



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Especialidad en Ingeniería

DISEÑO DE UN SISTEMA ACTIVO PARA EL CONTROL DE VIBRACIONES  
EN CABLES DE PUENTES ATIRANTADOS

Opción de titulación

**Tesis**

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de  
Doctorado en Ingeniería

**Presenta:**

Roberto Alvarado Cárdenas

Dirigido por:

Dr. Francisco Carrión Viramontes

Dr. Francisco Carrión Viramontes  
Presidente

Firma

Dr. Gilberto Herrera Ruíz  
Secretario

Firma

Dr. Aurelio Dominguez González  
Vocal

Firma

Dr. Miguel A. Pérez Lara y Hernández  
Suplente

Firma

Dr. Enrique Rico García  
Suplente

Firma

\_\_\_\_\_  
Dr. Aurelio Dominguez González  
Director de la Facultad

  
\_\_\_\_\_  
Dr. Irineo Torres Pacheco  
Director de Investigación y Posgrado

Dr. Irineo Torres Pacheco  
Director de Investigación y Posgrado

## RESUMEN

---

El objetivo de este trabajo es el desarrollo de un sistema activo (inteligente) de amortiguamiento para reducir las vibraciones en los cables de puentes atirantados. En este trabajo, un modelo 3D no lineal se describe para evaluar los efectos dinámicos del viento sobre los cables de este tipo de puentes bajo diversos escenarios. Con el modelo del cable desarrollado en este trabajo se realizaron diversas simulaciones para diferentes configuraciones y ubicaciones de un sistema de amortiguamiento pasivo con la intención de encontrar la posición óptima del mismo. Adicionalmente un caso práctico de análisis se enfoca al puente atirantado del río Papaloapan ubicado en el estado de Veracruz, México ya que después de un extenso análisis, este fue programado para ejecutar trabajos de mantenimiento consistentes en la sustitución de 20 elementos del anclaje superior de los tensores que fueron identificados como estructuralmente deficientes. Tomando en cuenta lo anterior, se recomendó realizar trabajos de monitoreo e inspección detallados del elemento de anclaje, y al mismo tiempo se planteó la implementación de un sistema de amortiguamiento para reducir el daño ocasionado por las vibraciones. El modelo 3D no lineal, mostró que es preciso para la simulación de diferentes escenarios de viento, permitiendo variar la ubicación y orientación del sistema de amortiguamiento, así mismo mediante el empleo de la función de factibilidad, fue posible ubicar la mejor posición y configuración del sistema para minimizar el riesgo de falla por fatiga. Como complemento a los trabajos de simulación un sistema activo de amortiguamiento a escala fue evaluado. La dinámica del sistema fue caracterizada utilizando un arreglo experimental con un cable pre-tensado y un sistema electromecánico desarrollado con el propósito de que este pudiese trabajar como actuador. Durante el proceso experimental el sistema del cable fue sometido a ciertas vibraciones provocadas con el actuador cuya labor permitió inducir las perturbaciones o vibraciones al sistema con diferentes frecuencias y amplitudes. Por otra parte otro actuador se conectó al cable con un sistema de monitoreo consistente en un arreglo de acelerómetros y cumplió con la función de un sistema activo de amortiguamiento. Durante el proceso de identificación, diversos modelos de estructuras del sistema fueron evaluados. Técnicas de reducción del modelo fueron utilizadas para obtener un modelo de segundo orden del sistema, que fue utilizado para el desarrollo del controlador, el cual se desarrolló con la metodología de síntesis directa. Mediante un proceso de simulación el sistema activo de amortiguamiento para el control de vibraciones fue evaluado y posteriormente se implementó en la plataforma experimental. Complementariamente, se realizaron simulaciones del modelo de los cables reales del puente. Los resultados experimentales demuestran la reducción de la amplitud de la vibración mayor al 50% en el sistema del cable en las resonancias o frecuencias naturales del sistema. Sin embargo, en el caso de una implementación real del sistema de amortiguamiento habrá que tomarse en cuenta las características y dimensiones del actuador.

Palabras clave: Puente atirantado, Vibración, Cable, Sistema de amortiguamiento

## SUMMARY

---

The aim of this work is the development of a smart active damping system to reduce vibrations in the cables of cable-stayed bridges. In this paper, a 3D nonlinear model is described to evaluate the dynamic effects of wind on the cables of such bridges under various scenarios. With the cable model developed in this work several simulations for different configurations and locations of a passive damping system were made with the intention of finding the optimal position of it. Additionally, the analysis of a case study focuses on the Rio Papaloapan Cable stayed bridge located in the state of Veracruz, Mexico was made, as after an extensive analysis, it was programmed to perform works of maintenance consistent in replacing 20 elements of the upper anchorage of tensors which were identified as structurally deficient. Taking the above into account, it is recommended perform monitoring and detailed inspection of the anchor elements, while implementing a damping system was proposed to reduce the damage caused by vibration. The nonlinear 3D model was used to simulate different scenarios of wind, changing the location and orientation of the buffer system, a function feasibility was employed to locate the best position and configuration of the system to minimize the risk of fatigue failure. Complementing the work, an active damping system was evaluated. The dynamics of the system was characterized using an experimental arrangement with a pre-tensioned cable and an electromechanical system developed with the purpose that this might work as an actuator. During the experimental process the cable system was subjected to vibration produced by the actuator with different frequencies and amplitudes. Moreover other actuator was connected to the cable with a monitoring system consisting of an array of accelerometers and fulfilled the role of an active damping system. During the identification process, various system structures models were evaluated. Model reduction techniques were used to obtain a second order model of the system, which was used to develop the controller, using the direct synthesis methodology. Through the experimental process the vibration control active damping system was evaluated. The experimental results demonstrate the reduction in amplitude of vibration greater than 50% of the cable system resonance or natural frequency of the system. Additionally, simulations with the control vibration model on the Rio Papaloapan cable stayed bridge were made with satisfactory results. However, in the case of real implementation of the active damping system, the characteristics and dimensions of the actuator should be taken into account.

