1,273	0,508	3,926	2,503
9	500	16	I.D.	1,371	0,509	4,255	2,691
9	1800	4	I.D.	1,448	0,528	4,877	2,741
9	1800	6	I.D.	1,448	0,529	4,801	2,739
9	1800	8	I.D.	1,441	0,529	4,686	2,723
9	1800	10	I.D.	1,409	0,529	4,509	2,661
9	1800	12	I.D.	1,392	0,530	4,380	2,627
9	1800	14	I.D.	1,250	0,501	4,100	2,498
9	1800	16	I.D.	1,349	0,501	4,461	2,694

Tabla 8. Resultados obtenidos para luz 9 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
10	55	4	I.D.	0,8757	0,497	3,338	1,762
10	55	6	I.D.	0,7634	0,5	2,897	1,527
10	55	8	I.D.	0,627	0,504	2,209	1,244
10	55	10	I.D.	0,5731	0,533	2,069	1,075
10	55	12	I.D.	0,5253	0,506	1,982	1,038
10	55	14	I.D.	0,4705	0,538	2,136	0,875
10	55	16	I.D.	0,4698	0,539	2,216	0,872
10	500	4	I.D.	1,330	0,517	3,729	2,571
10	500	6	I.D.	1,226	0,490	3,588	2,500
10	500	8	I.D.	1,104	0,492	3,179	2,247
10	500	10	I.D.	1,115	0,522	3,151	2,137
10	500	12	I.D.	1,207	0,523	3,143	2,311
10	500	14	I.D.	1,167	0,523	3,024	2,230
10	500	16	I.D.	1,318	0,524	3,652	2,515
10	1800	4	I.D.	1,402	0,513	3,969	2,733
10	1800	6	I.D.	1,392	0,514	3,950	2,711
10	1800	8	I.D.	1,361	0,514	3,861	2,648
10	1800	10	I.D.	1,335	0,514	3,789	2,595
10	1800	12	I.D.	1,341	0,486	4,125	2,759
10	1800	14	I.D.	1,171	0,515	3,454	2,274
10	1800	16	I.D.	1,241	0,515	3,819	2,408

Tabla 9.Resultados obtenidos para luz 10 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
12	55	4	I.D.	1,019	0,587	3,347	1,736
12	55	6	I.D.	0,8944	0,6598	2,943	1,356
12	55	8	I.D.	0,7537	0,61	2,415	1,236
12	55	10	I.D.	0,680	0,595	2,204	1,143
12	55	12	I.D.	0,6188	0,599	2,036	1,033
12	55	14	I.D.	0,5812	0,602	1,94	0,965
12	55	16	I.D.	0,5188	0,488	1,912	1,063
12	500	4	I.D.	1,506	0,644	3,364	2,339
12	500	6	I.D.	1,683	0,646	3,881	2,603
12	500	8	I.D.	1,643	0,648	3,724	2,535
12	500	10	I.D.	1,469	0,650	3,322	2,262
12	500	12	I.D.	1,306	0,651	2,672	2,006
12	500	14	I.D.	1,283	0,721	2,428	1,779
12	500	16	I.D.	1,312	0,619	2,891	2,120
12	1800	4	I.D.	1,605	0,605	3,959	2,655
12	1800	6	I.D.	1,607	0,605	3,920	2,656
12	1800	8	I.D.	1,604	0,606	3,869	2,649
12	1800	10	I.D.	1,667	0,640	4,011	2,606
12	1800	12	I.D.	1,674	0,640	3,983	2,615
12	1800	14	I.D.	1,635	0,640	3,847	2,552
12	1800	16	I.D.	1,344	0,641	3,037	2,098

Tabla 10.Resultados obtenidos para la luz 12 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
14	55	4	I.D.	1,555	1,213	4,021	1,282
14	55	6	I.D.	1,241	1,22	4,604	1,017
14	55	8	I.D.	1,157	1,221	2,983	0,948
14	55	10	I.D.	0,093	1,226	2,272	0,076
14	55	12	I.D.	1,225	1,229	2,863	0,997
14	55	14	I.D.	1,126	1,232	2,957	0,914
14	55	16	I.D.	1,01	1,237	3,072	0,816
14	500	4	I.D.	3,091	1,193	6,555	2,591
14	500	6	I.D.	3,017	1,196	6,525	2,523
14	500	8	I.D.	2,991	1,198	6,579	2,497
14	500	10	I.D.	2,865	1,200	6,390	2,389
14	500	12	I.D.	2,694	1,201	5,996	2,244
14	500	14	I.D.	2,432	1,202	5,477	2,023
14	500	16	I.D.	2,175	1,203	5,011	1,808
14	1800	4	I.D.	3,142	1,186	7,609	2,650
14	1800	6	I.D.	3,132	1,187	7,527	2,640
14	1800	8	I.D.	3,125	1,187	7,452	2,632
14	1800	10	I.D.	3,115	1,188	7,378	2,623
14	1800	12	I.D.	3,100	1,188	7,305	2,609
14	1800	14	I.D.	3,076	1,188	7,220	2,589
14	1800	16	I.D.	3,034	1,189	7,090	2,553

Tabla 11.Resultados obtenidos para Luz 14 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm)	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
16	55	4	I.D.	1,027	1,052	3,322	0,976
16	55	6	I.D.	0,7615	1,056	2,158	0,721
16	55	8	I.D.	0,8212	1,061	2,414	0,774
16	55	10	I.D.	0,780	1,063	1,876	0,734
16	55	12	I.D.	0,7422	1,068	2,041	0,695
16	55	14	I.D.	0,686	1,072	2,119	0,640
16	55	16	I.D.	0,6832	1,075	2,215	0,636
16	500	4	I.D.	2,468	1,152	4,224	2,142
16	500	6	I.D.	2,382	1,155	4,075	2,063
16	500	8	I.D.	2,309	1,157	3,913	1,996
16	500	10	I.D.	2,307	1,158	3,766	1,992
16	500	12	I.D.	2,312	1,160	3,526	1,994
16	500	14	I.D.	2,261	1,161	3,525	1,948
16	500	16	I.D.	2,122	1,162	3,331	1,826
16	1800	4	I.D.	2,593	1,145	4,950	2,265
16	1800	6	I.D.	2,583	1,146	4,903	2,254
16	1800	8	I.D.	2,571	1,146	4,864	2,243
16	1800	10	I.D.	2,559	1,147	4,820	2,232
16	1800	12	I.D.	2,547	1,147	4,774	2,221
16	1800	14	I.D.	2,532	1,147	4,721	2,207
16	1800	16	I.D.	2,506	1,148	4,643	2,184

Tabla 12.Resultados obtenidos para luz 16 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
18	55	4	I.D.	0,9765	1,254	1,995	0,779
18	55	6	I.D.	0,8795	1,259	2,413	0,699
18	55	8	I.D.	0,8547	1,264	2,368	0,676
18	55	10	I.D.	0,824	1,268	2,33	0,650
18	55	12	I.D.	0,7856	1,272	2,301	0,618
18	55	14	I.D.	0,7735	1,276	2,277	0,606
18	55	16	I.D.	0,7723	1,279	2,255	0,604
18	500	4	I.D.	2,183	1,240	3,008	1,761
18	500	6	I.D.	2,164	1,242	3,027	1,742
18	500	8	I.D.	2,135	1,244	2,987	1,716
18	500	10	I.D.	2,115	1,246	2,924	1,698
18	500	12	I.D.	2,079	1,247	2,869	1,667
18	500	14	I.D.	2,032	1,249	2,775	1,627
18	500	16	I.D.	1,968	1,250	2,622	1,575
18	1800	4	I.D.	2,263	1,233	3,698	1,836
18	1800	6	I.D.	2,257	1,234	3,657	1,830
18	1800	8	I.D.	2,252	1,234	3,625	1,825
18	1800	10	I.D.	2,245	1,235	3,606	1,818
18	1800	12	I.D.	2,237	1,235	3,593	1,811
18	1800	14	I.D.	2,228	1,235	3,560	1,804
18	1800	16	I.D.	2,216	1,236	3,517	1,793

Tabla 13.Resultados obtenidos para luz 18 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
20	55	4	I.D.	0,8154	1,281	1,928	0,637
20	55	6	I.D.	0,8186	1,286	1,847	0,637
20	55	8	I.D.	0,7968	1,291	1,782	0,617
20	55	10	I.D.	0,776	1,295	1,737	0,599
20	55	12	I.D.	0,7578	1,299	1,698	0,583
20	55	14	I.D.	0,7422	1,303	1,665	0,570
20	55	16	I.D.	0,7279	1,306	1,638	0,557
20	500	4	I.D.	2,046	1,069	2,214	1,913
20	500	6	I.D.	2,031	1,071	2,104	1,896
20	500	8	I.D.	2,018	1,073	2,118	1,880
20	500	10	I.D.	2,005	1,074	2,119	1,866
20	500	12	I.D.	1,984	1,076	2,106	1,845
20	500	14	I.D.	1,953	1,076	2,076	1,814
20	500	16	I.D.	1,953	1,141	2,573	1,712
20	1800	4	I.D.	1,960	1,305	2,754	1,502
20	1800	6	I.D.	1,960	1,305	2,688	0,599
20	1800	8	I.D.	1,961	1,306	2,654	1,501
20	1800	10	I.D.	1,961	1,306	2,628	1,501
20	1800	12	I.D.	1,960	1,307	2,594	1,500
20	1800	14	I.D.	1,959	1,307	2,569	1,499
20	1800	16	I.D.	1,958	1,307	2,538	1,498

Tabla 14.Resultados obtenidos para luz 20 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
25	55	4	I.D.	1,204	1,021	2,469	1,179
25	55	6	I.D.	0,904	1,021	2,257	0,885
25	55	8	I.D.	0,7631	1,085	2,227	0,703
25	55	10	I.D.	0,659	1,088	1,861	0,606
25	55	12	I.D.	0,4766	1,091	1,971	0,437
25	55	14	I.D.	0,4286	1,095	2,139	0,391
25	55	16	I.D.	0,376	1,097	2,025	0,343
25	500	4	I.D.	2,431	1,006	2,425	2,416
25	500	6	I.D.	2,444	1,009	2,542	2,423
25	500	8	I.D.	2,450	1,010	2,579	2,426
25	500	10	I.D.	2,446	1,011	2,561	2,419
25	500	12	I.D.	2,439	1,012	2,553	2,409
25	500	14	I.D.	2,424	1,013	2,530	2,392
25	500	16	I.D.	2,391	1,014	2,468	2,357
25	1800	4	I.D.	2,614	1,001	2,724	2,610
25	1800	6	I.D.	2,615	1,002	2,739	2,610
25	1800	8	I.D.	2,620	1,002	2,769	2,614
25	1800	10	I.D.	2,614	1,003	2,737	2,607
25	1800	12	I.D.	2,609	1,003	2,722	2,601
25	1800	14	I.D.	2,605	1,003	2,723	2,597
25	1800	16	I.D.	2,604	1,003	2,730	2,595

Tabla 15.Resultados obtenidos para luz 25 metros.



Luz (m).	Terreno (Mpa)	Profundidad del pilote(m)	Tipo de Análisis	Desplazamiento máximo (mm).	Desplazamiento estático (mm).	Aceleraciones máximas (m/s ²).	Coefficiente de Impacto (mm).
30	55	4	I.D.	2,277	1,200	1,642	1,897
30	55	6	I.D.	2,161	1,200	1,529	1,800
30	55	8	I.D.	2,297	1,162	1,597	1,977
30	55	10	I.D.	1,951	1,166	1,283	1,672
30	55	12	I.D.	1,901	1,126	1,204	1,689
30	55	14	I.D.	1,911	1,318	1,048	1,450
30	55	16	I.D.	1,934	1,322	1,063	1,463
30	500	4	I.D.	2,327	1,137	1,826	2,047
30	500	6	I.D.	2,371	1,140	1,830	1,672
30	500	8	I.D.	2,403	1,142	1,829	2,104
30	500	10	I.D.	2,433	1,144	1,829	2,128
30	500	12	I.D.	2,455	1,145	1,852	2,144
30	500	14	I.D.	2,472	1,146	1,874	2,156
30	500	16	I.D.	2,483	1,147	1,884	2,164
30	1800	4	I.D.	2,336	1,178	1,931	1,983
30	1800	6	I.D.	2,332	1,179	1,907	1,978
30	1800	8	I.D.	2,329	1,179	1,904	1,975
30	1800	10	I.D.	2,328	1,180	1,901	1,973
30	1800	12	I.D.	2,331	1,180	1,919	1,975
30	1800	14	I.D.	2,332	1,181	1,924	1,975
30	1800	16	I.D.	2,331	1,181	1,919	1,974

Tabla 16. Resultados obtenidos para luz 30 metros.



Todos los coeficientes de impacto obtenidos, se pueden representar en diferentes gráficas, para observar su variación en función de la luz, de la rigidez del terreno y de la profundidad del pilote, para nuestros modelos completos en los que tenemos en cuenta la superestructura. También incluiremos en dichas gráficas los valores obtenidos para el modelo de tablero aislado.

Al igual que para el coeficiente de impacto, se realizarán las oportunas representaciones con los valores obtenidos de las aceleraciones máximas

6.3. Gráficas de Coeficiente de impacto.

En este apartado, vamos a realizar dos tipos de gráficas para estudiar la variación del coeficiente de impacto en función de las 3 variables que marcan la superestructura.

