

Análisis del comportamiento de un puente de tramo recto sobre estribos y pila sometido a una señal sísmica no uniforme (asíncrona por onda pasajera).

Juan David Rodríguez Correa

Yahir Andrés Sandoval Torres

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director:

Gustavo Chio Cho

PhD. en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2019

Dedicatoria

A nuestros padres quienes son el motor y el motivo de nuestro estudio en la Universidad Industrial de Santander.

Y a todas las personas que directa o indirectamente nos han impulsado en este proceso, aunque no estén presentes.

Agradecimientos

A Dios, por todo.

Los mas sinceros y profundos agradecimientos al Doctor Gustavo Chio Cho, por dirigirnos en este proyecto de investigación, por sus horas de atención y enseñanza, como también por el tiempo que nos dedico para darnos una charla y hablar de todo un poco.

A la Universidad Industrial de Santander, nuestra alma mater, la cual nos oriento y donde hemos construido el pensamiento de vida que tenemos.

A nuestros padres, hermanos, familiares y amigos, por su compañía, su motivación y su apoyo. Todos contribuyeron aportando su granito de arena en este proceso.

Contenido

	Pág.
Introducción	14
1. Objetivos	16
1.1 Objetivo General	16
1.2 Objetivos Específicos.....	16
2. Cuerpo del trabajo	17
2.1 Marco Teórico.....	17
2.1.1 Puente viga cajón.	17
2.1.2 Antecedentes históricos.	18
2.1.3 Excitación multi-soporte.....	20
2.1.4 Estudio del Asincronismo.....	22
2.1.4.1 Pérdida de coherencia.	22
2.1.4.2 Condiciones locales del suelo.	22
2.1.4.3 Atenuación inelástica y expansión geométrica.	23
2.1.4.4 Extensión de la fuente sísmica.....	23
2.1.4.5 Onda Pasajera.....	23
2.2 Marco Conceptual	26

2.2.1 Descripción de parámetros caso de estudio	26
2.2.1.1 Puente.....	26
2.2.1.2 Señal sísmica (Loma Prieta).	27
2.2.1.3 Evaluación de cargas.....	29
2.3 Análisis Realizado	30
2.3.1 Descripción de modelos.....	30
2.3.2 Procedimiento de análisis.	31
2.3.2.1 Desarrollo de los cálculos:	32
2.3.2.2 Periodos de vibración de la estructura.	36
2.3.3 Analisis señal uniforme.....	37
2.3.3.1 Descripción.	37
2.3.3.1 Resultados	38
2.3.4 Análisis señal asincrona.....	39
2.3.4.1 Descripción.	39
2.3.4.2 Resultados	40
2.3.5 Comparación de respuestas del sistema	41
2.3.5.1 Desplazamientos Máximos	41
2.3.5.2 Reacciones en las pilas del puente.	43
3. Conclusiones	45
Referencias Bibliográficas	47

Lista de Figuras

	Pág.
<i>Figura 1.</i> Acelerograma Loma Prieta.	28
<i>Figura 2.</i> Guía para los cálculos de desfase temporal.	29
<i>Figura 3.</i> Modelo utilizado para realizar los cálculos con cuatro masas concentradas.	30
<i>Figura 4.</i> Modelo idealizado con diecinueve masas concentradas.	31
<i>Figura 5.</i> Matriz en coordenadas globales del elemento de un pórtico.	32
<i>Figura 6.</i> Acelerograma del sismo Loma Prieta.	37
<i>Figura 7.</i> Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis uniforme, idealización de cuatro masas.	38
<i>Figura 8.</i> Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis uniforme, idealización de diecinueve masas.	38
<i>Figura 9.</i> Acelerograma del sismo Loma Prieta con desfase temporal de llegada.	39
<i>Figura 10.</i> Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis Asíncrono, idealización de cuatro masas.	40
<i>Figura 11.</i> Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis Asíncrono, idealización de diecinueve masas.	40
<i>Figura 12.</i> Grafica de la comparación de los desplazamientos producidos por las señales, idealización de cuatro masas.	41

<i>Figura 13.</i> Grafica de la comparación de los desplazamientos producidos por las señales, idealización de diecinueve masas.	42
<i>Figura 14.</i> Grafica de Comparación de valores de las Reacciones producidas en el elemento tipo Pila del puente. Idealización cuatro masas.	43
<i>Figura 15.</i> Grafica de Comparación de valores de las Reacciones producidas en el elemento tipo Pila del puente. Idealización diecinueve masas.	43

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. <i>Acelerogramas compatibles con el escenario sísmico de Bucaramanga.</i>	28
Tabla 2. <i>Valores de Periodos, Frecuencias, Factores de participación para cada modo de vibración de la estructura, idealización de 4 masas.</i>	36
Tabla 3: <i>Valores de Periodos, Frecuencias, Factores de participación para cada modo de vibración de la estructura, idealización de 19 masas.</i>	37

Resumen

TÍTULO: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN PUENTE DE TRAMO RECTO SOBRE ESTRIBOS Y PILA SOMETIDO A UNA SEÑAL SÍSMICA NO UNIFORME (ASÍNCRONA POR ONDA PASAJERA)*.

AUTORES: Juan David Rodríguez Correa, Yahir Andrés Sandoval Torres**

PALABRAS CLAVE: Análisis asíncrono, análisis uniforme, excitación sísmica asíncrona, puente de múltiples vanos, efecto de onda pasajera.

DESCRIPCIÓN

El presente documento tiene como finalidad el análisis y la comparación de la respuesta estructural de un puente de múltiples vanos sometido a una señal sísmica uniforme y una señal sísmica asíncrona. Se realizó un análisis del comportamiento considerando el efecto de onda pasajera como principal patrón de asincronismo y tomando como caso de estudio un puente de viga cajón de gran luz. El presente documento se desarrollará en las siguientes etapas: En la primera parte se expone un marco teórico obtenido de revisiones bibliográficas para la contextualización tanto del asincronismo por onda pasajera como las respuestas observadas en puentes de múltiples vanos bajo este tipo de análisis. Luego se presenta la idealización del puente por medio de Método Matricial en los softwares Excel y Matlab, utilizando dos sistemas equivalentes de masas concentradas.

Posteriormente se realiza un estudio paramétrico del tiempo de llegada de la señal sísmica a los apoyos de la estructura, además se describe la geometría del modelo utilizado, las propiedades de los materiales, el tipo de análisis realizado, las hipótesis de carga sísmica, entre otros. Por último, se compararán los resultados obtenidos del modelo analizado sometido a los dos tipos de señal: uniforme y asíncrona, teniendo en cuenta los desplazamientos, fuerzas y momentos en las pilas, para finalizar con las conclusiones y futuras líneas a desarrollar

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas Escuela de Ingeniería Civil Director: Gustavo Chio Cho PhD. en Ingeniería Civil

Abstract

TITLE: ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF A STRAIGHT BRIDGE ON STIRRUPS AND STACK SUBJECTED TO A NON-UNIFORM SISMIC SIGNAL (ASYNCHRONISM BY PASSING WAVE) *.

AUTHORS: Juan David Rodríguez Correa
Yahir Andrés Sandoval Torres**

KEYWORDS: Asynchronous analysis, uniform analysis, asynchronous seismic excitation, multi-span bridge, passing wave effect.

DESCRIPTION

The purpose of this document is the analysis and comparison of the structural response of a multi-span bridge subjected to a uniform seismic signal and an asynchronous seismic signal. A behavior analysis was carried out considering the passing wave effect as the main asynchronism pattern and taking as a case study a bridge beam drawer of great light. This document will be developed in the following stages:

The first part presents a theoretical framework obtained from bibliographic reviews for the contextualization of both asynchronism by transient wave and the responses observed in bridges of multiple spans under this type of analysis. Then the idealization of the bridge is presented by means of the Matrix Method in the Excel and Matlab software, using two equivalent systems of concentrated masses.

Subsequently, a parametric study is performed by varying the time of arrival of the wave, in addition to describing the geometry of the model used, the properties of the materials, the type of analysis performed, the seismic load hypotheses, among others. Finally, compare the results obtained from the model analyzed at some point to the two types of uniform and asynchronous signal, taking into account the displacements, forces and moments in the batteries, to end with the conclusions and future lines to be developed

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas Escuela de Ingeniería Civil Director: Gustavo Chio Cho PhD. en Ingeniería Civil

Introducción

La construcción de los puentes en el mundo ha venido en desarrollo; Ya que estos permiten la comunicación en zonas en donde por fenómenos naturales como ríos, canales, condiciones de terreno abruptas, fallas geológicas, condiciones de tráfico o por disminuir distancias de recorrido; Tema en el cual Colombia no se queda atrás debido a que por ser un país que se encuentra en desarrollo a apelado a la utilización de estos sistemas estructurales.

El fenómeno de desastres naturales con mayor ocurrencia en el país es el terremoto o sismos, lo cual ha llevado a que las investigaciones se encaminen hacia el estudio de los comportamientos estructurales durante la ocurrencia de un evento sísmico, para así proveer el estado de deterioro y la respuesta ante la ocurrencia del mismo.

En la siguiente investigación se encaminarán todos los esfuerzos al estudio del comportamiento de los puentes ante la acción sísmica de carácter uniforme como asíncrona, por lo que es importante contar con estrategias y herramientas que permitan observar su comportamiento para realizar una comparación de los eventos.