**Key words:** Stayed Bridge, vibration, Cable, Damper system

A mi Esposa Arcelia

Ya que este fue un esfuerzo de los dos.

A mis hijos Arcelia y Roberto

Para que sigan superándose ya que día a día me hacen muy feliz.

A mis Padres: Carmen y Roberto

Porque siempre han iluminado mis pasos

A mi Hermana Carmen y mi Tía Rebeca

Por su apoyo incondicional

A toda mi familia y amigos

A mis Alumnos, profesores y compañeros de trabajo de la U.A.Q.

A mis tutores: MIL GRACIAS.

## TABLA DE CONTENIDO

---

Resumen .....	2
Summary .....	3
Índice de figuras: .....	7
Índice de tablas .....	9
1 Introducción .....	10
2 Objetivos.....	12
2.1 Objetivo General.....	14
2.2 Objetivos particulares .....	15
2.3 Alcances .....	15
3 Metodología .....	16
3.1 Caso de estudio.....	17
3.2 Análisis .....	21
3.2.1 Posición óptima del sistema de amortiguamiento.....	21
3.2.1.1 Modelo no lineal del cable .....	22
3.2.1.2 Evaluación del parámetro no lineal.....	26
3.2.1.3 Determinación de la función h .....	29
3.2.1.4 Esquema de solución numérico.....	32
3.2.1.5 Aproximación del modelo del viento .....	34
3.2.1.6 Calibración del modelo .....	35
3.2.1.7 Ubicación del sistema de amortiguamiento .....	39
3.2.2 Desarrollo de un sistema activo de amortiguamiento para el control de vibraciones en un sistema de cable a escala de un puente atirantado .....	44
3.2.2.1 Arreglo experimental del sistema del cable .....	47
3.2.2.2 Sistema de Control.....	52
3.2.2.2.1 Identificación del sistema: .....	53
3.2.2.2.2 Procedimiento general de identificación del sistema: .....	55
3.2.2.2.3 Análisis espectral.....	56
3.2.2.2.4 Identificación paramétrica: .....	59
3.2.2.2.5 Estructura e identificación del modelo:.....	60
3.2.2.2.6 Selección del modelo y validación: .....	62
3.2.2.2.7 Reducción de orden del modelo:.....	67
3.2.2.2.8 Diseño del control: .....	70

3.2.2.2.9 Síntesis directa: .....	72
3.2.2.2.10 Asignación dinámica: .....	73
3.2.2.2.11 Controlador: .....	78
4 Resultados y Discusión.....	79
4.1 Resultados de simulación sobre la ubicación de un sistema pasivo de amortiguamiento .....	80
4.2 Supervisión y evaluación de la vibración anómala de un cable del puente Papaloapan .....	83
4.2.1 Análisis de vibración de los cables.....	86
4.2.2 Modelo de elementos finitos para la simulación del sistema de anclaje del cable .....	93
4.2.3 Resultados del análisis del efecto de un sistema de amortiguamiento pasivo .....	96
4.3 Sistema de control inteligente .....	97
4.3.1 Resultados experimentales sistema de control inteligente .....	98
4.3.2 Eficiencia de un modelo equivalente para los cables del Puente río Papaloapan.....	104
4.4 Conclusiones .....	108
Trabajos citados .....	113

## ÍNDICE DE FIGURAS:

---

Figura 1 Fotografía del Puente Papaloapan.....	19
Figura 2 Planos de vistas frontal y superior del puente.....	19
Figura 3 Diagrama del cable.....	23
Figura 4 Diagrama de deformación para una sección de cable.....	29
Figura 5 Diagrama de flujo del sistema.....	32
Figura 6 Condiciones típicas de viento en el puente.....	34
Figura 7 Sistema para la recabación vibración experimental.....	35
Figura 8 Función de respuesta a la frecuencia.....	36
Figura 9 Fuerza de reacción del amortiguador.....	40
Figura 10 Posiciones del amortiguador en vista 3D.....	42
Figura 11 Distancia del amortiguador z al plano de semi arpa.....	43
Figura 12 Trabajos de rehabilitación en el Puente río Papaloapan.....	45
Figura 13 Sistema perturbador y sistema activo de amortiguamiento conectado al cable.....	47
Figura 14 Configuración experimental para el cable.....	49
Figura 15 Arreglo de instrumentación en el cable.....	50
Figura 16 Diagrama esquemático del experimento.....	51
Figura 17 Fuerza del sistema perturbador a diferentes voltages.....	57
Figura 18 Respuesta a la frecuencia del sistema en los puntos de monitoreo (Punto M. 1 y punto M. 2).....	58
Figura 19 Modelo identificado "M130srivc" (rojo) comparado con los datos experimentales reales (azul).....	63
Figura 20 Modelo identificado "M150srivc" (rojo) comparado con los datos experimentales reales (azul).....	64
Figura 21 Modelo identificado "M360srivc" (rojo) comparado con los datos experimentales reales (azul).....	65
Figura 22 Diagrama de Bode del modelo "M360srivc".....	66
Figura 23 Comparación de los dos modelos reducidos.....	68
Figura 24 gráfica de Polos y ceros de los modelos.....	69
Figura 25 Respuesta al escalón de proceso.....	73
Figura 26 Efecto de Remover el Cero en el Modelo.....	74
Figura 27 Respuesta al Impulso del Proceso, con tiempo de estabilización utilizando el criterio del 2%.....	76
Figura 28 Desplazamientos máximos de amortiguador para todos los nodos y posición de amortiguador.....	80
Figura 29 Desplazamientos máximos del cable a la posición del amortiguador de nodo y la distancia al plano de semi arpa.....	81
Figura 30 Análisis de viabilidad de amortiguador.....	82
Figura 31 Vista general del Puente Río Papaloapan.....	84
Figura 32 Esquema del Puente indicando la ubicación del cable 9.....	85