En primer lugar, vamos a ver para una misma rigidez del terreno, la variación del coeficiente de impacto en función de la luz y la profundidad del pilote.

- Gráfico con los diferentes valores obtenidos para un terreno de rigidez 55MPa.

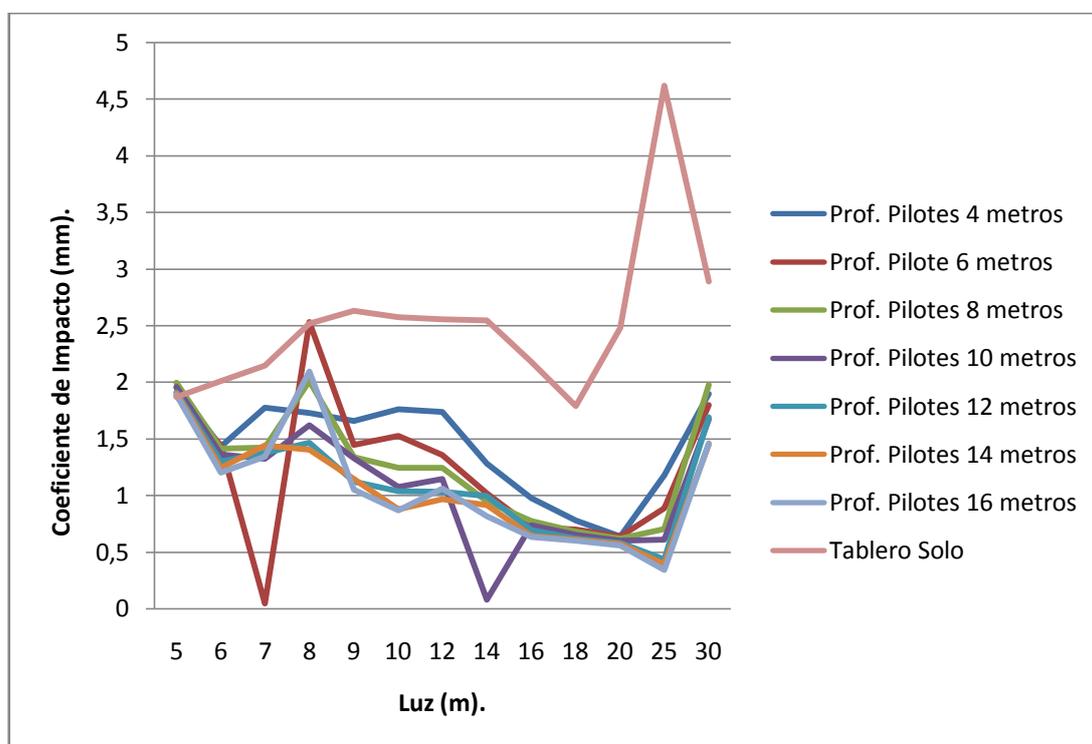


Ilustración 44. Coeficientes de Impacto para una rigidez del terreno de 55 MPa.

Los valores de Coeficiente de impacto obtenidos para el tablero solo en comparación con los modelos completos (cimentaciones profundas), son valores muy similares para la luz más pequeña (5 metros).



A partir de este valor, los valores de coeficientes de impacto para los modelos completos van obteniendo valores que van disminuyendo como normal general, mientras que los valores obtenido por los modelos de tablero solo van aumentando.

Esto hace que al final haya una diferencia considerable entre los valores de uno y otro como apreciamos en la gráfica.

- Gráfico con los diferentes valores obtenidos para un terreno de rigidez 500 MPa.

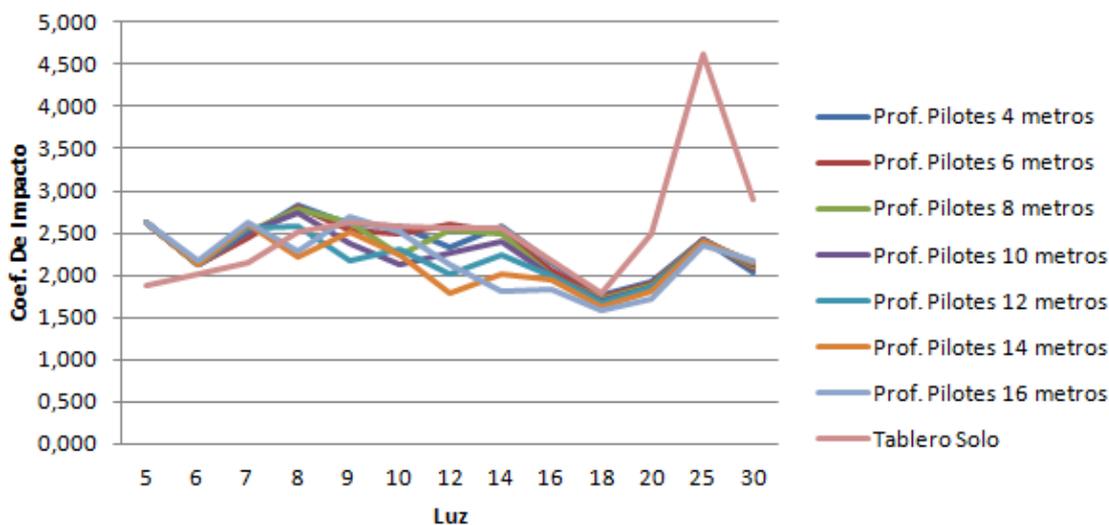


Ilustración 45. Gráfica con los valores del Coeficiente de Impacto para un terreno de rigidez 500 MPa.

Los valores de Coeficiente de impacto obtenidos para el tablero solo en comparación con los modelos completos (cimentaciones profundas), en luces pequeñas (5,6, 7 y 8 metros), en estas luces el tablero solo obtiene los valores más pequeños de todos los modelos. Durante las luces medias (10, 12, 14 y 16 metros), los valores obtenidos por todos los modelos son muy similares, y es a partir de 18 metros de luz donde los valores obtenidos por los modelos de tablero solo donde se disparan y los valores de los modelos de cimentaciones profundas quedan por abajo.



- Gráfico con los diferentes valores obtenidos para un terreno de rigidez 1800 MPa.

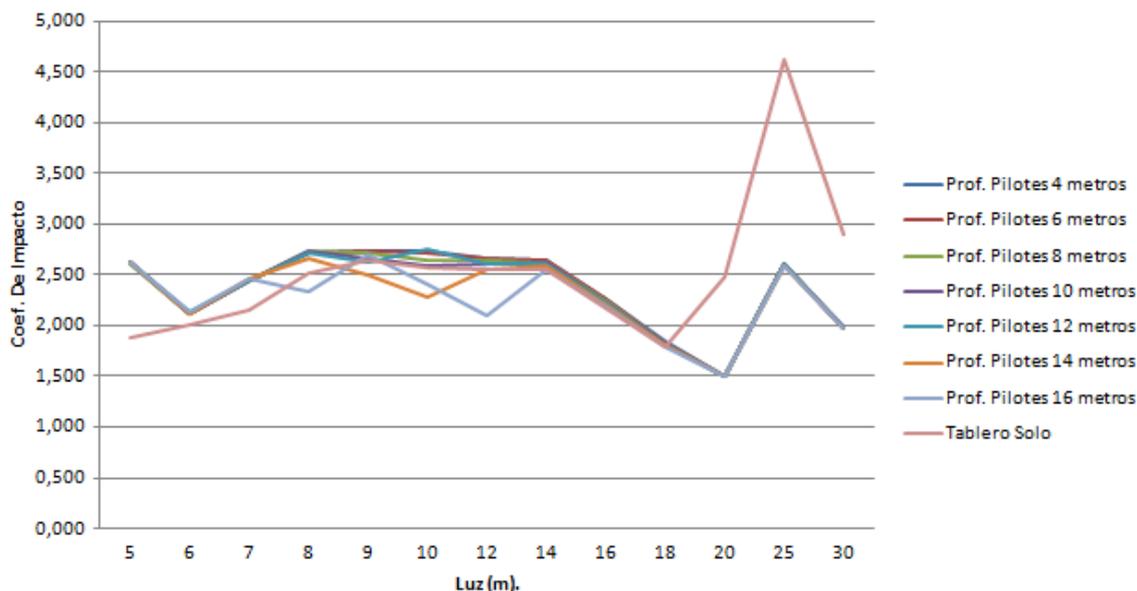


Ilustración 46. Valores obtenidos del Coeficiente de Impacto para un terreno de rigidez 1800 MPa.

En esta gráfica podemos ver como para luces muy pequeñas (5, 6, 7 y 8 metros), el coeficiente de impacto es menor para el caso de tablero solo que para el modelo de cimentaciones más profundas que se estudia en dicho estudio (16 metros de pilote). A partir de 8 metros de luz, el valor obtenido por el tablero solo es mayor, parece como igualarse los valores para modelos como 14, 16 y 18 metros de luz, ya sea la longitud de pilote que sea, ya que podemos observar que todos obtienen resultados muy similares pero otra vez aumenta, respecto al de cimentaciones profundas.

Observando los resultados, vemos como, a medida que el terreno tiene un módulo de elasticidad mayor, los coeficientes de impacto, se asemejan más al modelo del tablero aislado. Lo que quiere decir que aumentan los valores obtenidos en un terreno 1800 MPa con respecto a un terreno más flexible como es el de 55 MPa.

Una vez obtenidas estas gráficas con los valores de coeficiente de impacto, sería interesante ver la relación que mantienen los modelos completos con los modelos de tablero solo.



- Terreno 55 MPa.

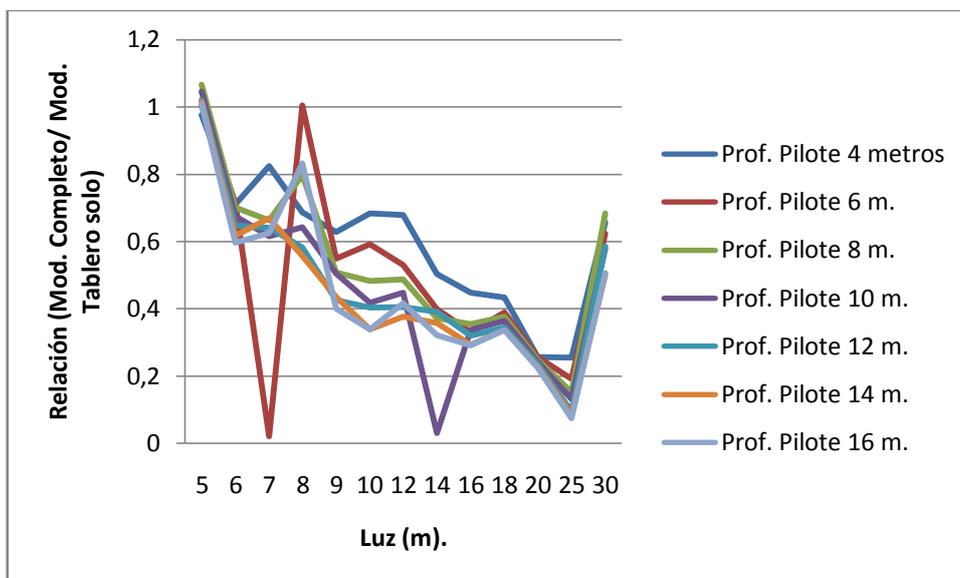


Ilustración 47. Relación Modelo completo/ Modelo Tablero solo.

Como podemos ver en la ilustración 47, los valores de los modelos completos para una luz de 5 metros son igual a 1 o algo superior, lo que nos indica que los valores de los modelos completos son iguales o algo superiores al valor del coeficiente de impacto del modelo de tablero solo.

Una vez aumentamos la luz a partir de 5 metros, los valores descienden del valor de la unidad, lo que nos indicaría que para un terreno blando de 55 MPa, el tablero solo obtiene valores superiores a los obtenidos por modelos completos. Este descenso de los valores de esta relación siguen disminuyendo hasta los vanos de 25 metros donde parece que sufre un aumento los valores, pero quedando muy lejos del valor unidad.



- Terreno 500 MPa.

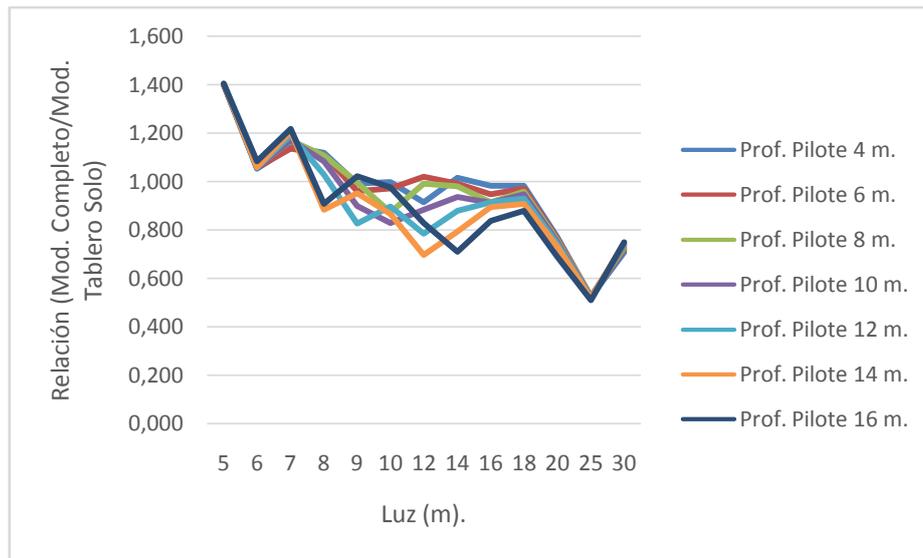


Ilustración 48. Relación (Mod. Completo/Mod. Tablero Solo). 500 MPa.