Los daños por excitación sísmica asíncrona se pueden presentar en cualquiera de los tipos de puentes existentes. Dependiendo de las características dinámicas de la estructura entre las cuales se encuentra la variación espacial a lo largo de sus apoyos, las características diferenciales del suelo, atenuación inelástica, fenómeno de incoherencia, expansión geométrica y extensión de la fuente sísmica, según Valdebenito y Aparicio (Valdebenito y Aparicio, 2005).

En concordancia con la zona en donde nos encontramos ubicados más exactamente para el estudio de zonificación sismo geotécnica indicativa del área Metropolitana de Bucaramanga: Los acelerogramas seleccionados corresponden a las dos fuentes posibles de la ciudad, la falla Bucaramanga-Santa Marta y la falla frontal (Avelino Amado Lamus, Edgar Hernán Martínez y Esperanza Maldonado; Estimación del daño sísmico para puentes de varios vanos a partir de los modelos de Park y del ATC-6.2).

De los acelerogramas compatibles con el escenario sísmico de la ciudad de Bucaramanga, se seleccionó para la evaluación el acelerograma Loma Prieta.

Finalmente, lo más importante y como centro de la investigación se encuentra el cálculo de los desplazamientos y fuerzas en los pilares ocasionados por ambos tipos de señal con objeto de realizar su posterior comparación, para lo cual se seleccionó un puente con las características de los puentes construidos en la región.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento de un puente de tablero viga cajón de gran luz sobre estribos y pila ante la acción de una señal sísmica asíncrona (onda pasajera), utilizando los softwares Excel y Matlab.

1.2 Objetivos Específicos

- Realizar un análisis clásico y un análisis asíncrono de un puente de tablero viga cajón de gran luz sobre estribos y pila, tomando como factores principales la luz entre apoyos y el efecto de onda pasajera.
- Analizar el puente de tablero viga cajón de gran luz sobre estribos y pila mediante la utilización de los softwares Excel y Matlab.
- Evaluar las características y el comportamiento dinámico, las fuerzas internas y desplazamientos del puente ante la acción de una señal sísmica asíncrona y una señal sísmica uniforme.
- Comparar las respuestas dinámicas encontradas para el análisis asíncrono versus el análisis clásico bajo el efecto de onda pasajera.

2. Cuerpo del trabajo

2.1 Marco Teórico

2.1.1 Puente viga cajón. Los puentes viga cajón están conformados por vigas unicelulares que consta de una losa superior, dos almas y una losa inferior, en los cuales las vigas principales presentan la forma de cajón hueco. Pueden ser construidos con concreto presforzado, acero o en sección compuesta de acero con concreto reforzado (llamados mixtos). Por lo general el cajón es de forma rectangular o trapezoidal. La losa superior que es la plataforma del puente actúa como cabeza de compresión frente a los momentos flectores positivos. Las almas desempeñan la función de transmitir el cortante a los apoyos del puente. Por último, la losa inferior funciona como compactador y hace la función de unir las secciones inferiores de las almas actuando como cabeza de compresión ante momentos negativos funcionando como cierre del circuito de torsión de la estructura. Las diferentes formas de apoyo de este tipo de puentes (estribos, pilas), soportan las cargas que actúan sobre las estructuras anteriormente mencionadas, de tal forma que éstas solo estén expuestas a los fenómenos de flexión y torsión, para lo cual fueron diseñadas. La resistencia de las vigas está determinada principalmente por el momento de inercia de sus secciones. De manera general, los puentes viga de sección cajón se encuentran tanto en las redes de autopistas, así como también en los entornos urbanos, facilitando el desplazamiento del transporte público, como metro.

La tipología de sección cajón es la superestructura más ampliamente utilizada en los proyectos de construcción de puentes (Schlaich y Scheef, 1982). Cabe aclarar que la sección cajón no es una sección que solo se podría encontrar en puentes viga, sino que también es utilizada en las demás tipologías de puentes tales como; arco, pórtico, atirantados y colgantes. Los puentes de sección en cajón tienen la ventaja de que pueden ser construidos ya sea “in situ” o bien prefabricarse en dovelas que posteriormente se izan. El número de puentes con esta sección ha aumentado recientemente (Ates, 2011) debido a su resistencia tanto a momentos flectores positivos como negativos, así como a la torsión.

2.1.2 Antecedentes históricos. El puente viga cajón con la luz más larga del mundo es el puente sobre el río Shibampo Yantze ubicado en China, con una longitud total de 1.103 metros en 7 tramos y una luz máxima de 330 metros. Fue diseñado por la firma T.Y. Lin International (la misma que diseñó el puente sobre el río Colorado) concluido en el año 2006. En segundo lugar, se encuentra el puente Stolma en Noruega concluido en 1998.

Un hecho que empañó la ingeniería estructural y la construcción de puentes tipo cajón, pero que al mismo tiempo ha ofrecido grandes lecciones, fue la falla del puente Koror ubicado en Palaos en 1996. El puente fue terminado en 1977 y en ese momento fue el puente tipo cajón con la mayor luz del mundo (240,8 metros). La falla súbita ocurrió 3 meses después de la conclusión de una intervención para reducir una evidente deformación permanente en el centro de la luz que alcanzó 1,39 m. En dicho reforzamiento fueron añadidos tirantes que produjeron compresión inducida en el tablero provocando el colapso al parecer por un pandeo debido al flujo plástico (Bazant, et. al., 2015).

Las Investigaciones en el ámbito de los puentes en cajón ha tratado de mejorar su diseño (Yepes, 2017). Al principio, los trabajos se centraron en mejorar el comportamiento estructural (Chang y Gang, 1990; Ishac y Smith, 1985; Luo et al., 2002; Mentrasti, 1991; Razaqpur y Li, 1991; Shushkewich, 1988). Estos trabajos se centraron en el análisis del cortante y la distorsión de la sección. Posteriormente, Ates (2011) estudió el comportamiento de un puente viga continuo durante la etapa de construcción, incluyendo efectos dependientes del tiempo. Moon et al. (2005) también se centraron en la etapa de construcción, estudiando las grietas que aparecieron en la losa inferior de un puente prefabricado, que ocurrieron por una deformación excesiva durante el tesado provisional de las dovelas.

Otros autores investigaron el efecto de las condiciones de durabilidad en la resistencia. Liu et al. (2009) propusieron detectar los daños desarrollando técnicas de monitorización y evaluando el estado del puente. Guo et al. (2010) evaluaron la fiabilidad para estudiar la fluencia, la retracción y la corrosión a lo largo del tiempo de un puente mixto de vigas en cajón expuesto a un ambiente de cloruros. Lee et al. (2012) propusieron un sistema de gestión del ciclo de vida de puentes en cajón que integrase el diseño y la construcción.

Por otra parte, los análisis de tipo asíncrono en las estructuras cada día van tomando mas importancia ya que en sismos presentados en Taiwán se ha evidenciado que las señales entre los apoyos de las estructuras presentan desfases temporales.

Este tipo de estudios se empezaron en redes de energía, presas y todo tipo de estructuras donde se pudieran evaluar los comportamientos por asincronismo; Posteriormente se realizarían estudios con puentes de grandes luces, medias, y poca longitud encontrando que el asincronismo producía excitaciones diferentes y considerables en los apoyos (Álvarez et al., 2002) (Álvarez y Aparicio 2003).

2.1.3 Excitación multi-soporte. Para permitir un análisis en la estructura ante movimientos sísmicos en los distintos soportes. Se acude a un análisis por excitación multisoporte, tal excitación multisoporte (o excitación espacialmente variable) puede surgir cuando se considera el análisis sísmico de las estructuras de gran longitud donde el movimiento del terreno varíe de manera significativa por la presencia de una onda sísmica a lo largo de la estructura. Para el análisis de estos sistemas se extiende la formulación según Chopra (Chopra, 2014) a fin de incluir los grados de libertad en los soportes. Para todos los grados de libertad, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe en forma particionada en la ecuación 1:

$$\begin{bmatrix} m & m_g \\ m_g^T & m_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}^t \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & c_g \\ c_g^T & c_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}^t \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & k_g \\ k_g^T & k_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^t \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g(t) \end{Bmatrix} \quad (1)$$

Las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez se pueden determinarse a partir de las propiedades de la estructura y están asociadas a los grados de libertad de los soportes. Lo que se desea determinar son los desplazamientos u^t en los grados de libertad de la superestructura y las fuerzas en los soportes $P_g(t)$.

Para una excitación sencilla las ecuaciones de movimiento se pueden escribir separando los desplazamientos en dos partes, la parte dinámica es producida por las fuerzas inerciales y la segunda parte producida por los movimientos diferenciales pseudoestáticos que se presentan en la base (bayraktar et al., 1996) (Hao, 1997) (Konakli y Kiureghian, 2011). Ver ecuación 2

$$\begin{Bmatrix} u^t \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u^s \\ u_g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

En esta ecuación, u^s es el vector de los desplazamientos estructurales debidos a la aplicación estática de los desplazamientos u_g en los soportes, prescritos en cada instante de tiempo. Ambos se relacionan a través de: (ecuación 3)

$$\begin{bmatrix} k & k_g \\ k_g^T & k_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_g^s \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Donde p_g^s son las fuerzas que ocasionan los desplazamientos u_g que está dada en función del tiempo; u_s se conoce como vector dado como desplazamientos cuasi estáticos. Se observa que si una estructura esta sometida a un movimiento de cuerpo rígido el movimiento horizontal es idéntico en todos los soportes. El resto de los desplazamientos $\mathbf{u}$ se conoce como desplazamientos dinámicos y para poder ser entendidos se les debe hacer un análisis dinámico.