Figura 33 Sistema de anclaje superior utilizado para el Sistema de cables en el Puente del Río Papaloapan.....	86
Figura 34 Niveles de vibración medidos en el elemento de anclaje en el plano "x-y", cables 8, 9 y 10.....	88
Figura 35 Los niveles de vibración moderados en los elementos de anclaje en la dirección "z", cables 8, 9 y 10.....	89
Figura 36 Vibraciones medidas sobre los cables 8, 9 y 10, semi-arpa 1.....	90
Figura 37 Vibraciones medidas en los cables 8, 9 y 10, semi-arpa 2.....	91
Figura 38 Comparación de vibraciones medidas en el cable 9 de 3 diferentes semi-arpas.....	92
Figura 39 Mallado del ensamble del element de anclaje y capuchin MEF. ..	93
Figura 40 Patrones de crecimiento de fractura.....	94
Figura 41 Resultados para la vibración las frecuencias naturales con reducciones de rigidez diferentes.....	95
Figura 42 Comparación de las funciones de respuesta en frecuencia con o sin amortiguación en el cable 9.....	96
Figura 43 Respuesta del sistema en lazo abierto comparado con la respuesta deseada en lazo cerrado.....	97
Figura 44 Diagrama del arreglo experimental del Sistema activo de amortiguamiento de vibraciones para Sistema a escala de cable del puente atirantado.....	98
Figura 45 Vibraciones del Sistema de cable a frecuencia de 56 Hz sin control.....	99
Figura 46 Diagrama de bloques del controlador en simulink.....	100
Figura 47 Vibración del Sistema de cable a una frecuencia de 56 Hz. Con control.....	101
Figura 48 Reducción de vibraciones en el Sistema del cable a diferentes frecuencias.....	101
Figura 49 Reducción en porcentaje de vibracion en las frecuencias naturales del Sistema de cable.....	102
Figura 50 Frecuencias naturales del tensor 1 de la semi harpa 1 del Puente Atirantado del Río Papaloapan.....	104
Figura 51 Simulacion de vibraciones del cable 1 semi harpa 1.....	107



---

**ÍNDICE DE TABLAS**

---

Tabla 1 Frecuencia para los 3 primeros modos de vibrar del cable .....	37
Tabla 2 Parámetros de calibración iniciales .....	38
Tabla 3 Segmentos del cable .....	38
Tabla 4 Entrada de fuerzas externas .....	41
Tabla 5 Modelos identificados utilizando SRIVC .....	62
Tabla 6 Modelos reducidos con la función <i>Modred</i> .....	67
Tabla 7 Funciones de transferencia y controladores de los tensores (cables) de la semi hrapra 1 del Puente del Río Papaloapan.....	106

## 1 INTRODUCCIÓN

---

En estructuras de gran tamaño como en el caso de los puentes atirantados, uno de los principales problemas es el viento y resulta prioritario que este tipo de edificaciones además de funcionales resulten ser muy seguras.

Los grandes puentes atirantados se encuentran frecuentemente ubicados en sitios donde las condiciones del ambiente son muy particulares y extremas y es recomendable un análisis del comportamiento de estas estructuras bajo influencia de fuerzas que sacuden la estructura. (Zhu, et al., 2001).

Diversos puentes actuales presentan problemas estructurales que deben ser evaluados, un procedimiento recomendado que puede utilizarse para propósitos de evaluación de este tipo de estructuras es el empleo de modelos que integren análisis por elemento finito, así como análisis modal, que permite corregir incertidumbres de la geometría modelada, parámetros físicos y análisis para mejorar los resultados analíticos más cercanos a valores reales basados en los datos de mediciones dinámicas de campo (Xia & Brownjohn, 2004).

En general la prueba de cargas en campo es un método efectivo de investigación para desempeño básico y para establecer datos básicos para los puentes atirantados. Adicionalmente para puentes con claros muy grandes es esencial tener un buen modelo de análisis por elemento finito acorde a los datos obtenidos de campo para plantear estrategias de mantenimiento. *“En la década pasada se utilizó esta metodología dando muy buenos resultados, y es por esto que se recomienda para puentes atirantados de grandes claros”* (Fag, et al., 2004)

Otro problema particular es que la vibración de los cables induce esfuerzos a todo el puente y por tanto, es posible que la distribución de cargas y la tensión en los cables puedan llegar a límites inaceptables, esto normalmente no se analiza en detalle en el diseño.

Con el aumento de la longitud de los claros en puentes atirantados cada vez se hace más complicado y fundamental el tener información veraz sobre las características como la rigidez y las variaciones de las fuerzas en los cables es por esto que el problema fundamental consiste en reducir al mínimo el problema de la fatiga de los diversos elementos estructurales y así tener una estructura más segura.

En los puentes atirantados los cables y los elementos de sujeción, tanto superiores como inferiores son en gran medida afectados por el efecto del viento debido a sus características formales, es por esto que se requiere hacer investigación para desarrollar sistemas inteligentes que reduzcan dicho efecto, todo ello bajo el criterio que la fatiga afecta el desempeño de los materiales y pone en riesgo la integridad de la estructura.