Podemos apreciar como los valores para modelos de vano 5, 6, 7 y 8 metros se encuentran con un valor de esta relación por encima de 1, lo que nos dice que los valores del coeficiente de impacto obtenido por los modelos completos son mayores a los modelos de tablero solo.

A partir de las luces de 8 metros, los valores comienzan a disminuir, encontrándose por debajo de la unidad en el resto de luces estudiadas, salvo una pequeña excepción para la relación de los puentes de 4 metros de pilote en luces de 12, 14, 16 y 18 metros donde se encuentran justo por encima de la unidad.

Comparando estos resultados con los obtenidos para los modelos en un terreno de 55 MPa, podemos apreciar como este terreno al ser más “duro”, obtiene unos resultados más elevados de esta relación que para terrenos más blandos.



- Terreno 1800 MPa.

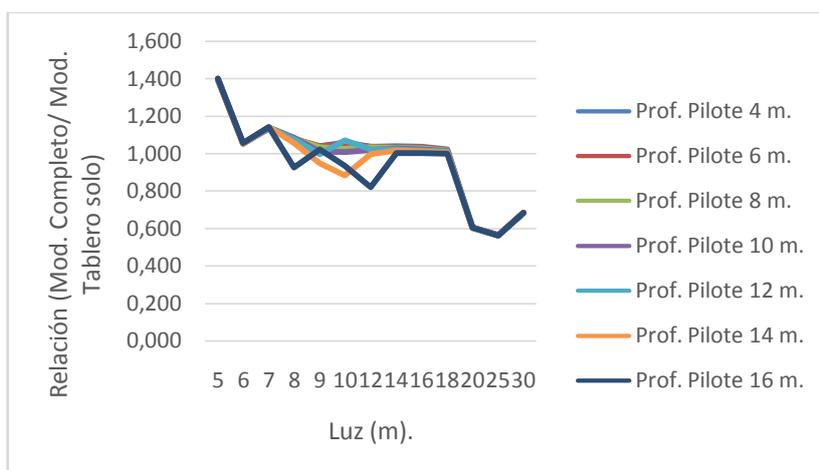


Ilustración 49. Relación (Mod. Completo/ Mod. Tablero Solo). 1800 MPa.

Podemos apreciar cómo se obtienen valores muy similares para los diferentes modelos analizados, sea cual sea la profundidad de pilote. Estos valores desde los puentes de vano 5 metros hasta los de 20 metros, obtienen una relación superior a 1, lo que indica que en todo momento el valor obtenido por los modelos completos son superiores a los modelos de tablero solo.

Los resultados obtenidos para los modelos de 25 y 30 metros de vano, descienden mucho en comparación con el resto de valores obtenidos y están por debajo de la unidad, por lo que para estos modelos los valores obtenidos por el tablero solo es mayor.

Como conclusión de estas 3 gráficas que hemos realizado para calcular la relación de los diferentes modelos completos con los modelos de tablero solo, podemos sacar como conclusiones.

A medida que el terreno va aumentando su rigidez los modelos obtienen unos coeficientes de impacto superiores y que se obtienen valores mayores que para el modelo de tablero solo.

También podemos apreciar que el aumento del coeficiente de impacto no depende tanto de la profundidad de los pilotes como sí de la rigidez del terreno.

El terreno va disipando la energía, como podemos apreciar en los modelos de luces más grandes, donde los valores aunque aumente la rigidez del terreno, quedan muy por debajo de los modelos de tablero solo.



A continuación, vamos a obtener los valores del coeficiente de Impacto para una cimentación fija (una profundidad de pilote), como varía en función de la luz del puente y la rigidez del terreno.

De forma seguida, se muestran los diferentes gráficos donde se muestran los valores obtenidos de los coeficientes de impacto para las distintas profundidades de pilotes que hemos estudiado.

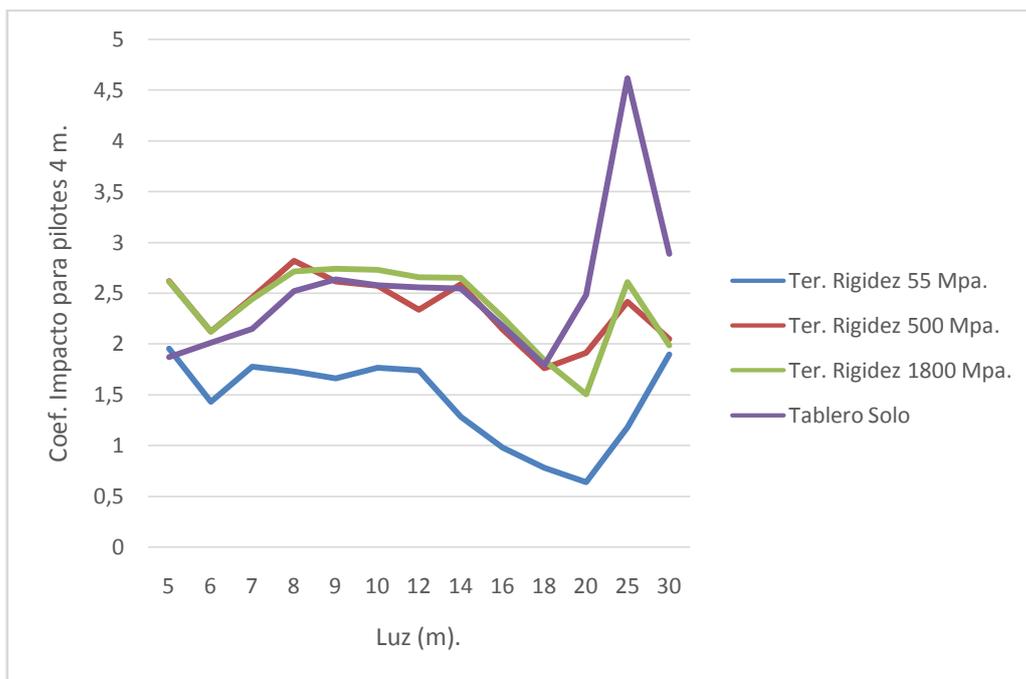


Ilustración 50. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 4 metros de pilote.

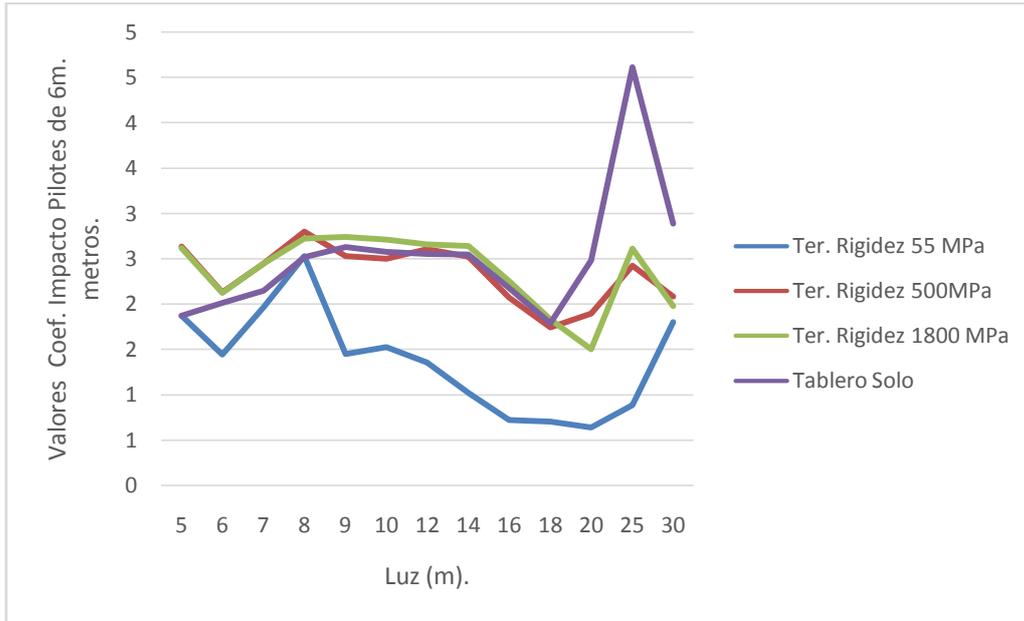


Ilustración 51. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 6 metros de pilote.

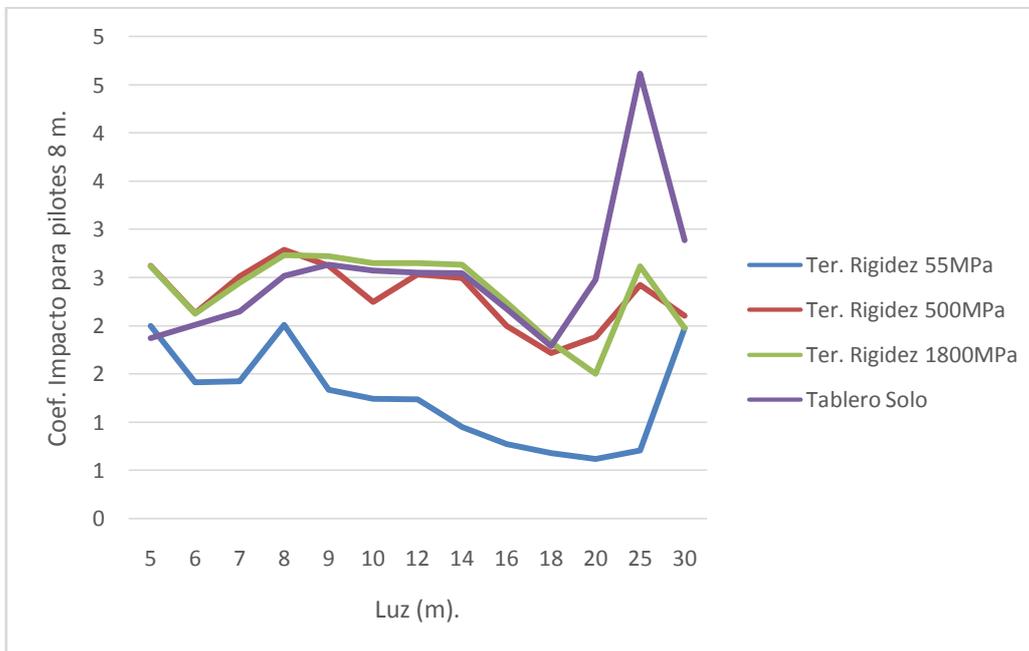


Ilustración 52. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 8 metros de pilote.

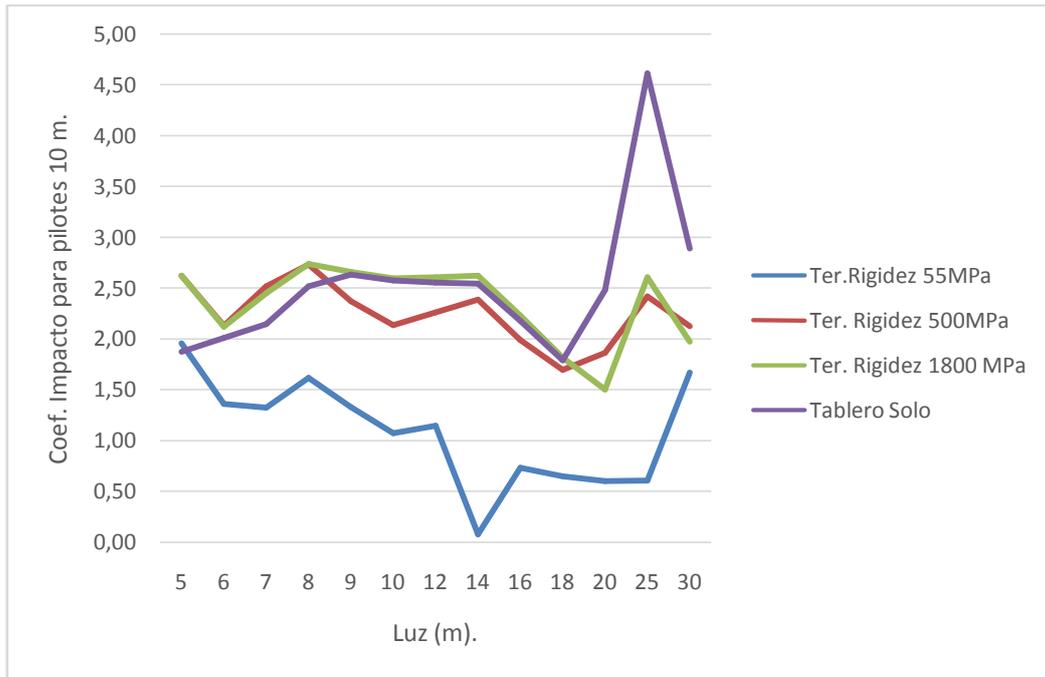


Ilustración 53. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 10 metros de pilote.