Resultado de la división de los desplazamientos totales entre los desplazamientos cuasi estáticos y dinámicos se tiene: (ecuación 4)

$$m\ddot{u}^t + m_g\ddot{u}_g + c\dot{u}^t + c_g\dot{u}_g + ku^t + k_gu_g = 0 \quad (4)$$

Sustituyendo 2 en 4, se tiene: (ecuación 5)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{ef}(t) \quad (5)$$

Conociendo el valor de las fuerzas sísmicas efectivas como: (ecuación 6)

$$p_{ef}(t) = -(m\ddot{u}^s + m_g\ddot{u}_g) - (c\dot{u}^s + c_g\dot{u}_g) - (ku^s + k_gu_g) \quad (6)$$

Para un representar el valor de las fuerzas sísmicas efectivas de una manera más útil, se puede reescribir la ecuación de la siguiente forma: (ecuación 7)

$$ku^s + k_gu_g = 0 \quad (7)$$

De esta manera se pueden expresar los desplazamientos cuasi estáticos u^s en términos de los desplazamientos u_g que son los desplazamientos en los soportes dados por: (ecuación 8)

$$u^s = \mathfrak{u}u_g \quad \mathfrak{u} = -k^{-1}k_g \quad (8)$$

Donde, $\mathfrak{u}$ se denomina la matriz de influencia dado que describe la influencia que tienen los desplazamientos de los soportes en los desplazamientos estructurales, teniendo: (ecuación 9)

$$p_{ef}(t) = -(m_i + m_g)\ddot{u}_g(t) - (c_i + c_g)\dot{u}_g(t) \quad (9)$$

Si se prescriben las aceleraciones $\ddot{u}_g(t)$ y $\dot{u}_g(t)$ velocidades del terreno (o los soportes), la $p_{ef}(t)$ se conoce a partir de la ecuación (9), y así se completa la formulación de la ecuación que controla el movimiento asíncrono.

2.1.4 Estudio del Asincronismo. Por otra parte, según Valdebenito y Aparicio (Valdebenito y Aparicio, 2005), la variación en el movimiento del suelo es una característica significativa y se ve reflejado especialmente en estructuras alargadas tales como puentes; este fenómeno es una condición no síncrona entre apoyos, ignorado en el análisis de estos y dando una simplificación tomando los espectros de respuesta idénticos en cada uno de estos puntos de apoyo.

La investigación hecha por Clough Penzien (1993), donde se explica la respuesta estructural a la excitación multisoporte ha identificado varios mecanismos identificados como patrones de asincronismo, los cuales son: onda pasajera, fenómeno de incoherencia, efecto de las condiciones locales del suelo, atenuación inelástica y expansión geométrica de las ondas y la extensión de la fuente sísmica.

2.1.4.1 Pérdida de coherencia. La falta de incoherencia de las ondas están provocaciones dadas por las reflexiones y refracciones de ellas el estar en espacios no homogéneas.

2.1.4.2 Condiciones locales del suelo. Estas condiciones afectan las amplitudes y frecuencias de las ondas sísmicas.

2.1.4.3 Atenuación inelástica y expansión geométrica. Debido al fenómeno de la disipación de la energía y la filtración de las altas frecuencias, decaen las amplitudes de las ondas y se presenta este patrón de asincronismo.

2.1.4.4 Extensión de la fuente sísmica. Este caso está referido al tamaño de ruptura en la falla.

2.1.4.5 Onda Pasajera. Es un desfase generado por el tiempo de llegada de las ondas secundarias (ondas S) a cada uno de los apoyos de la estructura, los principales parámetros influyentes de este fenómeno se dan debido a la velocidad de propagación de las ondas y los efectos locales del sitio en el cual se presente el suceso. El análisis de este efecto en función de la frecuencia angular y la distancia entre soportes se determina:

$$\gamma^w_{kl}(\omega) = \exp \left[-\frac{\imath \omega d^L_{kl}}{V_{app}} \right]$$

Donde,

γ^w_{kl} , efecto de onda pasajera.

ω , frecuencia angular.

$\imath$, se refiere a un número imaginario, denotado como $(\sqrt{-1})$.

V_{app} , velocidad aparente.

d^L_{kl} , proyección de la propagación de la onda.

Descritos estos fenómenos podemos incluir que la atenuación inelástica y expansión geométrica, como también la extensión de la fuente sísmica no llegan a tener una notable incidencia en el análisis multisoporte, por lo que los fenómenos significativos llegan a ser las condiciones locales del suelo, la falta de coherencia y el efecto de onda pasajera en puentes de gran luz (Bayraktar, 1996; Ettouney et al., 2001).

Las normas vigentes no consideran este fenómeno como gran importancia en el análisis de puentes, excepto el Eurocódigo 8 el cual además de considerar este fenómeno les da importancia especial a los puentes con extensiones sobre los 600 m.

Para el efecto de onda pasajera, Abdel – Ghaffar y Nazmy recomiendan utilizar el desfase dada por la velocidad de propagación de las ondas secundarias (ondas S) entre los soportes y concluyen que, para velocidades de propagación altas, las diferencias entre el análisis asíncrono y uniforme decrecen aproximándose los valores a los del movimiento uniforme.

Para los análisis sísmicos de asincronía, donde las respuestas de estos son determinadas a partir de formas modales, sus frecuencias y sus correspondientes coeficientes de amortiguamiento y la solución presentada se da a partir de las ecuaciones de integración de Duhamel.

Las investigaciones realizadas por Burdette y Elnashai en 2008, demuestran que en ningún caso de movimiento asíncrono la respuesta estructural se ha amplificado de manera regular o con facilidad para predecirlo y aun no se ha podido por medio de la comparación con el movimiento uniforme predecir de manera acertada este fenómeno. Además, la incoherencia que se da resultado de la llegada retrasada de la onda sísmica tiene un efecto menor a la incoherencia geométrica. Y muestran que de manera inequívoca que el análisis con excitación asíncrona es necesario, y que el análisis sincrónico puede potencialmente subestimar las respuestas de las estructuras.

Con la introducción y especificaciones propuestas por EC8-2 que cuentan con el efecto de la excitación asíncrona, ya que generalmente cuando estructuras de gran luz como puentes están sometidos por un largo tiempo a este efecto, se produce un aumento en la demanda sísmica pero que por lo contrario para puentes cortos en condiciones uniformes de tierra el aumento en la demanda sísmica de puentes no se presenta (Sextos and Kappos, 2009).

La influencia de la variabilidad espacial del movimiento sísmico del terreno cuando se considera el efecto de onda pasajera y al considerar el movimiento asincrónico de los soportes, los momentos aumentan notablemente respecto al caso de respuesta ante la señal uniforme y está asociada con la mayor respuesta vertical del modelo. Debe tenerse en cuenta que solamente se trató la señal dando solamente un retardo en la llegada de la señal a cada uno de los soportes (Álvarez, Jara, Hernández y Aparicio, 2006).

Según J. Ardila, G. Chio y J. Benjumea (J. Ardila, G. Chio y J. Benjumea, 2018) no es posible generalizar los comportamientos estructurales de los puentes o estructuras de gran luz sometidas a una excitación asíncrona, ya que, debido a las condiciones del sitio y sus características estructurales, estas pueden amplificar las respuestas estructurales.

Se generalizan y aceptan tres patrones de asincronismo para realizar el análisis asincrónico: la pérdida de coherencia, la onda pasajera y los efectos locales del sitio. Aunque algunos autores recomiendan tener el análisis por cada uno de manera separada al igual que de manera conjunta para poder tener una visión más clara del comportamiento estructural (J. Ardila, G. Chio y J. Benjumea, 2018).

Según J. Ardila (J. Ardila, 2017) para el sismo de análisis de Loma Prieta, la respuesta dinámica en las pilas está dominada por la excitación sísmica uniforme, mientras que, para los pilonos, la respuesta dinámica está dominada por la excitación sísmica asíncrona.

Los estudios realizados por Fernández et al. (Fernández et al., 2013) encontraron que, si existen condiciones locales del sitio o si la longitud del puente es mayor a la longitud de onda del movimiento sísmico, entonces las partes o soportes del puente estarán sujetas a excitaciones diferentes y que pueden llegar a ser considerables considerando así la importancia de realizar análisis asincrónico en puentes.

El fenómeno de la excitación sísmica asíncrona puede llegar a ser favorable para reducir los desplazamientos en el centro de la luz y los momentos flectores en la base de las pilas. Aunque, pueden ser perjudiciales para aumentar los desplazamientos en la parte superior de las pilas y las fuerzas internas en el plano alterno a los momentos flectores (Karakostas et al., 2011).

Presentándose fenómenos tales como los movimientos diferenciales a nivel de la cimentación y el efecto de serpenteo, siendo estos efectos asociados a la excitación sísmica asíncrona, es necesario realizar análisis asincrónico para prevenir las fallas o el colapso parcial de puentes (J. Burdette et al., 2006).

2.2 Marco Conceptual

2.2.1 Descripción de parámetros caso de estudio

2.2.1.1 Puente. Se selecciono un puente de la literatura de gran luz acorde a los construidos en nuestro medio que cumpliera con los requerimientos necesarios para hacer un estudio asíncrono.

El puente escogido, es un puente de tipo viga cajón de tramos sucesivos con una sola celda, de sección variable de tendencia cubica entre los pilares y los estribos y centro de la luz respectivamente. El mismo es una estructura simétrica que consta de dos vanos laterales de 60.5 m y una luz principal de 121 m, para una longitud total de 242 entre sus estribos.