## 2 OBJETIVOS

---

Los países desarrollados, así como los que se encuentran en vías de desarrollo, requieren de una infraestructura carretera que les permita comunicarse y transportar todo tipo de productos en forma rápida y eficiente. *“El transporte, como fenómeno social, posibilita la articulación e integración territorial así como el intercambio de bienes e ideas entre poblaciones”*. (Backhoff & Vásquez, 2002)

Es por esto que día a día se requieren carreteras más cortas para comunicar las diferentes poblaciones, con costos de operación competitivos con el mercado internacional. *“Dos de los más grandes problemas que enfrentan los países en vías de desarrollo son migración y el aislamiento de amplios sectores de su población, ya que los efectos que estos producen son obstáculos para lograr el desarrollo, tanto económico como social. Estos problemas se deben, entre otros factores, a la carencia de vías de comunicación que enlacen de forma adecuada las localidades”* (Arroyo & Torres, 2004) *“El tránsito o la circulación de personas y vehículos por calles, carreteras y caminos, permite satisfacer los deseos de movilidad de los integrantes de las comunidades humanas. Como tal, el tránsito juega un papel esencial en el desarrollo social y económico de las sociedades modernas”*. (Mendoza, 2004)

Adicionalmente, por las condiciones topográficas de nuestro país, son necesarios los puentes y túneles con características cada vez más demandantes para una red de transporte de alta productividad.

Los puentes atirantados son, actualmente, una de las mejores alternativas para librar claros entre 200 a 600 m, aunque recientemente están siendo considerados para claros de hasta 1400 m. *“Al fin del siglo pasado dos puentes de gran claro fueron construidos con la utilización de cables, estos son: el puente de Normandía con un claro de 857m y el Tatara con una longitud de 890m. Desde la construcción del primer puente de cables, estos han representado ventajas*

*estructurales y económicas. Actualmente se está desarrollando un proyecto para Hong Kong para poder librar un claro de 1000 m y se estima que con la tecnología actual se pueden librar claros de más de 1400 m.”* (Nagai, et al., 2004)

Los principales retos en el diseño de un puente atirantado son las consideraciones del comportamiento estructural bajo la influencia de las cargas dinámicas provocados por sismo, viento y tránsito de vehículos, principalmente. *“Un desastroso movimiento telúrico se presentó el 21 de septiembre a la 1:47 am en el centro de Taiwán, el reporte de la magnitud de este temblor fue de 7.3 y causó daños considerables en las edificaciones de la ciudad. El puente atirantado Chi-Lu de 120 m. de claro que se construía en ese momento para atravesar el río Juoshuei se vio afectado por el suceso, el suelo alrededor de la cimentación se liquificó ocasionando un asentamiento y rotación de la estructura. Como parte de los estudios para identificar el efecto del sismo sobre la estructura se realizaron cálculos con análisis por elemento finito utilizando Sap2000 para rendir un dictamen del daño.”* (Chang, et al., 2004)

Adicionalmente, se deben considerar las condiciones de demanda de cargas futuras por el incremento de tráfico y los efectos de deterioro de los materiales constitutivos que afectan la vida útil del puente, incluyendo los problemas de corrosión y fatiga. *“El comportamiento dinámico de vehículos pesados se caracteriza por los distintos modos en que las masas de estos equipos pueden vibrar y transmitir estas cargas a las estructuras”*. (Romero, et al., 2003)

El estudio del comportamiento de grandes estructuras como es el caso de puentes atirantados es actualmente un área de investigación de gran auge sobre todo por los riesgos asociados a dichos efectos, tal es el caso de diversos puentes de la ciudad de Hoing Kong, donde se han instalado sistemas de monitoreo de las condiciones estructurales. *“Estos sistemas contemplan seis categorías de información; Fuerzas de viento, temperatura, trafico, configuración geométrica, esfuerzos, y características dinámicas globales. Toda la información recabada*

*servirá para desarrollar teorías más confiables y eficientes del diseño de puentes atirantados". (Wong, et al., 2001)*

Otro ejemplo de la inquietud que existe sobre el efecto del viento sobre grandes edificaciones es el del proyecto de monitoreo del comportamiento de los edificios más altos de Chicago que pretende recabar información también valiosa. (Kijewski & Kareem, 2001)

En el caso de los puentes atirantados, los cables y los elementos de conexión de éstos con las torres y los tableros, son estructuralmente importantes y de su desempeño depende mucho el comportamiento de todo el puente. La fatiga de los cables es uno de los problemas más críticos a mediano y largo plazo; además de que son los elementos más susceptibles a ser afectados por los efectos del viento, ya que cuando el viento supera velocidades de 80 Km/h, el efecto dinámico de los cables se transmite a todo el puente y, en general, puede someter a toda la estructura a condiciones de vibración poco deseadas.

Con base en todos los antecedentes antes mencionados se plantean los objetivos de este trabajo.

## **2.1 Objetivo General**

---

El objetivo de este trabajo es el desarrollo de un sistema activo (inteligente) de amortiguamiento para reducir las vibraciones en los cables de puentes atirantados.

## **2.2 Objetivos particulares**

---

Para este trabajo se plantearon los siguientes objetivos particulares:

1. Analizar el efecto del viento sobre el comportamiento dinámico de los cables y el deterioro estructural de puentes atirantados
2. Evaluar, con modelos de simulación, un sistema de amortiguamiento que evite las vibraciones de los cables en puentes atirantados
3. Desarrollar y validar experimentalmente un sistema de control inteligente para estructuras bajo influencia de cargas dinámicas.
4. Desarrollar una metodología de análisis de estructuras sometidas a la influencia de cargas dinámicas y las alternativas para el control de dichos efectos.

## **2.3 Alcances**

---

- Se considerará únicamente el efecto del viento sobre los tirantes del puente, considerando cargas normales y extraordinarias.
- La metodología se limita al análisis de puentes atirantados.
- La evaluación del sistema se hará experimentalmente en laboratorio y con sistemas de simulación únicamente.
- La evaluación del sistema completo se realizará con un modelo de simulación una vez caracterizado experimentalmente el sistema de control.