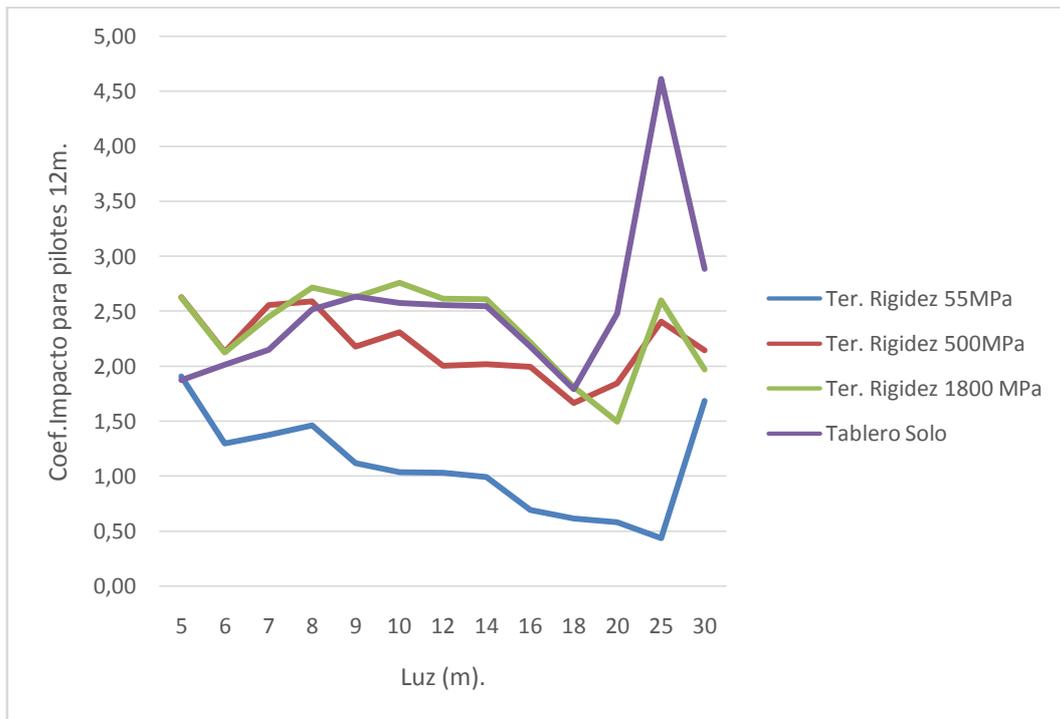


Ilustración 54. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 12 metros de pilote.

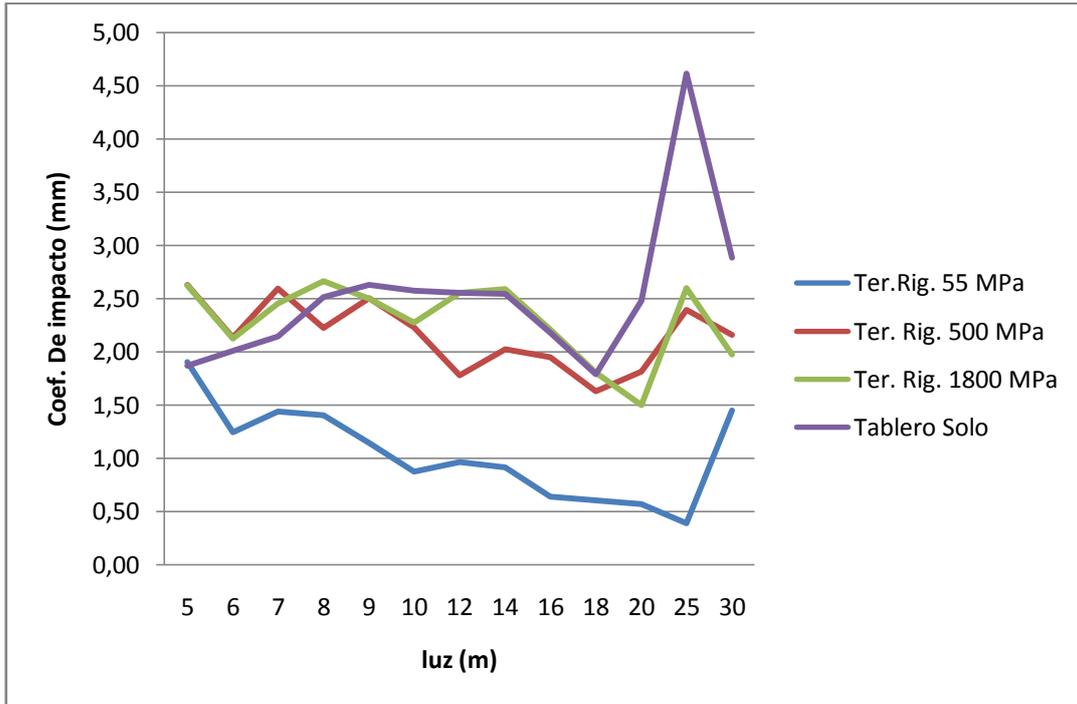


Ilustración 55. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 14 metros de pilote.

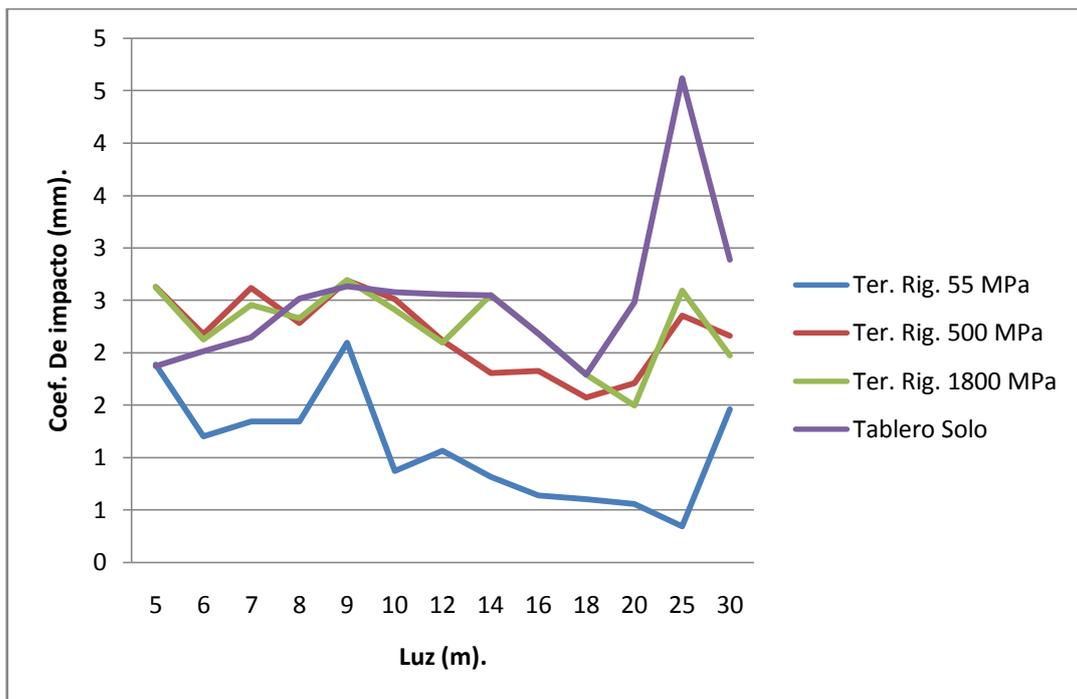


Ilustración 56. Valores Coeficiente de Impacto para modelos con 16 metros de pilote.



En las gráficas podemos apreciar como los valores obtenidos por los diferentes modelos con terreno de rigidez 55MPa, están siempre por debajo de los valores obtenidos por el modelo de tablero solo. Al realizar el análisis de Integración Directa lo que pretendemos es acercarnos a los valores reales lo máximo posible y por lo tanto mucho más que realizando solo el análisis de Superposición Modal como en el caso de tablero solo. Por tanto, al ser los valores del tablero solo mayores que los del modelo completo, estos resultados se estarían quedando del lado de la seguridad.

Los valores obtenidos por los modelos con un terreno de 500 MPa, tienen unos coeficientes de impacto superiores a los modelos de tablero solo entre los puentes de vano 5 a 8-9 metros, una vez pasados estos vanos, el modelo de tablero solo tiene unos coeficientes más altos y estarían del lado de la seguridad, que siguen ya hasta los modelos con vanos más largos (25-30 metros).

Respecto a los modelos estudiados con un terreno de rigidez 1800 MPa, vemos como los valores del coeficiente de impacto son más elevados que los del tablero solo. Una vez llegados al vano 18 metros, en todas las cimentaciones profundas estudiadas, el modelo de tablero solo le da la vuelta y aumenta considerablemente con respecto al modelo con terreno de 1800 MPa de rigidez, quedando los valores del lado de la seguridad.

Observando los resultados, especialmente para los modelos con una rigidez de terreno 500 y 1800 MPa vemos como, a medida que el terreno tiene un módulo de elasticidad mayor, los coeficientes de impacto, se asemejan más al modelo del tablero aislado.

Con estas gráficas y lo comentado en los párrafos anteriores, llegamos a la conclusión que el coeficiente de impacto es menor que el que predice el modelo de tablero solo, para un terreno con rigidez 55 MPa y además dicho coeficiente de impacto disminuye conforme aumenta la profundidad de dicho pilote. Esto indica que los modelos con cimentaciones profundas en terreno de 55 MPa, amortiguan la respuesta con respecto al modelo de tablero solo. Los valores si sobrepasan los del tablero solo para los modelos con mayor rigidez. Por lo que para terrenos más flexibles se producen menor amplificación dinámica, aunque dicho fenómeno es poco dependiente de la potencia del estrato flexible.

Ya que en estas gráficas, hemos asociado la rigidez del terreno con la respuesta dinámica del puente. Nos resulta interesante ver como el mismo puente (misma luz y tablero) y con la misma cimentación profunda, cambia su respuesta solo por el hecho de la rigidez del terreno donde se encuentra. A continuación vamos indicando con gráficas, la variación de los valores:



- Profundidad de pilote 4 m

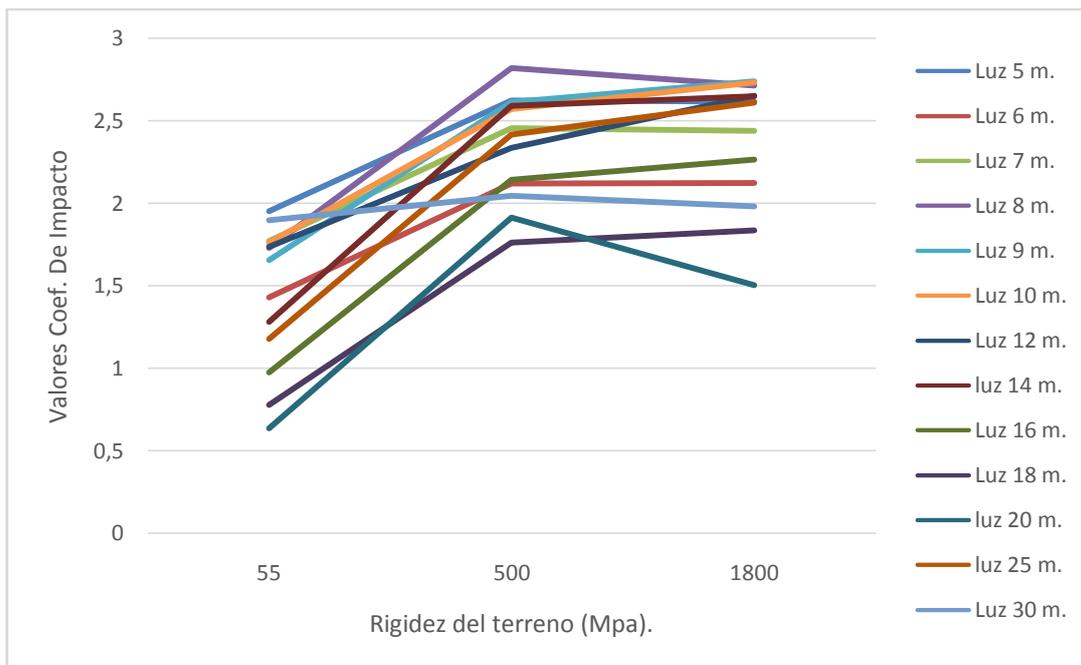


Ilustración 57. Valores del Coeficiente de Impacto en función de la rigidez del terreno.

- Profundidad de pilote 6 metros.