El pilar está constituido por una sección cuadrada hueca variable linealmente a lo largo de sus 57 metros de longitud. Empezando con una sección de $b=8\text{m}$ x $h=6\text{m}$ y un espesor de paredes de 0.8 m y 0.6 m, respectivamente para posteriormente terminar en su parte más alta con una sección $b= 6\text{m}$ x $h=5\text{ m}$ y su mismo espesor.

La cimentación de la estructura es de tipo profundo constando de 18 pilotes en cada zapata con un radio de 1.8 m y dimensiones de Zapata de 18m x 18m x 4m de profundidad.

La conexión del tablero y la pila es de tipo rígido y en sus extremos se apoya de manera simple con aisladores en neopreno con núcleo de plomo.

2.2.1.2 Señal sísmica (Loma Prieta). Para el análisis y diseño estructural de los puentes, su estudio sísmico se hace a partir de un espectro de respuesta los que se obtienen de la determinación probabilística de la amenaza sísmica. Sin embargo, cuando se solicita estudiar la respuesta a lo largo del tiempo, es necesario contar con acelerogramas compatibles con la amenaza en la zona de interés. Y este es el caso de estudio del presente trabajo de investigación, donde se busca estudiar la respuesta dinámica de un puente a lo largo del tiempo por medio de un estudio asincrónico y comparándolo con un estudio síncrono.

Se tomo uno de los acelerogramas utilizados en el estudio de zonificación sismo geotécnica indicativa del área Metropolitana de Bucaramanga. Los acelerogramas seleccionados corresponden a las dos fuentes posibles de la ciudad, la falla Bucaramanga-Santa Marta y la falla frontal, como se puede evidenciar en la siguiente tabla [1].

Tabla 1.

Acelerogramas compatibles con el escenario sísmico de Bucaramanga.

FUENTE DEL SISMO	NOMBRE	MS seg	DURA CIÓN	ESTACIÓN	FECHA
Falla Bucaramanga Santa Marta	Helena	6.0	1.80	Carr. Coll	31/10/1935
	Friuli	6.0	0.20	Robic	15/09/1976
	Mam. Lak	6.0	3.70	Long Val.D	27/05/1980
	Coalinga	5.8	8.30	Oil . Fire	22/07/1983
	Whittier Narr.	6.0	6.00	Wilson	1/10/1987
	Jmbria-Marche	5.9	7.50	Nocera Limbra	2/09/1997
Falla Frontal	Montenegro	7.0	10.70	Herceg nov	15/04/1979
	Loma Prieta	7.1	9.70	Gilroy I	18/10/1989
	C. Mendocino	7.1	8.30	Butler Val.2	25/04/1992
	Duzce	7.3	14.20	Mud-Kaym.Bih	12/11/1999

Nota. tomado de: Avelino A. L., Martínez E. H. y Maldonado E.; Estimación del daño sísmico para puentes de varios vanos a partir de los modelos de Park y del ATC-6.2.

Por esta razón y la magnitud del sismo escogimos el acelerograma del sismo Loma Prieta para realizar el estudio del comportamiento del puente.

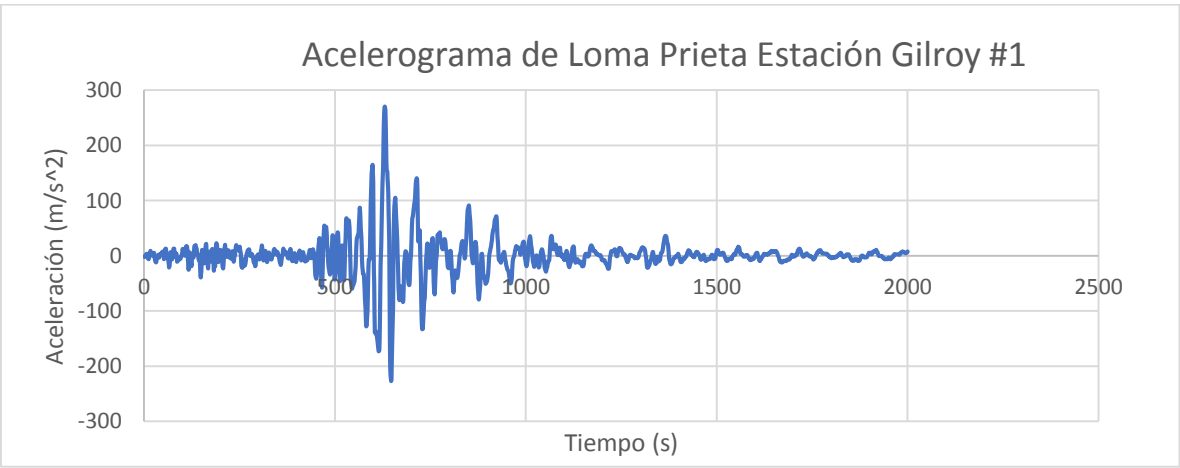


Figura 1. Acelerograma Loma Prieta.

2.2.1.3 Evaluación de cargas

- **Carga muerta (peso propio).**

Se utilizó el método de masas concentradas en los puntos de unión entre los pilares y el tablero, al igual que en las esquinas de la estructura, para efectos del estudio sísmico; calculado con la geometría de cada elemento en cuestión y el peso específico del concreto reforzado 2400 kg/m^3 .

- **Carga sísmica (Acelerograma).**

Estas cargas se establecieron con el acelerograma del sismo Loma Prieta. Y fueron aplicadas a las bases del puente para el análisis tanto uniforme como asíncrono.

- **Ajuste de la señal**

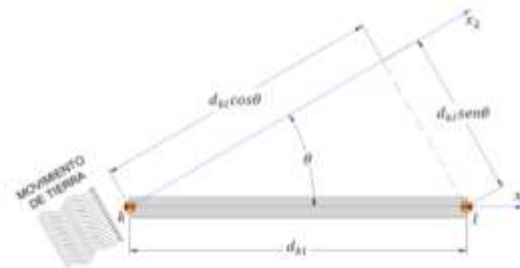


Figura 2. Guía para los cálculos de desfase temporal.

Nota. Tomado de: Ardila, J. E. (2017) Comportamiento de puentes extradados bajo excitación sísmica asíncrona, , 127p. Trabajo de investigación (Magister en Ingeniería Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad Fisicomecánicas.

Para el análisis realizado en el presente documento se tuvo en cuenta el efecto de onda pasajera en sentido longitudinal de la estructura, ósea con un ángulo de entrada de la señal igual a cero, ya que este ángulo permite obtener los retrasos máximos de la señal.

Se utilizó una velocidad de propagación de onda (v_{app}) de 180 m/s, pues se tomó como referencia un suelo tipo D (Perfil Rígido). Escogimos el parámetro menor de velocidad para que permita los retrasos máximos también.

$$\Delta T = T_l - T_k = \frac{d_{kl} \cos \theta}{v_{app}} \quad (10)$$

Donde,

d_{kl} , es la longitud horizontal entre los apoyos.

θ , es el ángulo de ataque de la onda.

v_{app} , representa la velocidad de onda que, para cuestiones prácticas, se tomara como constante.

2.3 Análisis Realizado

2.3.1 Descripción de modelos

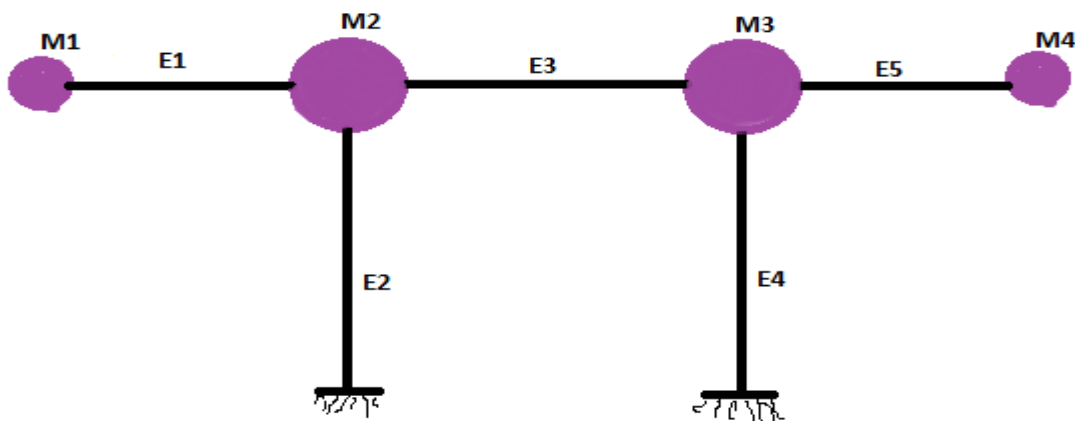


Figura 3. Modelo utilizado para realizar los cálculos con cuatro masas concentradas.

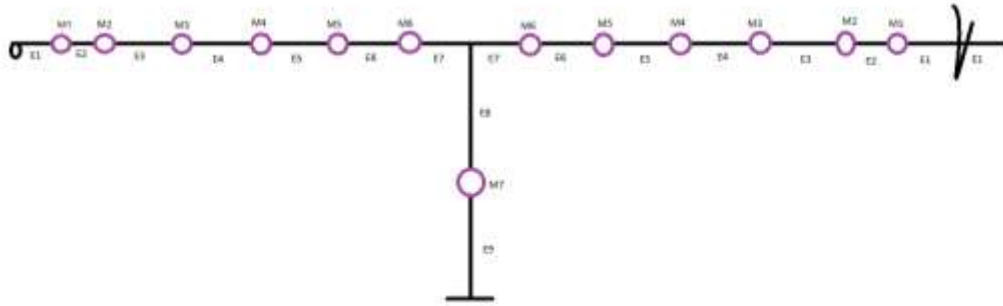


Figura 4. Modelo idealizado con diecinueve masas concentradas.