### 3 METODOLOGÍA

---

Para el desarrollo de este estudio es necesario tomar en cuenta todo el conocimiento asociado al comportamiento de cables, por lo cual nos basamos en la teoría no lineal de cables debido a que los desplazamientos de dichos elementos tienen un efecto muy relevante en su comportamiento estructural.

Existen varios métodos para el análisis de cables (Irvine, 1981) sin embargo actualmente el análisis por elemento finito es efectivo para realizar análisis no lineal en puentes, incluyendo el pandeo en cables, para grandes deflexiones y fuerzas axiales y momentos torsionantes. *“Otra área donde el análisis por elementos finitos ha tenido mayor impacto considerando el análisis de puentes suspendidos es en la predicción de las respuestas vibratorias por la influencia de viento, tráfico y sismo”*. (Ren, et al., 2004)

En el caso de estudio el análisis por elemento finito se aplicara para evaluar el comportamiento del tirante ante variaciones de carga por viento, de igual manera, se aplicará para determinar el nivel de tensión de los cables y se identificará la frecuencia natural en que vibra el tirante.

Las principales fuerzas actuantes sobre grandes estructuras como puentes atirantados son las fuerzas estáticas de viento, las fuerzas que sacuden las estructuras debido a vientos turbulentos y las fuerzas de auto excitación debidas a la interacción entre el viento y el movimiento de la estructura. La deformación ocasionada en los puentes por el efecto de las cargas estáticas puede ser determinada relativamente fácil utilizando los coeficientes de arrastre medidas en experimentos en túneles de viento.



### 3.1 Caso de estudio

---

Desde la segunda mitad del siglo pasado hasta la actualidad, el concepto del puente atirantado se ha utilizado extensamente para cubrir claros largos como en el caso del Viaducto de Millau en Francia y muchos otros construidos alrededor del mundo. En este tipo de puentes, cuando la longitud del claro se aumenta, su comportamiento llega a ser más complejo y las características estructurales tales como rigidez, fuerzas externas y estabilidad dinámica, son aún más importantes de evaluar para garantizar la confiabilidad y seguridad estructural (Fag, et al., 2004).

Los puentes atirantados que cubren claros muy amplios son más sensibles a la inestabilidad a causa de ráfagas de viento, terremotos y vibraciones inducidas por el tráfico, donde es frecuente un comportamiento altamente no lineal en los cables que al acoplarse con el tablero del puente provoca problemas específicos y complejos de solucionar (Xu, et al., 2003). Al mismo tiempo, muchos puentes atirantados largos están situados donde las condiciones ambientales son adversas, al estar expuestos a vientos fuertes y otras condiciones que pueden causar grandes deflexiones causadas por las fuerzas de excitación de las condiciones de trabajo o por grandes sacudidas de viento causando vibraciones extremas (Zhu, et al., 2001), causando el deterioro de la estructura y daños por fatiga.

El análisis estructural dinámico detallado de los puentes atirantados es muy importante y en diversas ocasiones un análisis completo del comportamiento es recomendable bajo condiciones extremas de vibración para evaluar los efectos del viento en el comportamiento de la estructura (Achire, et al., 1998). En general modelos de simulación apropiados para los puentes son particularmente importantes para el análisis dinámico para identificar problemas estructurales y prevenir desastres (Xia & Brownjohn, 2004) Uno de las técnicas más significativas utilizadas para la evaluación del desempeño para estructuras de puentes es el Método de Elementos Finitos (MEF), En la práctica actual, el empleo de Modelos

de Elementos Finitos son eficaces para el análisis no lineal de puentes colgantes donde la teoría geométrica no lineal puede incluir los efectos inherentes en los puentes colgantes tales como la catenaria de los cables principales, las deflexiones del puente, las fuerzas axiales y las relaciones entre los momentos flexionantes y la rigidez del puente. Modelos en dos y tres dimensiones con elementos viga y barra son comúnmente utilizados para tanto la superestructura y la subestructura de los puentes soportados por cables (Ren, et al., 2004).

El análisis dinámico de los puentes atirantados bajo condiciones dinámicas de viento, terremoto y tránsito es muy complejo y requiere bastante tiempo de cálculos computacionales (Clemente, et al., 1998). Diversos estudios como los de Mc Dougall (2006), Wang (2005), Kim (2005), Chang (2004), Das (2004) y Xu (2004), han evaluado el efecto de las fuerzas dinámicas en puentes, por otra parte también existen trabajos sobre la integridad estructural como los de Bergland (2006), Phelan (2006) así como Carrión (2003), Xu (2003) y Wong (2001). Por otra parte las características modales de las estructuras han sido evaluadas por Ren (2005), Zhang (2005), Zhengsheng (2005), Ni (2003), Au (2001), sin embargo, pocos trabajos relacionados con los cables o con los nodos de conexión de los cables con la estructura de los puentes atirantados se han publicado. En general se requiere del análisis sobre problemas específicos en los cables y en los elementos de conexión con el puente debidos a daño por fatiga y para el desarrollo de sistemas inteligentes de amortiguamiento para reducir los efectos dinámicos por fatiga según opinión de Lui (2010), Park (2005) y Ni (2001).

En este trabajo, se presenta un estudio detallado de la simulación del puente atirantado del Río Papaloapan (Figura 1), situado en el estado de Veracruz en México. La longitud total del puente es de 342.7 m, el puente cuenta con cuatro torres y ocho semi-arpas con 14 cables cada una (Figura 2). La localización del puente está cerca de la ciudad de Cosamaloapan de Carpio y este puente atirantado está sobre el río de Papaloapan que es uno de los ríos más importantes de México.