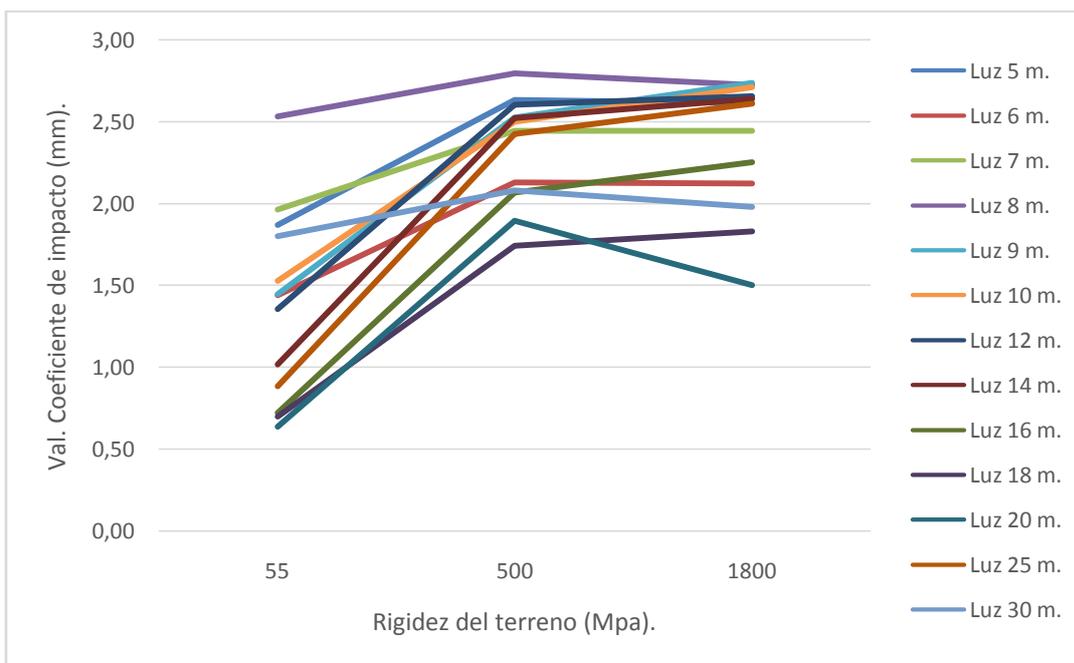


Ilustración 58. Valores del Coeficiente de Impacto en función de la rigidez del terreno.



- Profundidad de pilote 8 metros.

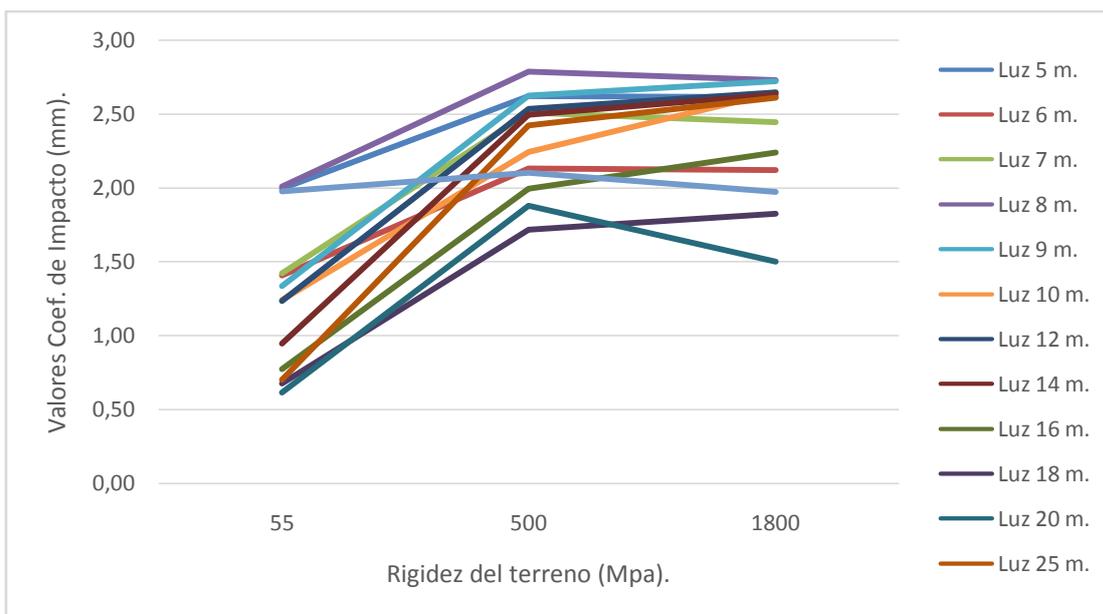


Ilustración 59. Valores del Coeficiente de impacto en función de la rigidez.

- Profundidad de pilote 10 metros.

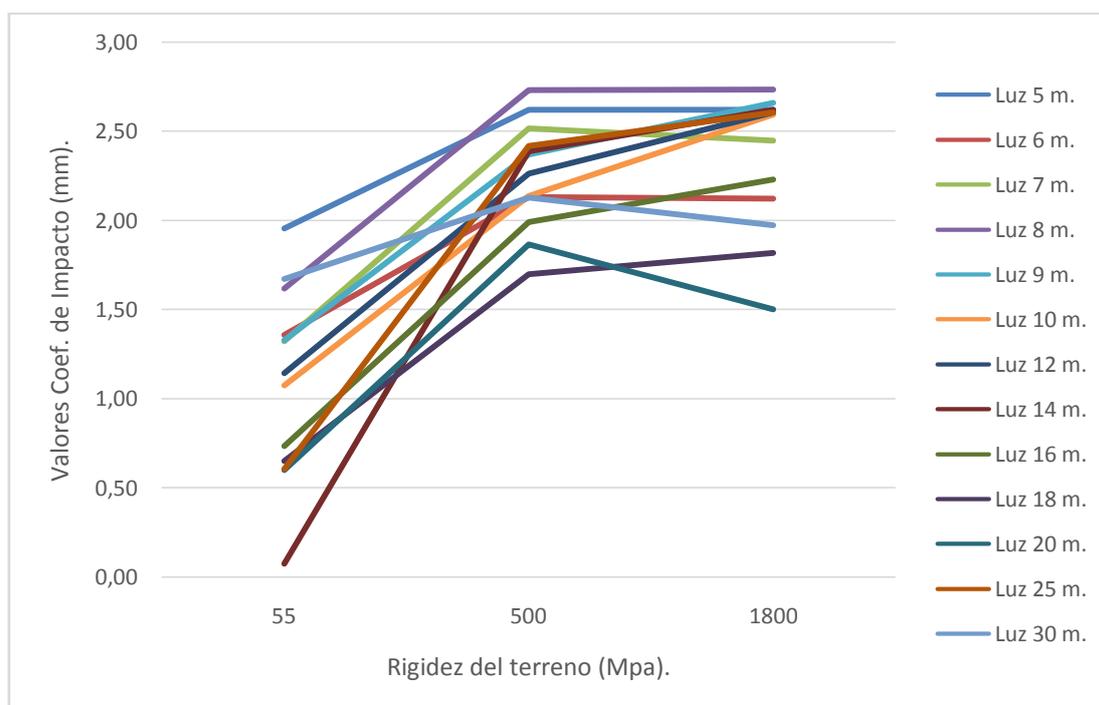


Ilustración 60. Valores del coeficiente de impacto en función de la rigidez.



- Profundidad de pilote 12 metros.

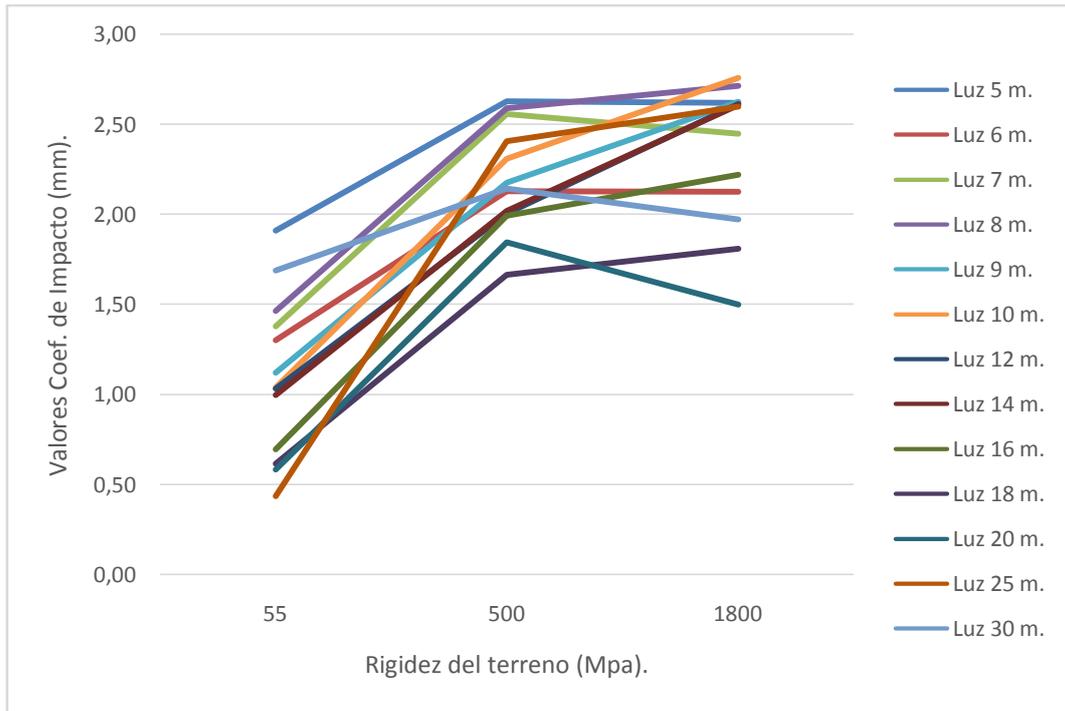


Ilustración 61. Valores del coeficiente de impacto en función de la rigidez del terreno.

- Profundidad del pilote 14 metros.

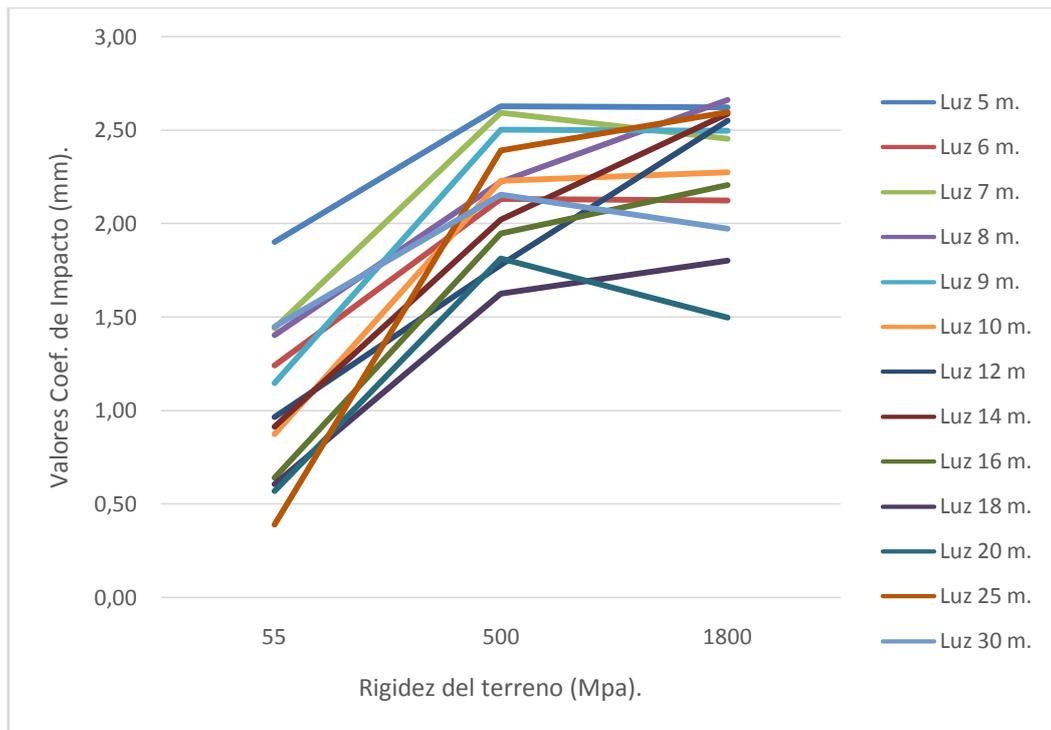


Ilustración 62. Valores del coeficiente de impacto en función de la rigidez del terreno.



- Profundidad del pilote 16 metros.

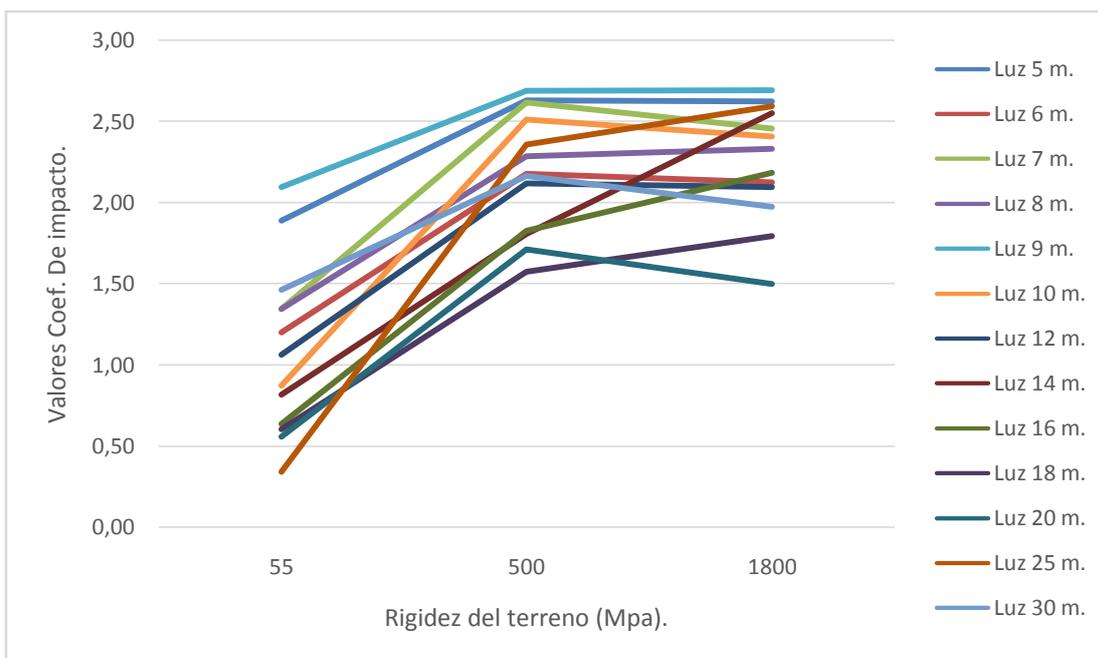


Ilustración 63. Valores del coeficiente de impacto en función de la rigidez del terreno.