Los diferentes cálculos necesarios para la obtención de las respuestas de los modelos se encuentran programadas de manera practica en los softwares Excel y Matlab.

Buscando la practicidad en los cálculos, las secciones variables del tramo recto del puente y de las pilas se asumieron constantes para el caso de los cálculos con el modelo de cuatro masas; y para el modelo de diecinueve masas se dividió por tramos, calculándolas de forma sencilla por medio de promedios de áreas entre la parte final y la inicial de cada tramo, llegando a una sección media con la cual se realizaron los cálculos necesarios, de inercias, áreas y por consiguiente masas.

Se concentra la masa de la estructura en puntos específicos (ver figura 3 y 4) sobre los cuales se va a hacer la evaluación y posterior análisis de los resultados sacando así la matriz de masas que quedara como una matriz diagonal con los valores de masa en cada punto. Estas masas se determinan conociendo las masas distribuidas y el área de éstas.

2.3.2 Procedimiento de análisis. Para el cálculo de la rigidez de la estructura, se suponen la viga y las pilas rígidas. La rigidez de las pilas y viga estará dada por la matriz que se presenta en la siguiente figura. Se asume un módulo de elasticidad $E = 22 \times 10^9 \frac{N}{m^2}$, de esta forma se puede determinar la matriz de rigidez de la estructura.

$\frac{EA_c^2}{L}$	$\frac{EAsc}{L}$	$-6EIs/L^2$	$-\frac{EA_c^2}{L}$	$-\frac{EAsc}{L}$	$-6EIs/L^2$
$+12EIs^2/L^3$	$-12EIs/L^3$		$-12EIs^2/L^3$	$+12EIs/L^3$	
$\frac{EAsc}{L}$	$\frac{EAs^2}{L}$	$6EIs/L^2$	$-\frac{EAsc}{L}$	$-\frac{EAs^2}{L}$	$6EIs/L^2$
$-12EIs/L^3$	$+12EIs^2/L^3$		$+12EIs/L^3$	$-12EIs^2/L^3$	
$-6EIs/L^2$	$6EIs/L^2$	$4EI/L$	$6EIs/L^2$	$-6EIs/L^2$	$2EI/L$
$-\frac{EA_c^2}{L}$	$-\frac{EAsc}{L}$	$6EIs/L^2$	$\frac{EA_c^2}{L}$	$\frac{EAsc}{L}$	$6EIs/L^2$
$-12EIs^2/L^3$	$+12EIs/L^3$		$+12EIs^2/L^3$	$-12EIs/L^3$	
$-\frac{EAsc}{L}$	$-\frac{EAs^2}{L}$	$-6EIs/L^2$	$\frac{EAsc}{L}$	$\frac{EAs^2}{L}$	$-6EIs/L^2$
$+12EIs/L^3$	$-12EIs^2/L^3$		$-12EIs/L^3$	$+12EIs^2/L^3$	
$-6EIs/L^2$	$6EIs/L^2$	$2EI/L$	$6EIs/L^2$	$-6EIs/L^2$	$4EI/L$

Figura 5. Matriz en coordenadas globales del elemento de un pórtico.

Nota. Tomado de: García Reyes. L. E. (1998) Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico:

Universidad de los Andes, Bogotá..

Al momento de ensamblar la matriz de rigidez, se deben tener en cuenta cada una de las submatrices de los elementos, se deben considerar cada uno de los grados de libertad dispuestos en cada uno de los puntos discretizados e introduciendo también las condiciones de borde.

2.3.2.1 Desarrollo de los cálculos:

- Dividimos **la matriz de rigidez global ordenada dje la estructura**, en donde tenemos primero los grados de libertad principales y posteriormente los secundarios.

Kpp	Ksp
Kps	Kss

- Para hallar la matriz de rigidez condensada.

$$[K]^c = [K_{pp}] - [K_{pp}][K_{ss}]^{-1}[K_{sp}] \quad (11)$$

- Posteriormente ya teniendo la matriz condensada, dividimos la matriz en los grados de libertad de la estructura y los grados de libertad de los apoyos.

K	Kg
KgT	Kgg

- Para hallar la matriz de rigidez condensada.

$$[I] = [K]^{-1}[K_g] \quad (12)$$

- Seguidamente obtenemos los valores de aceleración del terreno, para realizar cálculos y obtener el termino al cual se igualará la ecuación de movimiento, para un posterior cálculo de la matriz de contribución de cada uno de los soportes y los modos por medio de la integral de **Duhamel**.

- Ecuación del movimiento Amortiguado.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = [P_{ef}](13)$$

$$[P_{ef}] = -[M] * [I] * [\ddot{U}_g](14)$$

- Obtenemos las matrices de Φ que son los modos normalizados y ω^2 que son las frecuencias de vibración.
- Habiendo calculado las matrices de masa y rigidez, se pueden llegar a plantear las ecuaciones de movimiento en cada uno de los puntos dispuestos de concentración de la masa donde van a estar sujetas a la vibración de la siguiente forma:

$$[M]\ddot{y} + [K]y = -[M]\{I\}\ddot{u}_s(t)(15)$$

Donde,

$\ddot{u}_s(t)$, es la aceleración aplicada a la estructura y que está representada por el acelerograma.

$\{I\}$, Es la matriz de influencia del sistema

- Para evaluar los modos y periodos de vibración:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [K] \{u\} = \{0\} \quad (16)$$

- Para la solución a la ecuación 16, contamos con el siguiente sistema de ecuaciones:

$$u_i = a_i \sin(\omega t - \alpha) \quad (17)$$

$i=1,2, 3, \dots, n$

n , es el número de grados de libertad de la estructura.

a_i , es la amplitud del movimiento en una coordenada i .

- Reemplazando la solución (ecuación 17) en la ecuación 13, tenemos:

$$-\omega^2 [M] \{a\} \sin(\omega t - \alpha) + [K] \{a\} \sin(\omega t - \alpha) = 0 \quad (18)$$

- Reordenando y eliminando $\sin(\omega t - \alpha)$ tenemos:

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{a\} = 0 \quad (19)$$

- La ecuación 16, no depende del tiempo y corresponden a un sistema de ecuaciones lineales homogéneas, para solucionar este problema, se requiere que el determinante de la matriz de $\{a\}$, sea igual a cero, por lo que se llega a:

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (20)$$

Aplicando esta consideración, podemos determinar los valores de las raíces, las cuales siempre son reales y positivas y que corresponden a las frecuencias naturales del sistema, en radianes por segundo, cabe aclarar que a la frecuencia más pequeña se le conoce como frecuencia fundamental.

- Para la normalización de los modos de vibración se debe determinar la matriz Φ , sabiendo que Φ es igual a:

$$\Phi_{ij} = \frac{a_{ij}}{\sqrt{\sum_{k=j}^n m_k a_{KJ}^2}} \quad (21)$$

- Verificando los coeficientes de participación de cada modo obtenemos cual es el modo fundamental de la estructura con el cual se realizarán los cálculos y comparaciones necesarias.

$$\Gamma = -[\Phi]^T [M] \{1\} \quad (22)$$

$$m_c = \Gamma^2 \quad (23)$$

- El porcentaje de participación de la masa es:

$$\%m_p = \frac{m_{ci}}{\sum m_c} \quad (24)$$

De esta manera es posible conocer el modo fundamental de vibración de la estructura

- ✓ Simplificando el cálculo de los valores obtenemos la siguiente ecuación de movimiento expresada en términos de ω , Φ , y ξ :

$$\{\ddot{z}\} + [2 \xi \omega] * \{\dot{z}\} + [\omega^2]\{z\} = -[\Phi]^T \{P_{ef}\} \quad (25)$$

$$\{Q_{ef}\} = -[\Phi]^T \{P_{ef}\} \quad (26)$$

- ✓ Por medio de la integral de Duhamel obtenemos los valores de Z, desacoplando todo el sistema y planteando el sistema de ecuaciones independientes cada una de ellas en función del tiempo, se transforman las coordenadas así:

$$\{\delta_p\} = [\Phi]\{z\} \quad (27)$$

$\{z\}$, es la matriz de contribución de cada uno de los soportes y los nodos.

- ✓ Se calculan los desplazamientos secundarios de la estructura por medio de la siguiente ecuación:

$$\{\delta_s\} = -[K_{ss}]^{-1} [K_{sp}]\{\delta_p\} \quad (28)$$

- ✓ Para el cálculo de las reacciones, se toman los valores de δ_s y δ_p y se ensambla la matriz $\{\delta_s\}$ teniendo en cuenta los grados de libertad de la estructura a los que pertenece cada desplazamiento.

$$[R] = [K]\{u\} \quad (29)$$

- ✓ Calculamos las reacciones del elemento pila para observar el valor del momento máximo que es el de nuestro interés.

$$[F]_c^L = [K]_c^L [T][u]_c^6 \quad (30)$$

2.3.2.2 Periodos de vibración de la estructura. Teniendo en cuenta el modo de vibración fundamental, se calcula la frecuencia de dicho modo y con la siguiente formula se puede determinar el periodo de cada modo de vibración de la estructura:

$$T = \frac{2*\pi}{\omega} \quad (31)$$

Tabla 2.