FIGURA 1 FOTOGRAFÍA DEL PUENTE PAPALOAPAN

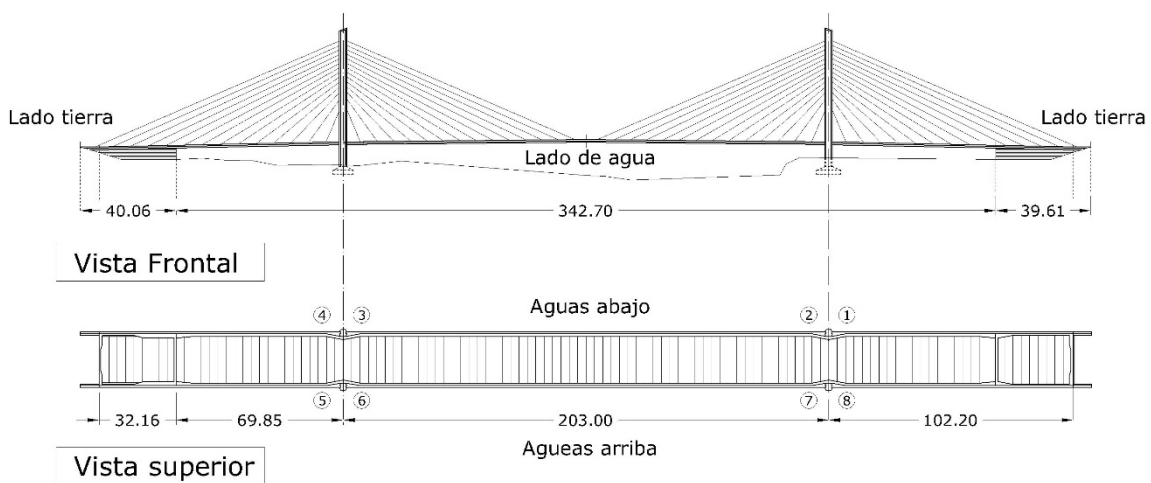


FIGURA 2 PLANOS DE VISTAS FRONTAL Y SUPERIOR DEL PUENTE

La ciudad de Veracruz, que es la capital del estado con el mismo nombre, es el puerto marina más importante de México. La importancia del puente de Río Papaloapan, situada a 45 kilómetros de la costa reside en el hecho de que este comunica al puerto de Veracruz con los yacimientos de petróleo ubicados en la parte sur del país. Otro aspecto notable del estado de Veracruz es que tiene una línea costera muy larga a lo largo del golfo de México, que es conocido ampliamente por sus huracanes y vientos impetuosos. Claramente, la importancia

del análisis dinámico y la evaluación estructural de este puente es evidente, para reducir al mínimo el riesgo de la falta de cualquiera de sus componentes estructurales, particularmente los cables.

Las fuerzas dinámicas del viento en los cables del puente son analizadas, y una evaluación de sensibilidad fue desarrollada para definir la mejor configuración de un sistema de amortiguamiento. El modelo de simulación 3D de los cables del puente se basa en la teoría no lineal modificada para incluir diversas configuraciones de amortiguamiento para encontrar la condición más favorable.

## 3.2 Análisis

---

El análisis consta de dos componentes fundamentales asociados con los objetivos del trabajo:

1.- Determinación de la posición óptima de un sistema de amortiguamiento en el puente mediante un modelo de simulación basado en la teoría no lineal de cables

2.- Desarrollo de un sistema inteligente para la reducción de las vibraciones de los cables del puente.

### 3.2.1 Posición óptima del sistema de amortiguamiento

---

Para encontrar la mejor localización para un sistema de control de la vibración del cable en un puente atirantado, un modelo de la simulación 3D fue desarrollado basado en la formulación no lineal presentada por Xu (Xu & Yu, 1998), para realizar el comportamiento dinámico del cable bajo diversas condiciones de la carga y del viento.

### 3.2.1.1 Modelo no lineal del cable

Como fue mencionado, el efecto del viento es una de las amenazas más importante en el puente, así pues, para evaluar el efecto del viento sobre el puente, un modelo computacional fue desarrollado basándose en lo siguiente: el perfil de la catenaria del cable en estado estático se calculó de la ecuación tradicional (Irvine, 1981)

$$y = \frac{H}{mg} \left\{ \cosh\left(\frac{mgl}{2H}\right) - \cosh\frac{mg}{H}\left(\frac{l}{2} - x\right) \right\} \quad (1)$$

Donde  $y$  es el componente vertical de la forma del cable,  $x$  es el componente horizontal,  $m$  es la masa del cable,  $g$  es la fuerza gravitacional,  $l$  es la longitud inicial del cable, y  $H$  es el componente horizontal de la tensión en el cable. La Figura 3 muestra un diagrama de las coordenadas de referencia, las cargas externas y los desplazamientos del cable.