La ilustración de los valores del coeficiente de impacto, en función de la rigidez del terreno para una misma cimentación profunda, nos refleja y corrobora lo ya observado en las gráficas anteriores.

El coeficiente de impacto no se ve muy afectado por la profundidad del pilote sino que verdaderamente varia por la rigidez del terreno. Para todas las profundidades de pilote, los valores salen muy similares y se ve afectado su comportamiento al paso de los trenes por el tipo de terreno sobre el que se encuentre el puente.

La descripción de los cambios es la misma en todas las gráficas, el coeficiente de impacto va aumentando a medida que va aumentando la rigidez del terreno, como norma general.

6.4. Gráficas de aceleraciones.

Un aspecto muy importante, y que es también objeto del presente estudio, son las aceleraciones obtenidas, para los distintos modelos realizados. Como se ha indicado al inicio del apartado, la IAPF-07, indica unas restricciones en las deformaciones dinámicas y aceleraciones de los tableros de los puentes para asegurar que la rodadura de los vehículos ferroviarios se realice en condiciones adecuadas de seguridad y confort para los usuarios. Las aceleraciones máximas no pueden ser superiores en vías con balasto a 0.35 g. Por tanto en este caso las aceleraciones en (m/sg^2), no podrán ser superiores a 3.4335 (m/sg^2).

Para representar los valores de las aceleraciones máximas obtenidas por los diferentes modelos, vamos a seguir la misma forma que los coeficientes de impacto. Primero vamos a



representar unas gráficas con los diferentes modelos rodados para terrenos con unas rigideces constantes.

- Modelos con un terreno de rigidez 55 MPa.

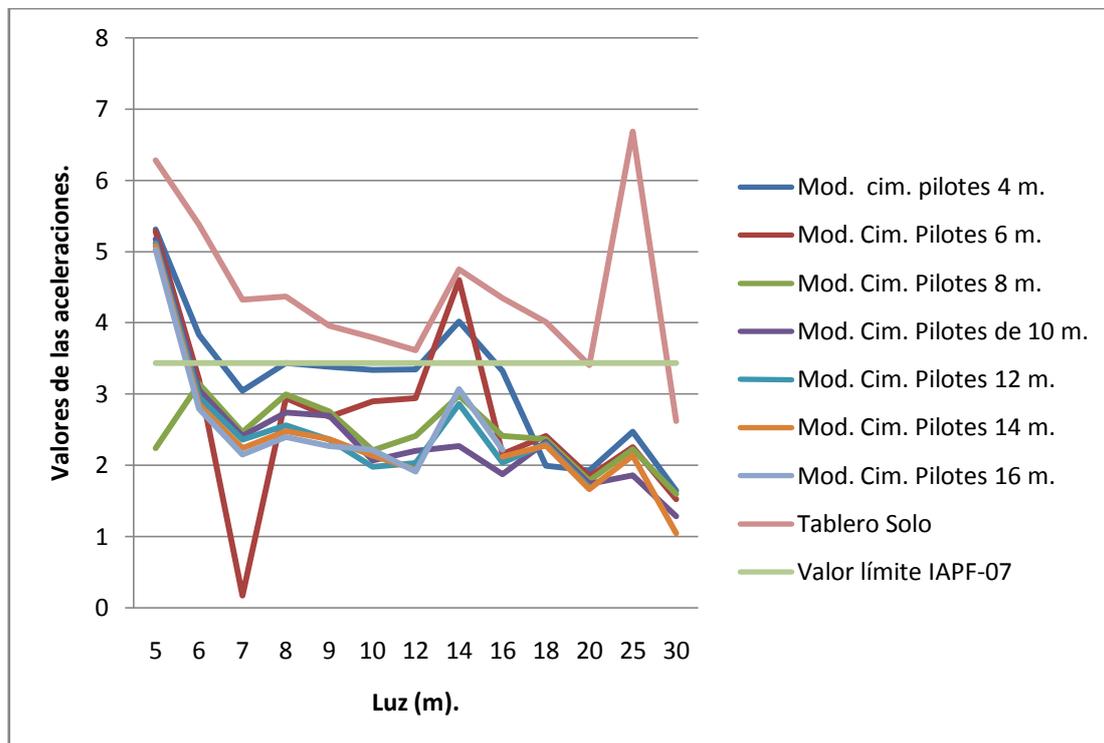


Ilustración 64. Valores de las aceleraciones.

El resultado obtenido, como podemos ver en la gráfica es bastante significativo. Podemos ver como para modelos con luces cortas (5 y 6 metros), todos los modelos salvo los modelos de 16 metros de pilote, tienen valores superiores a lo indicado en la IAPF-07. Sin embargo todos los modelos a partir de esas luces, descienden los valores de aceleraciones y se encuentran por debajo del valor indicado, salvo los modelos de 4 metros y 6 metros de pilotes para las luces comprendidas entre 12 y 16 metros. Sin embargo para las luces más grandes todos los modelos con cimentaciones profundas, se encuentran sus valores de aceleraciones por debajo del valor límite, lo que nos indica que el terreno actúa como disipador de energía.

Respecto a la comparación de los resultados obtenidos de los modelos con terreno y el modelo de tablero solo, destacar que los resultados obtenidos por el tablero solo, son mucho mayores para todos los casos de cimentaciones. Por lo tanto los resultados obtenidos a través del análisis de Superposición Modal al tablero solo quedarían del lado de la seguridad.

Por lo tanto la relación entre el valor obtenido en el modelo completo y el tablero solo para esta rigidez de terreno es la siguiente:

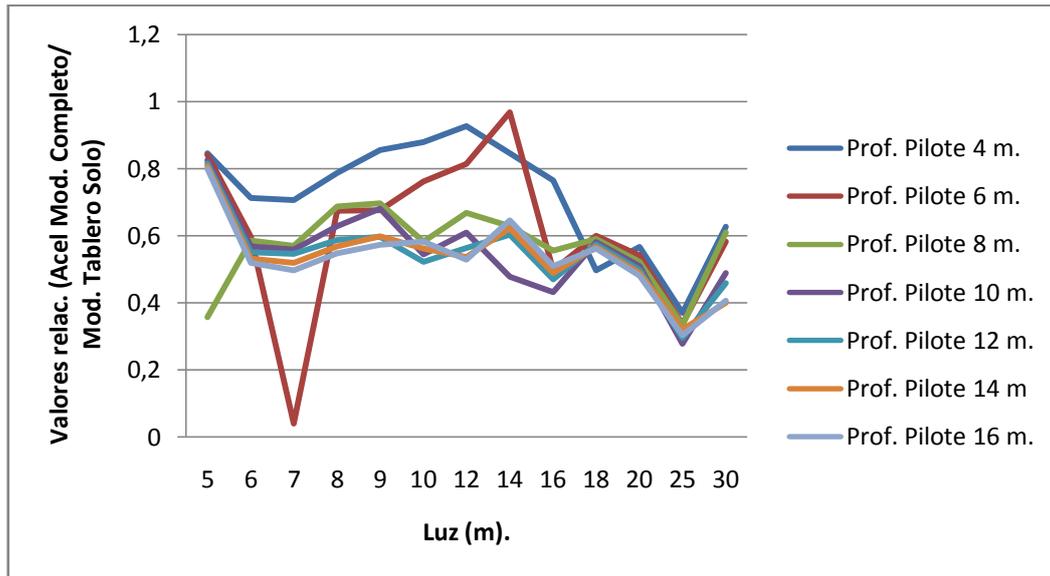


Ilustración 65. Rel. Mod. Completo/ Mod. Tablero Solo

Como vemos la relación en todo momento es inferior a la unidad, debido a lo comentado anteriormente. El valor del modelo de tablero solo obtiene valores de aceleraciones mayores al modelo completo.

- Modelos con un terreno de rigidez 500 MPa.

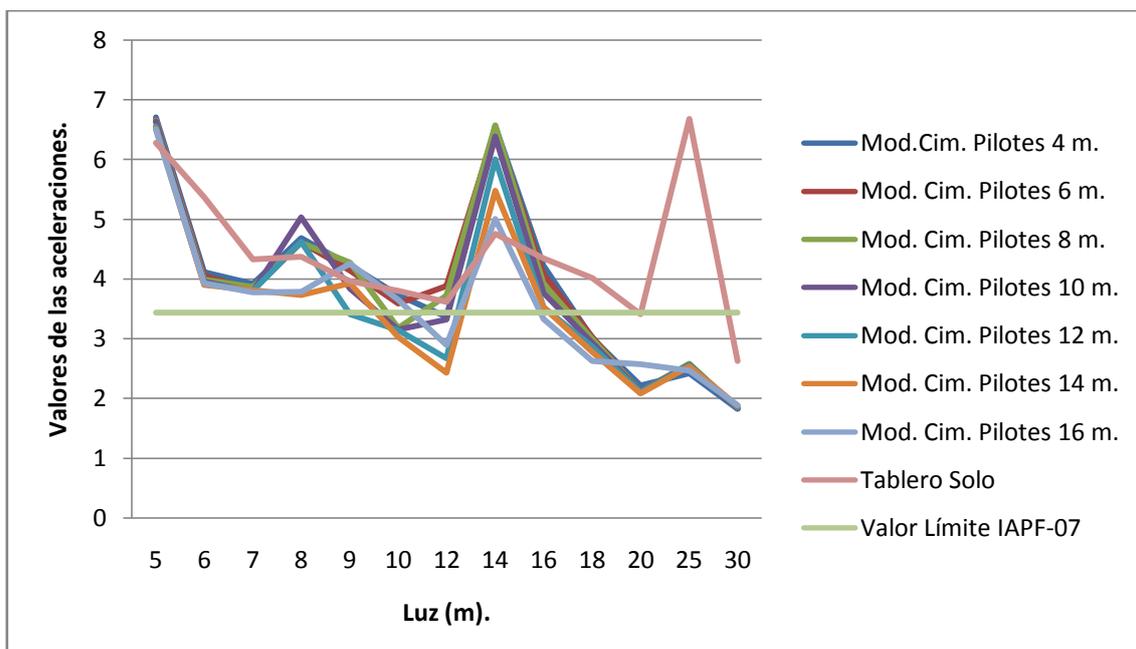


Ilustración 66. Valores de las aceleraciones.



Podemos apreciar como los valores para todos los modelos de cimentaciones son superiores al valor indicado en casi todas las luces comprendidas entre los 5 y los 16 metros, salvo entre los modelos de luces 10 y 12 metros, los cuales tienen valores por debajo del límite, esto coincide con los puentes de losa maciza con más luz. Pero es a partir de los modelos de 16 metros, los cuales ya se obtienen valores de las aceleraciones bastante menores. Como hemos destacado anteriormente, parece como el terreno actúa como disipador de la energía.

Con respecto a los valores obtenidos por el modelo de tablero solo, destacar que al aumentar la rigidez del terreno, cambia la relación entre las aceleraciones del modelo completo y esté. Tenemos valores de luces donde el valor obtenido de la aceleración máxima es mayor en el modelo con terreno. Por lo que los valores del modelo de tablero solo, quedaría del lado de la inseguridad.

A continuación, se muestra la gráfica con la relación entre valores de un tipo de modelo y otro:

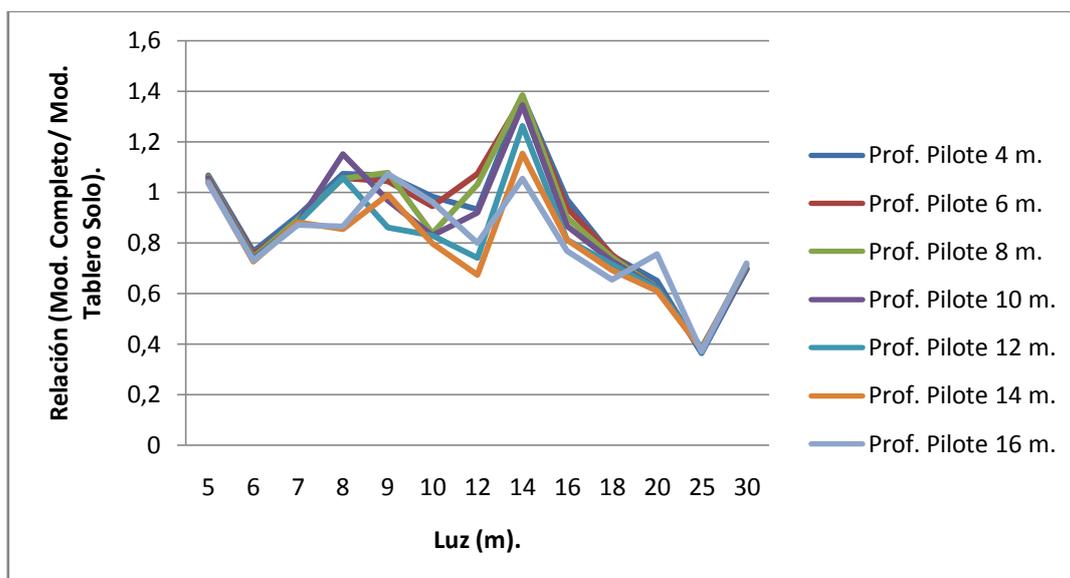


Ilustración 67. Relación (Mod. Completo/ Mod. Tablero Solo).