Valores de Periodos, Frecuencias, Factores de participación para cada modo de vibración de la estructura, idealización de 4 masas.

MODO DE VIBRACION	FRECUENCIA ω	PERIODO T	FACTOR DE PARTICIPACION
1	5,0043	1,2556	99,9995%
2	45,7836	0,1372	0,0000%
3	88,2349	0,0712	0,0000%
4	81,1031	0,0775	0,0005%

Tabla 3:

Valores de Periodos, Frecuencias, Factores de participación para cada modo de vibración de la estructura, idealización de 19 masas.

MODO DE VIBRACION	FRECUENCIA ω	PERIODO T	FACTOR DE PARTICIPACION
1	5,1436	1,22156	90,2083%
2	30,1489	0,20841	0,0045%
3	42,1023	0,14924	6,6574%
4	42,8958	0,14648	3,1267%
5	97,1928	0,06465	0,0000%
6	114,4803	0,05488	0,0000%
7	150,0023	0,04189	0,0029%

2.3.3 Analisis señal uniforme

2.3.3.1 Descripción. Para este análisis asumimos que a cada apoyo pilar del puente le llega una aceleración idéntica y en el mismo instante de tiempo.

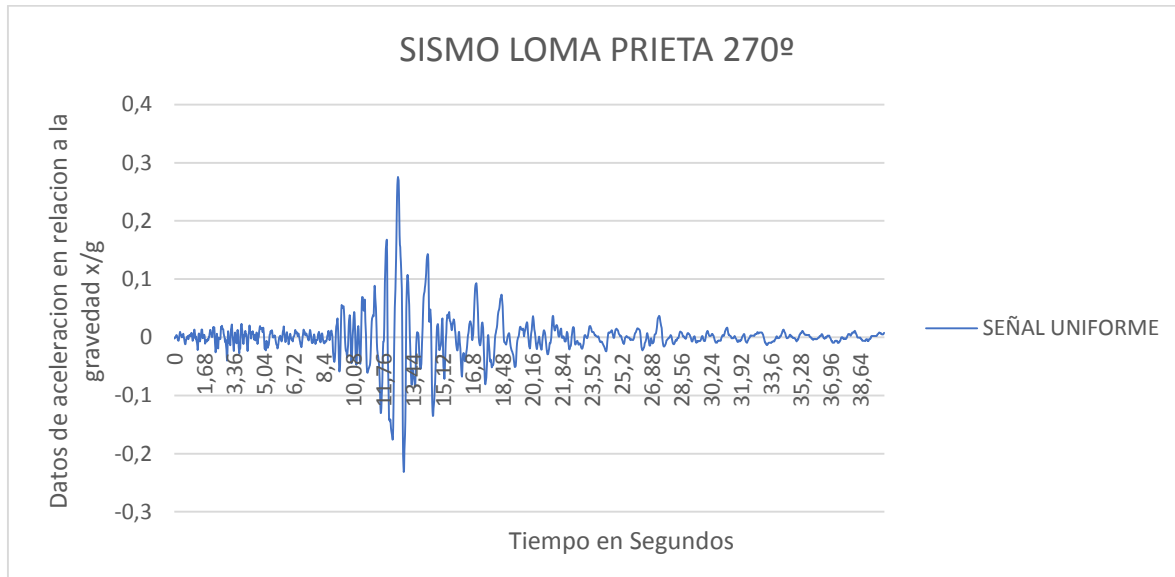


Figura 6. Acelerograma del sismo Loma Prieta.

2.3.3.1 Resultados



Figura 7. Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis uniforme, idealización de cuatro masas.

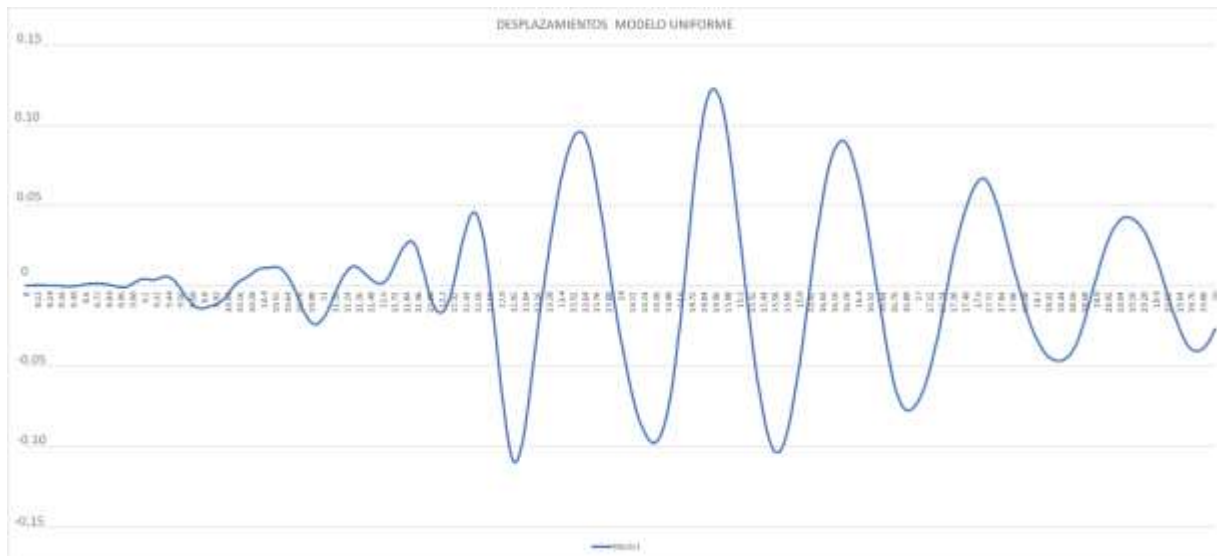


Figura 8. Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis uniforme, idealización de diecinueve masas.

2.3.4 Análisis señal asincrónica

2.3.4.1 Descripción. Luego de realizar los cálculos necesarios, en este análisis asumimos que a cada apoyo pilar del puente le llega una aceleración idéntica y con un desfase de tiempo (**onda pasajera**) el cual calculamos de la manera antes expuesta, obteniendo como resultado que el desfase temporal corresponde a una variación de **0.067 segundos**, y para mayor confiabilidad utilizaremos un desfase de **0.08 segundos**, ya que los datos del acelerograma los tenemos en paso de 0,02 segundos.

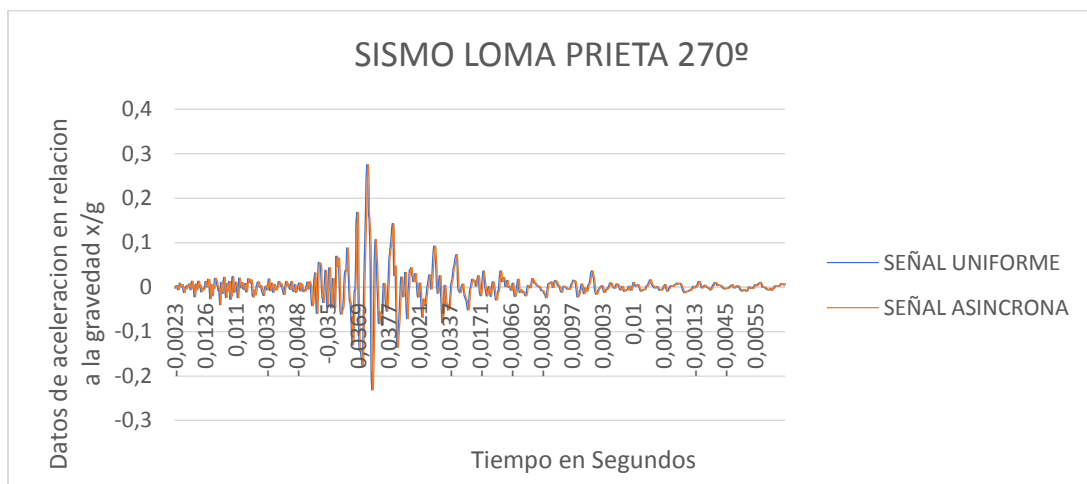


Figura 9. Acelerograma del sismo Loma Prieta con desfase temporal de llegada.

2.3.4.2 Resultados



Figura 10. Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis Asíncrono, idealización de cuatro masas.

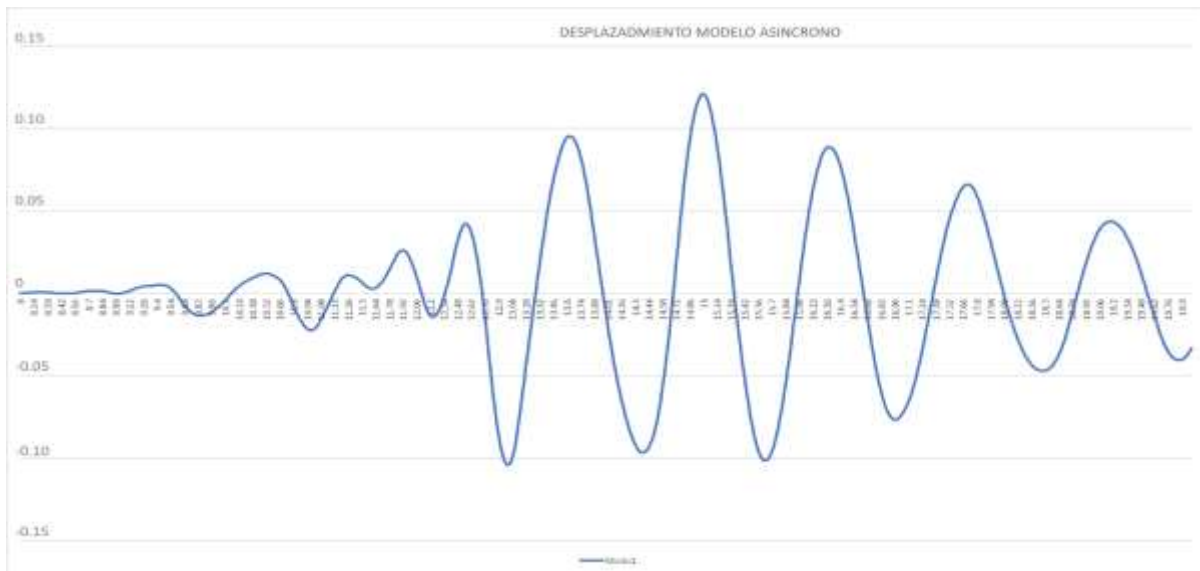


Figura 11. Desplazamientos a lo largo del tiempo en análisis Asíncrono, idealización de diecinueve masas.