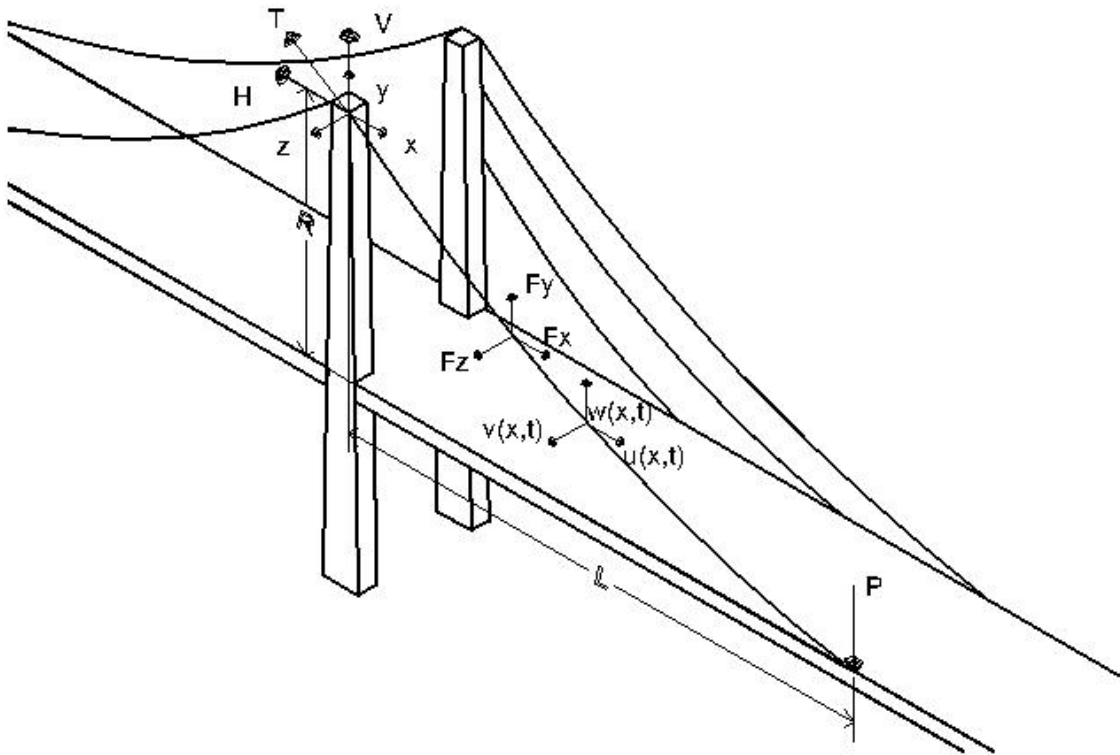


FIGURA 3 DIAGRAMA DEL CABLE

Las ecuaciones siguientes son utilizadas para relacionar las dimensiones coordenadas con los componentes de tensión en el cable (Irvine, 1981).

$$L = \frac{HLo}{EAo} + \frac{HLo}{W} \left\{ \sinh^{-1} \left( \frac{V}{H} \right) - \sinh^{-1} \left( \frac{V-W}{H} \right) \right\} \quad (2)$$

$$R = \frac{WLo}{EAo} \left( \frac{V}{W} - \frac{1}{2} \right) + \frac{HLo}{W} \left[ \left\{ 1 + \left( \frac{V}{H} \right)^2 \right\}^{1/2} - \left\{ 1 + \left( \frac{V-W}{H} \right)^2 \right\}^{1/2} \right] \quad (3)$$

Aquí,  $E$  es el módulo de la elasticidad del material del cable,  $Ao$  es el área transversal de la sección,  $W$  es el peso,  $Lo$  es la longitud inicial y  $H$  y  $V$  son los componentes horizontales y verticales de la tensión del cable,  $L$  representan la

distancia horizontal entre los puntos finales del cable y  $R$  la distancia vertical. Una vez que estos dos últimos parámetros son asignados, se requiere de un algoritmo numérico, como el método de optimización Newton-Raphson para calcular los componentes de la tensión del cable.

Este modelo no lineal es útil para las deformaciones grandes en los cables o para calcular variaciones en valores de la tensión. En el caso del puente atirantado, se aplica para evaluar el desempeño del cable bajo fuerzas dinámicas fluctuantes que pueden ser ocasionadas por terremotos, por el viento o por el tráfico. En la figura 3, se muestran las dimensiones de la geometría y variables del modelo.

Los componentes de los desplazamientos están relacionados con las fuerzas a través de las ecuaciones siguientes:

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial u}{\partial x} + h \right) + F_x(x,t) = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} h \right) + F_y(x,t) = m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} \quad (5)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} h \right) + F_z(x,t) = m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + c \frac{\partial v}{\partial t} \quad (6)$$

Donde  $u$ ,  $w$  y  $v$  representan los desplazamientos del cable respecto a las condiciones estáticas iniciales, bajo el efecto de las fuerzas externas  $F_x$ ,  $F_y$  y  $F_z$ , de esta forma la tensión interna del cable  $h$  se calcula a partir de la ecuación siguiente:



$$h = \frac{EA_0}{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right)^{3/2}} \left[ \frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} + \frac{dz}{dx} \frac{dv}{dx} \right] \quad (7)$$

Inicialmente,  $\frac{dy}{dx}$  y  $\frac{dz}{dx}$  se calculan de las ecuaciones de equilibrio, así que  $\frac{dz}{dx} = 0$  y el parámetro no lineal  $\frac{dy}{dx}$  se obtendrá en la siguiente sección.

### 3.2.1.2 Evaluación del parámetro no lineal

Para obtener el valor de  $\frac{dy}{dx}$  es necesario empezar de la solución estática de un cable tensado y utilizar las coordenadas Lagrangianas del cable deformado, la siguiente relación se obtiene como sigue:

$$\left(\frac{dx}{dp}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dp}\right)^2 = 1 \quad (8)$$

Donde  $x$  e  $y$  son las coordenadas cartesianas,  $p$  y  $s$  son las coordenadas de Lagrange del cable deformado y sin deformación respectivamente. Del equilibrio de fuerzas se obtiene:

$$\frac{dx}{dp} = \frac{H}{T} \quad (9)$$

$$\frac{dy}{dp} = \frac{V}{T} - \frac{W}{T} \frac{s}{L_0} \quad (10)$$

En este caso,  $L_0$  es la longitud sin deformación del cable y su peso total es  $W=mg$ , donde  $m$  es la masa por unidad de longitud. Substituyendo las ecuaciones. (9) y 10) en la ecuación. (8), se obtiene:

$$\frac{H^2}{T^2} + \frac{V^2}{T^2} + \frac{W^2}{T^2} \frac{s^2}{L_0^2} - \frac{2VWs}{T^2 L_0} = 1 \quad (11)$$