Como se puede apreciar para esta rigidez de terreno, los valores de la relación varían respecto a los resultados obtenidos para el otro tipo de rigidez. Aquí al tener valores superiores del modelo completo, tenemos relaciones superiores a la unidad.



- Modelos con un terreno de rigidez 1800 MPa.

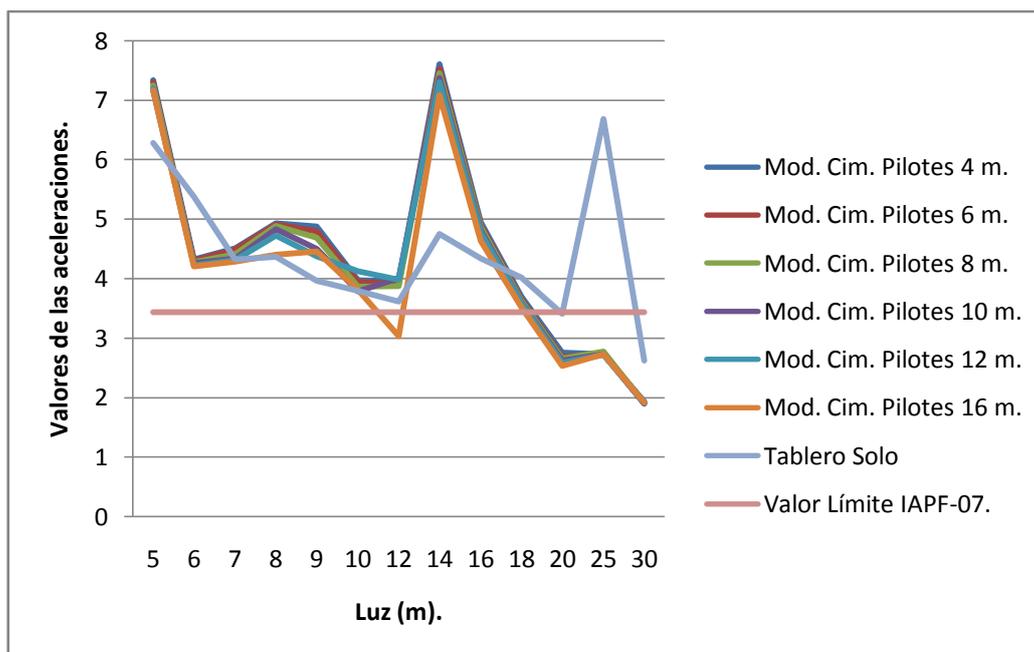


Ilustración 68. Valores de las aceleraciones.

Para los modelos con terreno de rigidez 55 MPa y 500MPa, podíamos ver como el modelo de tablero solo tenía unos valores de aceleraciones mucho mayores que los modelos completos con cimentaciones profundas. En los modelos con terreno de rigidez 1800 MPa, podemos apreciar unos valores mucho mayores que en las otras gráficas. Estos valores están por encima en todo momento, hasta llegar a los modelos de 18 metros de luz y en adelante, donde los valores bajan considerablemente como ha ocurrido anteriormente en las gráficas con diferente terreno.

A continuación, representamos la relación que guardan los valores obtenidos del modelo completo con el modelo de tablero solo:

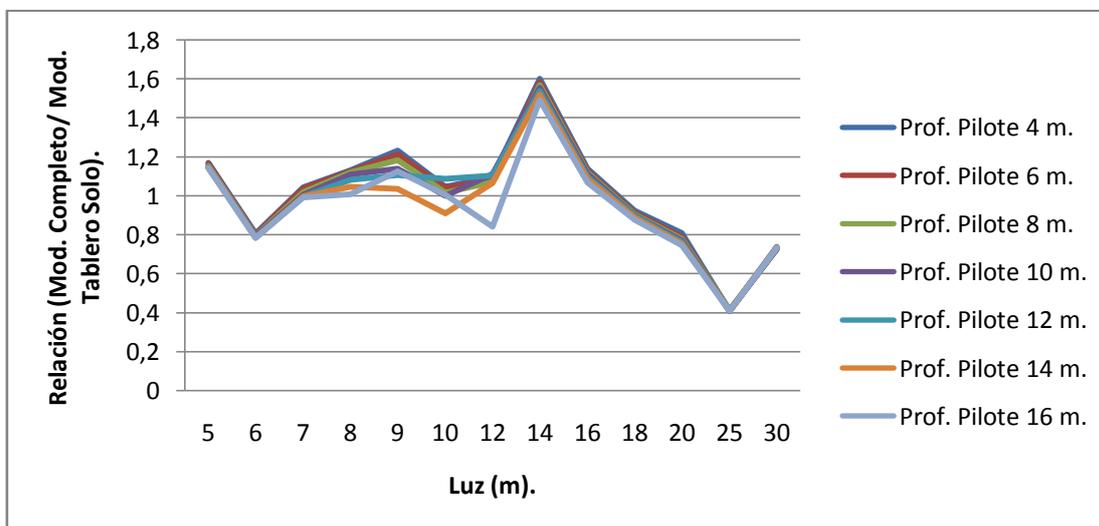


Ilustración 69. Relación (Mod. Completo/ Mod. Tablero Solo).



Como podemos ver la relación entre los valores de un tipo de modelo y otro es desde la luz 5 metros hasta la luz 18 metros mayor a 1, como hemos dicho anteriormente debido a que los valores de las aceleraciones máximas son mayores para los modelos con terreno (1800 MPa), que considerando el tablero solo.

Resulta por tanto evidente la conveniencia de analizar este tipo de estructuras haciendo uso de modelos que incluyen tanto los estribos, pilotes y el terreno circundante. Sobre todo a medida que el terreno es relativamente más rígido.

A continuación, vamos a ver las gráficas con los datos obtenidos de aceleraciones, variando las variables que vamos a tener en cuenta con respecto a las anteriores gráficas.

Vamos a ver como varían las aceleraciones, teniendo como constante la profundidad del pilote y variando por tanto la luz del modelo y la rigidez del terreno.

- Modelos con profundidad de pilote 4 metros.

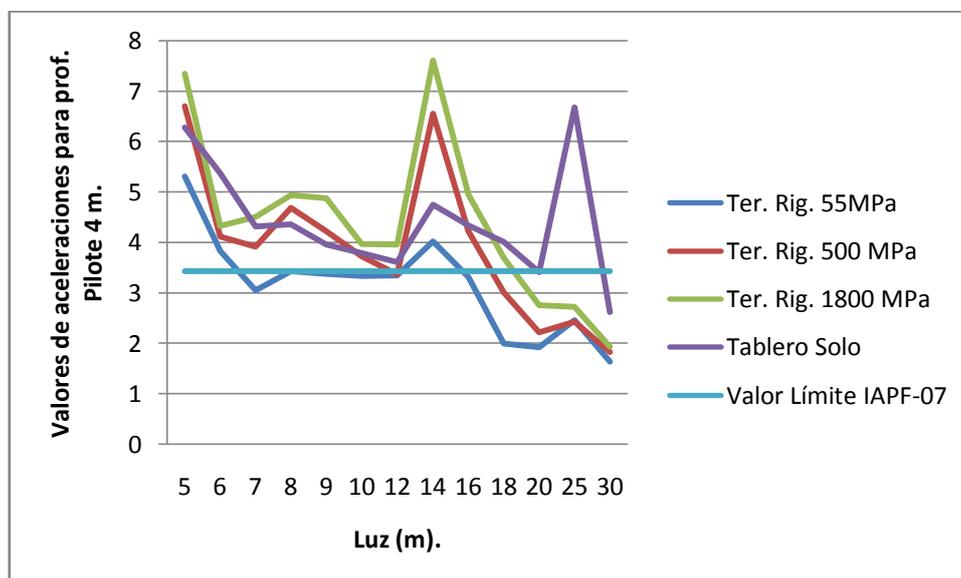


Ilustración 70. Gráfica de aceleraciones para modelos con prof. pilote 4 m.

En la gráfica podemos apreciar como los valores de aceleraciones para los puentes de luces más cortas (5, 6 y 7 metros), ya sea en el terreno que sea tienen unos valores de aceleraciones superiores al valor marcado por IAPF-07. Es en el modelo de luz 8 metros donde el modelo con terreno de rigidez 55 MPa sufre un pequeño pico de descenso en los valores de aceleraciones y ya se queda por debajo del valor límite antes mencionado, para el resto de luces con ese tipo de terreno.

Para los modelos con terreno de rigidez 500 MPa y 1800 MPa, tienen valores superiores a dicho límite en la mayoría de las luces (5- 18 metros), donde los valores de aceleraciones



vuelve a descender. El terreno actúa como disipador de la energía, y hace que los modelos de mayores luces estén por debajo del límite marcado.

- Modelos con profundidad de pilote 6 metros.

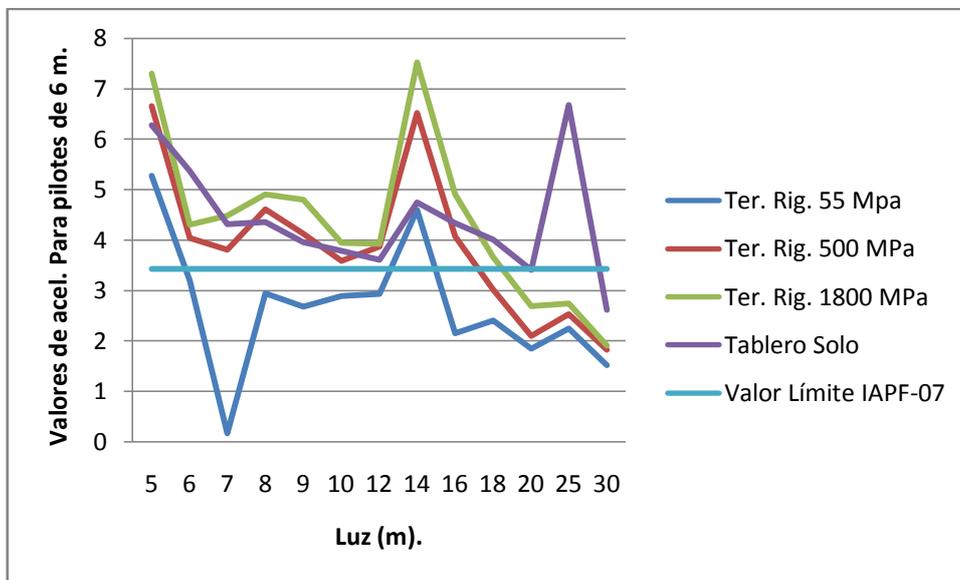


Ilustración 71. Gráfica de aceleraciones en modelos de 6 m. de pilote.

- Modelos con profundidad de pilote 8 metros.

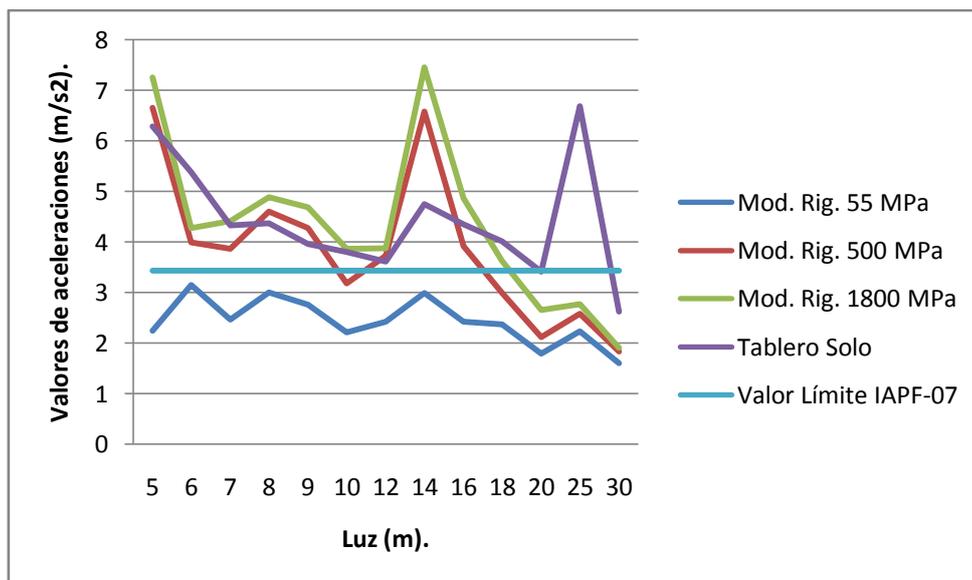


Ilustración 72. Gráf. aceleraciones para modelos con 8 m. de pilote.