2.3.5 Comparación de respuestas del sistema

2.3.5.1 Desplazamientos Máximos

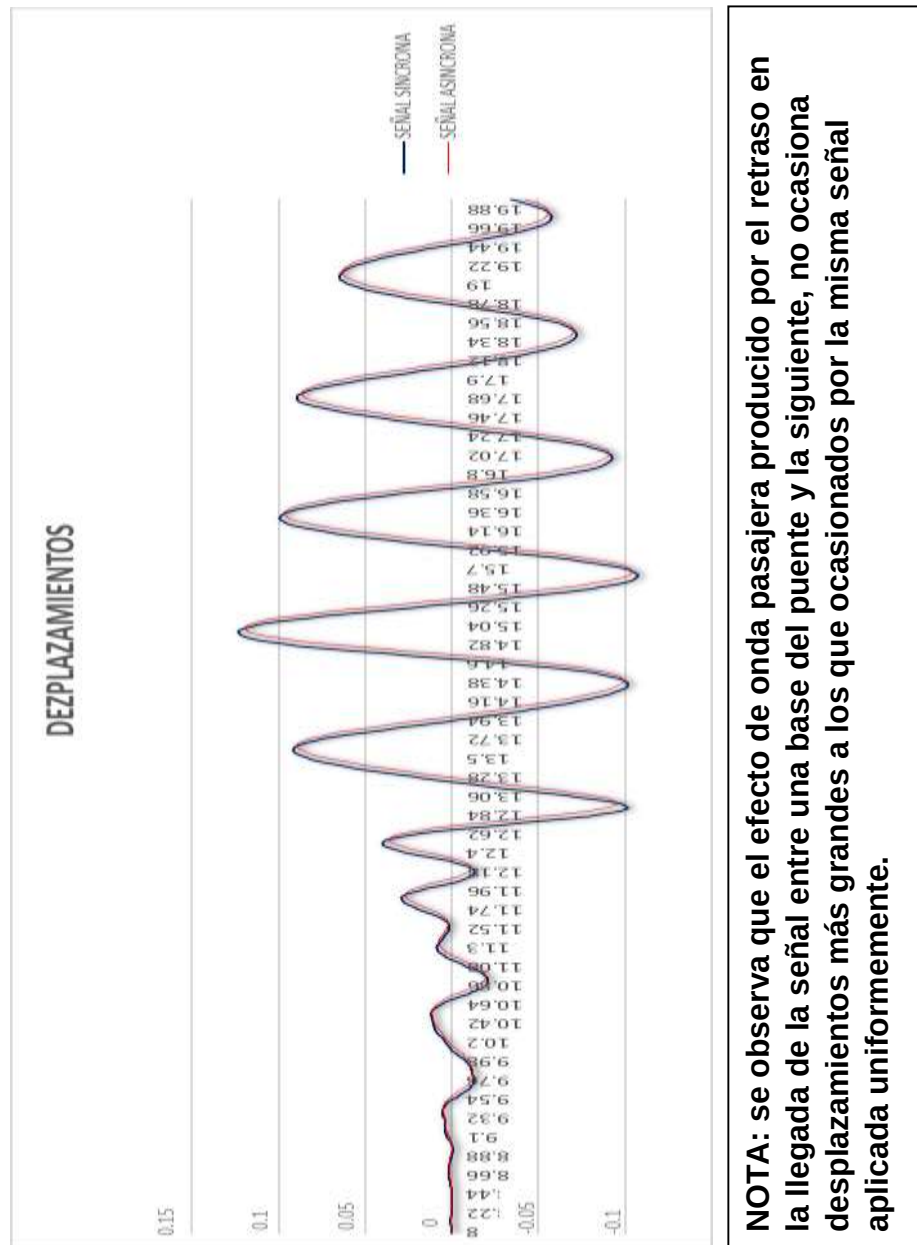
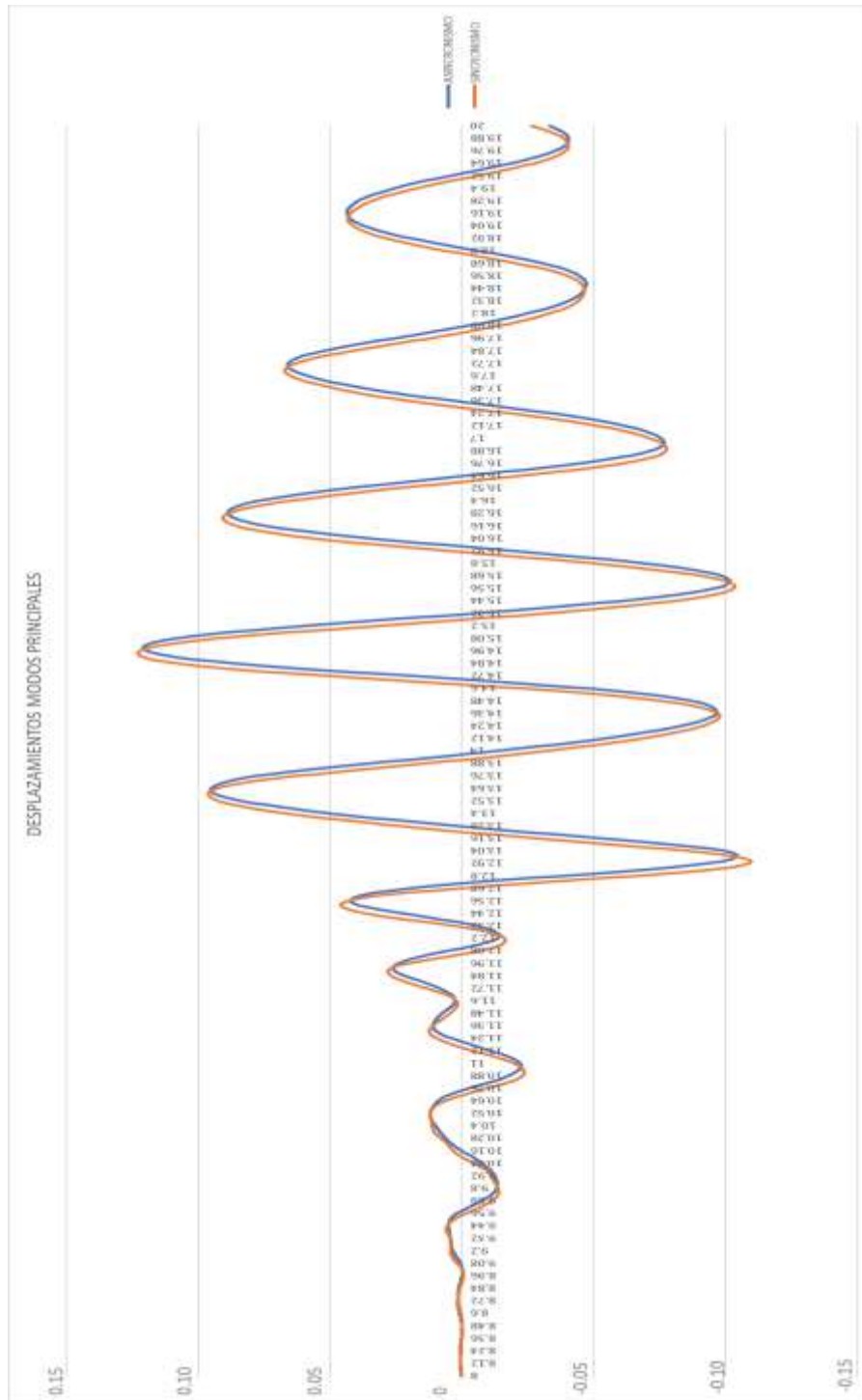


Figura 12. Grafica de la comparación de los desplazamientos producidos por las señales, idealización de cuatro masas.



NOTA: se observa que el efecto de onda pasajera producido por el retraso en la llegada de la señal entre una base del puente y la siguiente, no ocasiona desplazamientos significativos a los que son ocasionados por la misma señal aplicada uniformemente.

Figura 13. Grafica de la comparación de los desplazamientos producidos por las señales, idealización de diecinueve masas.

2.3.5.2 Reacciones en las pilas del puente.



Figura 14. Grafica de Comparación de valores de las Reacciones producidas en el elemento tipo Pila del puente. Idealización cuatro masas.



Figura 15. Grafica de Comparación de valores de las Reacciones producidas en el elemento tipo Pila del puente. Idealización diecinueve masas.

NOTA: Se puede visualizar que no se presentan variaciones significativas en los valores de las reacciones y momentos a las que se someten las pilas de la estructura, entre la aplicación de un tipo de señal y la otra.

Debido a la rigidez que presenta el tramo recto del mismo podemos observar que los cambios en los desplazamientos y por consiguiente las fuerzas producidas en el tablero por la señal asíncrono son menores a las producidas en el análisis uniforme.

Comparando las dos clases de reacciones en cada uno de los puntos analizados, podemos decir que la única diferencia significativa de fuerzas producidas por el movimiento sísmico ocurre en los extremos del puente donde se presenta en el extremo inicial del puente una fuerza axial mayor (longitudinal del puente) por parte de la señal asíncrona, mientras que en el lado opuesto sigue presentando el valor más grande en la señal uniforme. Aunque se puede observar claramente que se debe tener en cuenta para diseño la de la señal uniforme ya que su magnitud es mucho mayor, y se encuentra en tensión.

Las hipótesis manejadas para puente de otras configuraciones como lo son en puentes extradados, atirantados y puente arco de grandes luces, entre otros; para la clase de puente que escogimos para el estudio y sus dimensiones no presentan las variaciones que se esperaban. Podemos observar que el factor predominante sigue siendo el diseño por análisis tiempo-Historia de tipo uniforme.

3. Conclusiones

Al hacer el análisis asíncrono y comparado con el uniforme para velocidades de propagación bajas se demuestra que los resultados de Abdel - Ghaffar y Nazmy se adoptan igualmente para nuestro modelo, ya que las diferencias entre los análisis decrecen y son aproximadas a los del movimiento uniforme.

Atendiendo las consideraciones del EC8-2 que da importancia al fenómeno de onda pasajera y al análisis asíncrono de puentes con extensiones sobre los 600 m, verificamos que, para puentes con extensiones menores, el análisis asíncrono no conlleva a cambios significativos en las respuestas de desplazamientos y fuerzas de la estructura.

La exposición de estructuras como puentes cortos sometidos por un largo tiempo a el efecto de excitación asíncrona no presenta aumento en la demanda sísmica debido a que los soportes de la estructura están en condiciones similares concordando así con los estudios realizados por Sextos y Kappos (Sextos and Kappos, 2009).

Se puede visualizar que no se presentan variaciones significativas en los valores de las reacciones y momentos a las que se someten las pilas de la estructura, entre la aplicación de un tipo de señal y la otra, observando que los valores mayores se presentan pertenecen al tipo de análisis uniforme.

En esta tipología de puente, con las características seleccionadas del mismo, se evidenció que las Fuerzas de cada Grado de libertad junto que el desplazamiento producidos por la excitación

sísmica, no es necesario realizar un análisis asíncrono de la estructura, ya que con los resultados máximos obtenidos del análisis uniforme se abarca los máximos producidos por asincronismo.

Esta investigación refuta lo dicho por Álvarez, Hernández y Aparicio (Álvarez, Hernández y Aparicio, 2006) puesto que, considerando el tratamiento único de la señal con un retardo en la llegada de esta a los apoyos, esta no presenta aumentos significativos en los momentos de los soportes de la estructura.

Referencias Bibliográficas

- Álvarez, J. J., Jara, M., Hernández, H. and Aparicio, Á. C. (2006) Evaluación de la respuesta de grandes puentes en arco ante movimientos sísmicos fuertes. *Revista de ingeniería sísmica*, Issue 75; p. 23-46.
- Ardila, J. Chio, G. Benjumea, J. (2018) Excitación sísmica asíncrona en puentes: patrones de asincronismo, métodos de análisis y tipologías estudiadas. En: *Revista ingeniería de construcción*, p. 93-110.
- Ardila, J. E. (2017) *Comportamiento de puentes extradados bajo excitación sísmica asíncrona. Bucaramanga*, Trabajo de investigación (Magister en Ingeniería Civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad Fisicomecánicas. 127p.
- Ates, S. (2011) Numerical modelling of continuous concrete box Girder bridges considering construction stages. *Applied Mathematical Modelling*,; 35(8); p. 3809-3820.
- Amado Lamus, A. Hernán Martínez E. Maldonado. E. (2003) *Estimación del daño sísmico para puentes de varios vanos a partir de los modelos de Park y del ATC-6.2*.
- Bayraktar, A., Dumanoglu, A. A. and Calayir, Y. (1996) Asynchronous Dynamic analysis of dam-foundation systems by the Lagrangian approach. *Computers & Structures*; 58(5); p. 925-935.
- Buerdette, N. J. and Elnashai, A. S. (2008) Effect of Asynchronous Earthquake Motion on Complex Bridges. II- Results and implications on assessment. *Journal of Bridge Engineering*,; 13(2); p. 351-360.
- Chang, S. T. Gang, J. Z. (1990) Analysis of cantilever decks of thin-walled box Girder bridges. *Journal of Structural Engineering*,; 116(9); p. 2410-2418.
- Chopra. A. K. (2014) *Dinámica de estructuras*. Cuarta edición ed. Naucalpan de Juárez: Pearson,.

- Clough, R. W. and Penzien, J. (1993) *Dynamics of Structures*. Third Edition ed. Computer and Structures. Inc,
- Fernández Sola, L., Sánchez García, R. and Suárez López, M. (2013) *Respuesta dinámica de puentes simples sometidos a excitación multisoporte debida a la topografía*,. Boca del rio Veracruz, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Guo, T.; Sause, R.; Frangopol, D.M.; LI, A. (2010) Time-Dependent Reliability of PSC Box-Girder Bridge Considering Creep, Shrinkage, and Corrosion. *Journal of Bridge Engineering*; 16(1); p. 29-43.
- Hao, H. (1997) Torsional response of building structures to spatial random ground excitations. *Engineering Structures*,; 19(2); p. 105-112.
- Ishac, I.I.; Smith, T.R.G. (1985) Approximations for Moments in Box Girders. *Journal of Structural Engineering*,; 111(11); p. 2333–2342.
- Jasbon, N. (2005) *Modelamiento no lineal de puentes rectos de viga losa de hormigón reforzado ante acciones sísmicas*,. Trabajo de investigación (Ingeniero civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad Fisicomecánicas.
- J. Burdette, N., S. Elenashai, A., Lupoi, A. and G. Sextos, A., (2006). *The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges*, Illinois: Mid-America Earthquake Center.
- Karakostas, C., Sextos, A., Lekidis, V. and Papadopoulos, S., (2011). *Investigation of the dynamic response of the Evripos cable-stayed bridge in Greece, under asynchronous ground motion records*. Corfu, Greece, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.
- Konakli, K. and Kiureghian, A. D. (2011) *Stochastic dynamic analysis of bridges subjected to spatially varying ground motions*, Berkeley, California: PEER,.
- Liu, C.; Dewolf, J.T.; Kim, J.H. (2009) Development of a baseline for structural health monitoring for a curved post-tensioned concrete box-girder bridge. *Engineering Structures*,; 31(12); p. 3107–3115.

- Luo, Q.Z.; LI, Q.S.; Tang, J. (2002) Shear lag in box girder bridges. *Journal of Bridge Engineering*; 7(5); p. 308.
- Mentrasti, L. (199) Torsion of box girders with deformable cross sections. *Journal of Engineering Mechanics*; 117(10); p. 2179–2200.
- Moon, D.Y.; Sim, J.; Oh, H. (2005). Practical crack control during the construction of precast segmental box girder bridges. *Computers & Structures*; 83(31-32); p. 2584–2593.
- Peña, E., Y Gonzales, Z. (2016) *Determinación de la capacidad resistente de puentes de losa en concreto pre-esforzado a partir de las pruebas de vibración ambiental. caso de estudio puente Aguablanca vía la renta-San Vicente del Chucurí*. Trabajo de investigación (Ingeniero civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad Fisicomecánicas.
- Razaqpur, A.G.; LI, H. (1991) Thin-walled multicell box-girder finite element. *Journal of Structural Engineering*; 117(10); p. 2953-2971.
- Romero, D., Y Mejía, M. (2011) . *Análisis del comportamiento estructural de un puente pretensado extradadosado de luz central 150 m, al variar la altura del pilono*. Trabajo de investigación (Ingeniero civil). Universidad Industrial de Santander. Facultad Fisicomecánicas.
- Schlaich, J. Scheef, H. (1982) *Concrete Box - Girder Bridges*. International Association for Bridge and Structural Engineering. Zürich, Switzerland.
- Sextos, A. and Kappos, A. (2009) Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 7(2); p. 519-545.
- Shushkewich, K.W. (1988) Approximate analysis of concrete box girder bridges. *Journal of Structural Engineering*; 114(7); p. 1644–1657.
- Yepes, V. (2017). Trabajo de investigación. Concurso de Acceso al Cuerpo de Catedráticos de Universidad. Universitat Politècnica de València, 110 p.

Valdebenito, G. R. and Aparicio, Á. C., (2005). Comportamiento sísmico de puentes atirantados y disipación de energía adicional: un estado del conocimiento. En: A. H. Barbat, ed. Comportamiento sísmico de puentes atirantados y disipación de energía adicional: un estado del conocimiento. Barcelona: monografías de ingeniería sísmica.

Villarino, A. (2016). *CourseHero*. *Escuela Politécnica Superior de Ávila*, España.: Recuperado de <https://www.coursehero.com/file/p2qj5qu/Ingenier%C3%A9cnica-de-Topograf%C3%ADa-Tema-7-Puentes-Profesor-Alberto-Villarino/>.