- Modelos con profundidad de pilote 10 metros.

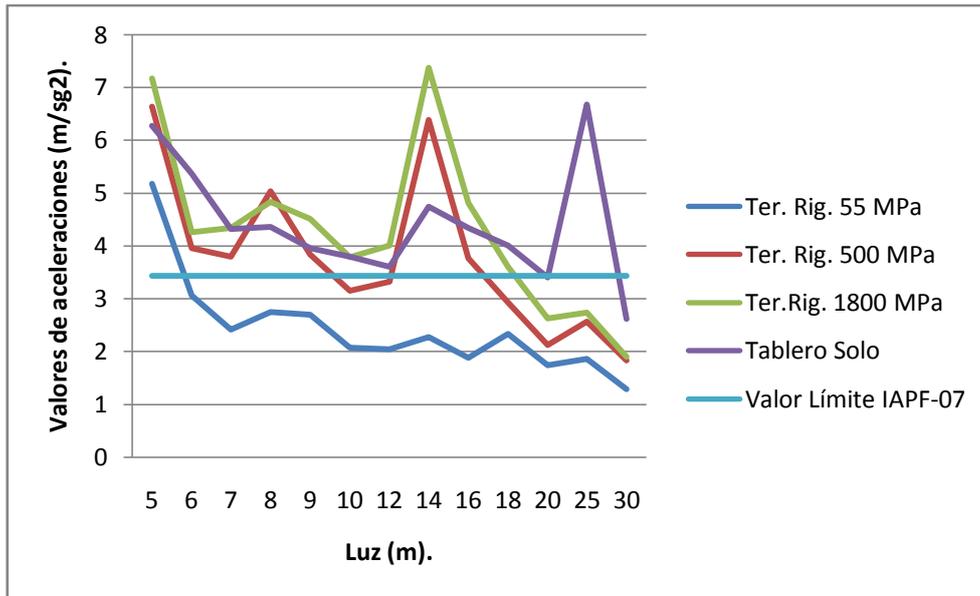


Ilustración 73. Gráfica de aceleraciones para modelos de 10 m. de pilote.

- Modelos con profundidad de pilote 12 metros.

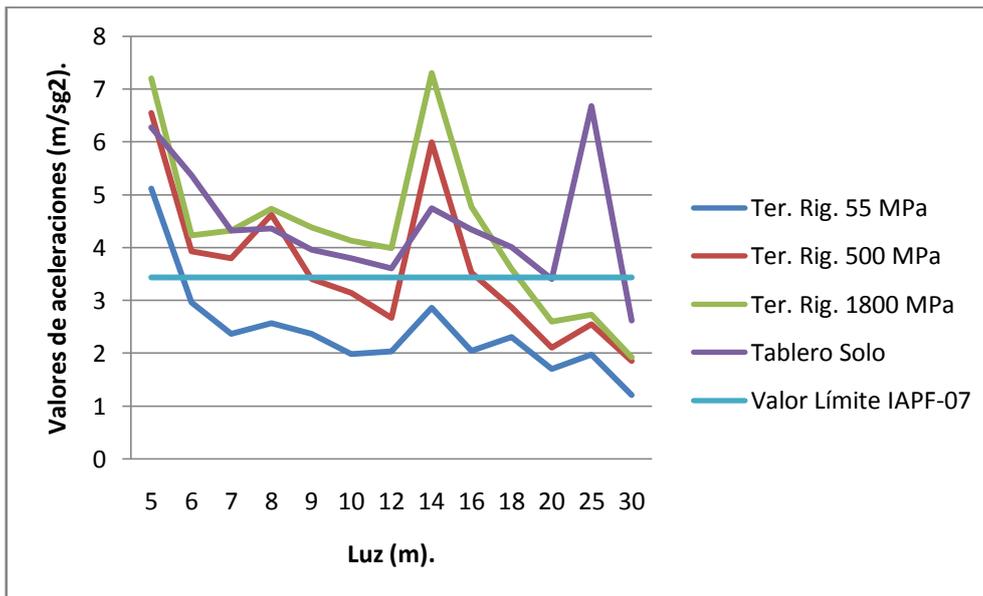


Ilustración 74. Gráfica de aceleraciones para modelos de 12 m. de pilote.



- Modelos con profundidad de pilote 14 metros.

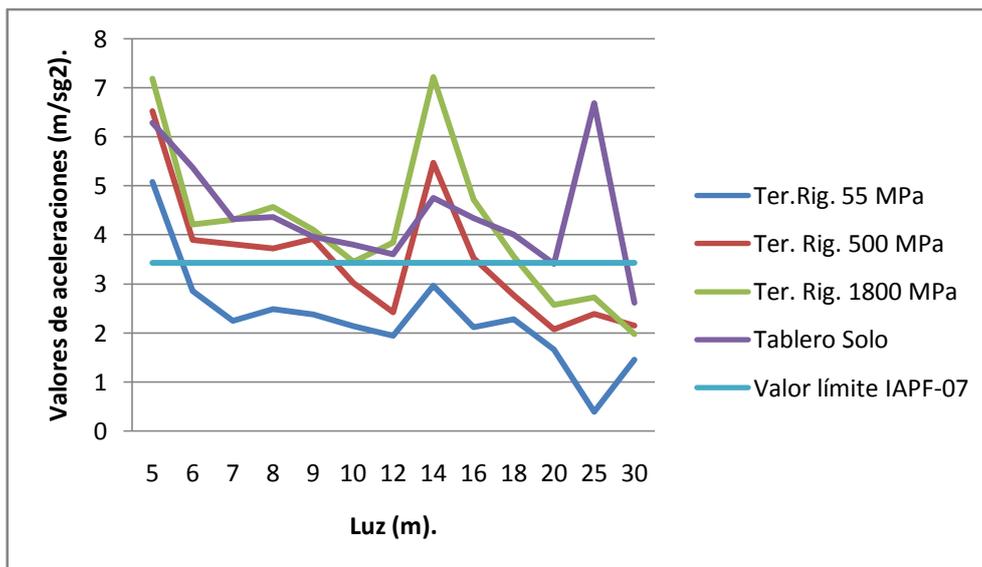


Ilustración 75. Gráfica de aceleraciones para modelos de 14 m. de pilote.

- Modelos con profundidad de pilote 16 metros.

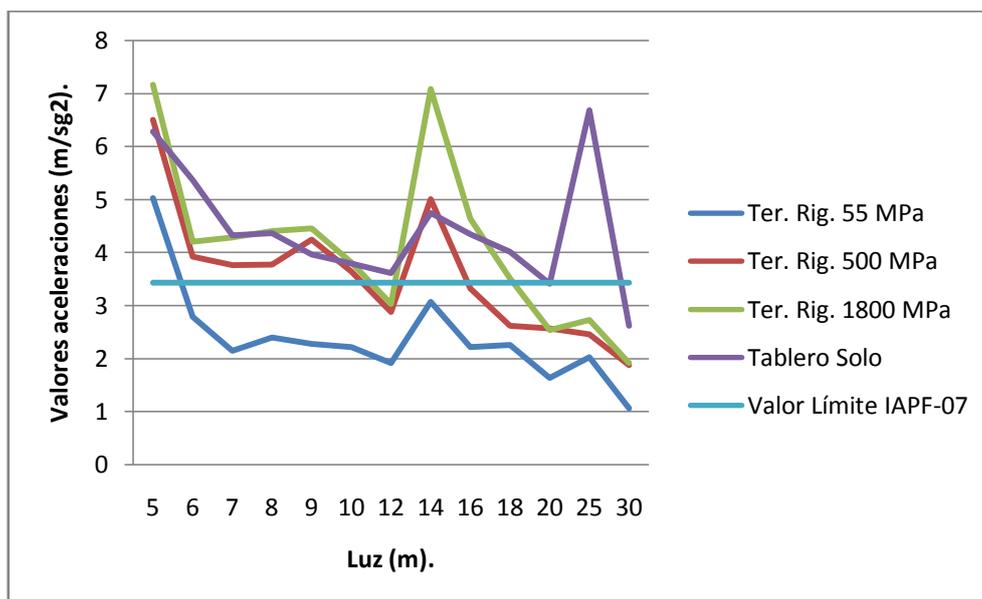


Ilustración 76. Gráfica de aceleraciones para modelos de 16 metros de pilote.

Los modelos de profundidad de pilote 6, 8, 10, 12, 14 y 16 metros describen un mismo desarrollo en sus gráficas, por lo tanto voy a describirlas en conjunto por este motivo.



La totalidad de los modelos de puentes en sus luces más cortas (5 y 6 metros), tienen unos valores de aceleraciones bastante elevados. A partir de los 7 metros de luz, los valores de las aceleraciones descienden en los tres tipos de terrenos estudiados, aunque en los modelos con terreno de rigidez 55 MPa sufren un descenso mucho más grande.

Estos modelos seguirán descendiendo a medida que avanza las longitudes de puente hasta 12 metros de vano (luz más grande para losa maciza), donde sufre el punto más bajo, luego aumentan moderadamente dichos valores, pero siempre manteniéndose por debajo del valor marcado por la IAPF-07.

Para los modelos de puente que cuentan con un terreno de 500 MPa y 1800 MPa, como hemos dicho anteriormente comienzan con los valores de aceleraciones más alto que obtienen para las luces estudiadas. A medida que van aumentando el valor de la luz, va disminuyendo el valor de las aceleraciones sufridas, hasta llegar a un punto donde sufren un pico de descenso de los valores, que coincide con el valor máximo de las luces de losa maciza (12 metros).

Justo a continuación, en el primer modelo de losa aligerada (14 metros), sufre un pico de aumento de los valores de aceleraciones y a medida de este punto descienden llegando al modelo de 18 metros donde van alcanzando valores similares al límite marcado por la IAPF-07. En los modelos de mayor luz, las aceleraciones obtienen valores por debajo de éste valor. Una vez más recalcar el factor del terreno como disipador de energía.

7. Conclusiones.

Como ya se comentó a lo largo de la presente memoria, uno de los problemas más destacables que se plantean en las líneas de alta velocidad, es el comportamiento de las estructuras de luces cortas y medias. Tanto a las de nueva construcción como a las que se modernizan.

El énfasis en este tipo de estructuras se hace en el estudio de las aceleraciones que afectan al mantenimiento de la vía debido a los problemas de desconsolidación del balasto, y al confort de los viajeros.

El objetivo de este trabajo, es el de estudiar y cuantificar, en qué medida son importantes la subestructura (cimentaciones profundas), el terreno circundante a la estructura y la luz de la misma, en el preceptivo análisis, en un modelo de elementos finitos.

Como conclusión más importante del trabajo, se podría destacar, la influencia que tiene la correcta modelización de la cimentación y el terreno, en la respuesta dinámica, del modelo estructural.



La influencia es dependiente de la rigidez del terreno y de la cimentación, afectando al coeficiente de impacto de manera poco previsible, ya que modifica los trenes que producen la resonancia y por tanto la velocidad a la que se produce la misma.

Lo cual es lógico, ya que se modifican las condiciones de rigidez del sistema. La tendencia que existe, haciendo referencia al terreno que hemos estudiado, es que a medida que el terreno sube su grado de rigidez, el terreno sea más competente. Al aumentar los valores de coeficientes de impacto y aceleraciones en los modelos con terreno, van dejando atrás los valores obtenidos en el modelo de tablero solo, por lo tanto estos resultados van quedando del lado de la inseguridad.

Haciendo referencia a la longitud de los pilotes que hemos estudiado en este estudio, destacar que se obtienen también unos valores que son muy significativos. A medida que vamos aumentando la profundidad de los mismos, vamos obteniendo unos coeficientes de impacto y unas aceleraciones menores (siempre haciendo el comparativo para un terreno de igual rigidez).

Por lo tanto sacamos como conclusión que los valores de coeficiente de impacto y aceleraciones, van aumentando a medida que vamos aumentando la rigidez del terreno y disminuyendo la profundidad de los pilotes utilizados para la cimentación de los puentes.

Después de lo comentado, es de destacar, que tiene mucha importancia, el incluir en el modelo de forma realista tanto el terreno como la cimentación del puente, de modo que se contemple en el modelo todos los mecanismos resistentes y disipativos involucrados: Masas, Rigideces y Amortiguamiento.

8. Referencias.

- Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF-07). Dirección general de Infraestructuras del Ministerio de Fomento. Gobierno de España.2007
- Guía de Cimentaciones en obra de carreteras. Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras. Dirección general de carreteras. Gobierno de España. 2009
- Eurocódigo 1. Bases de Proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Acciones de tráfico en Puentes. UNE-ENV 1991-3
- Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07). Ministerio de Fomento. Gobierno de España.2007
- SAP2000 16.0.0 Structural and Earthquake Engeneering software. Computers and Structures, Inc 2013. University Avenue. Berkeley, California 94704 USA.



- Eurocódigo 1. Acciones en estructuras. Parte 2: Carga de tráfico en puentes. UNE-EN 1991-2; Septiembre 2003.
- Wave Propagation For Train- Induced Vibrations-A Finite/Infinite Element Approach. Y B Yang, & HH Hung. World Scientific Publishing Co.Pte. Ltd.2009
- Tesis Doctoral, “Influencia de la interacción suelo- estructura en el comportamiento dinámico de puentes sometidos al paso de trenes de alta velocidad”. Antonio Martínez de la Concha.