Donde la fuerza de tensión es obtenida como una función de  $s$  como se muestra:

$$T = \left\{ H^2 + \left( V - \frac{Ws}{L_0} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (12)$$

Por otro lado, se obtiene que

$$T = EA_0 \left( \frac{dp}{ds} - 1 \right) \quad (13)$$

Como resultado,

$$\frac{dx}{ds} = \frac{dx}{dp} \frac{dp}{ds} = \frac{H}{T} \left( \frac{T}{EA_0} + 1 \right) = \frac{H}{EA_0} + \frac{H}{T} = \frac{H}{EA_0} + \frac{H}{\left[ H^2 + \left( V - \frac{Ws}{L_0} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (14)$$

$$\frac{dy}{ds} = \frac{dy}{dp} \frac{dp}{ds} = \left( \frac{V}{T} - \frac{W}{T} \frac{s}{L_0} \right) \left( \frac{T}{EA_0} + 1 \right) = \left( V - \frac{Ws}{L_0} \right) \left\{ \frac{\left[ H^2 + \left( V - \frac{Ws}{L_0} \right)^2 \right]^{1/2} + EA_0}{EA_0 \left[ H^2 + \left( V - \frac{Ws}{L_0} \right)^2 \right]^{1/2}} \right\} \quad (15)$$

Finalmente, de las ecuaciones (14) y (15), se obtiene que:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{V}{H} - \frac{W}{H} \frac{s}{L_0} \quad (16)$$

Para obtener  $\frac{dy}{dx}$ , las ecuaciones estáticas obtenidas por Irvine (Irvine, 1981) son utilizadas:

$$x(s) = \frac{Hs}{EAo} + \frac{HLo}{W} \left[ \sinh^{-1} \left( \frac{V}{H} \right) - \sinh^{-1} \left( \frac{V - \frac{Ws}{Lo}}{H} \right) \right] \quad (17)$$

$$y(s) = \frac{Ws}{EAo} \left( \frac{V}{W} - \frac{s}{2Lo} \right) + \frac{HLo}{W} \left\{ \left[ 1 + \left( \frac{V}{H} \right)^2 \right]^{1/2} - \left[ 1 + \left( \frac{V - \frac{Ws}{Lo}}{H} \right)^2 \right]^{1/2} \right\} \quad (18)$$

Finalmente, obteniendo las derivadas de (17) y (18), obtenemos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\frac{dy}{ds}}{\frac{dx}{ds}} \quad (19)$$

3.2.1.3 Determinación de la función  $h$ 

Para el cálculo de la función  $h$ , en las ecuaciones (4) y (5), el equilibrio de las fuerzas es realizado según la Figura 4.

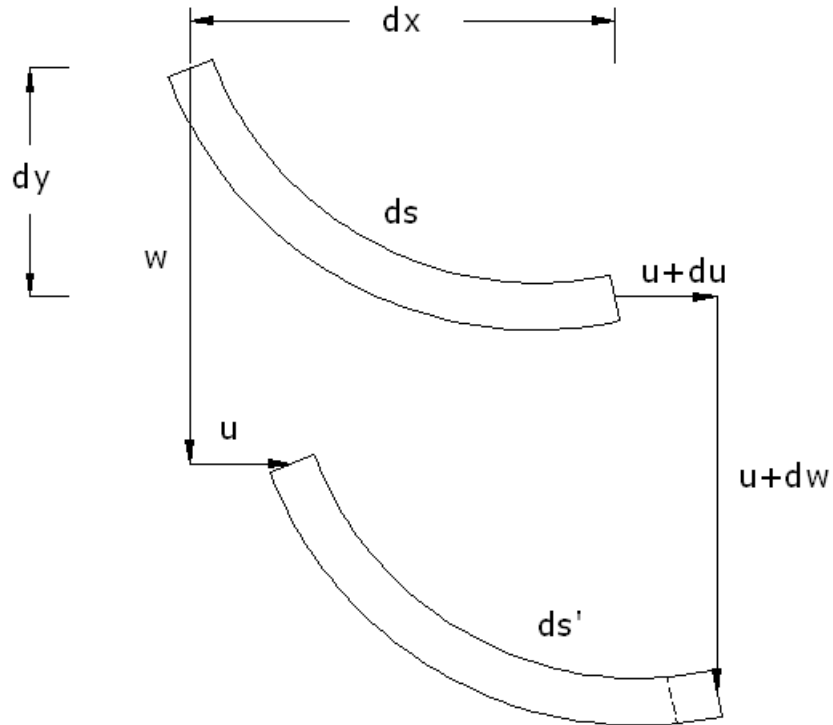


FIGURA 4 DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN PARA UNA SECCIÓN DE CABLE

Del análisis geométrico se obtiene que:

$$ds^2 = dx^2 + dy^2 \quad (20)$$

$$ds'^2 = (dx + du)^2 + (dy + dw)^2 \quad (21)$$

La siguiente ecuación puede ser deducida de las ecuaciones (20) y (21)

$$\frac{ds'-ds}{ds} = \sqrt{\frac{(dx+du)^2 + (dy+dw)^2}{dx^2 + dy^2}} - 1 \quad (22)$$

Substituyendo y tomando una primera aproximación de orden de la expansión de Taylor:

$$\frac{ds'-ds}{ds} = \frac{dx}{ds} \frac{du}{ds} + \frac{dy}{ds} \frac{dw}{ds} \quad (23)$$

Por otro lado, la tensión dinámica  $T_d$  respecto a  $h$  es

$$T_d = h \frac{ds}{dx} \quad (24)$$

Por la ley del Hook tenemos

$$\frac{ds'-ds}{ds} = \frac{T_d}{EA_0} = \frac{h}{EA_0} \frac{ds}{dx} \quad (25)$$

De modo que se obtiene la ecuación que describe la función de  $h$

$$h = \frac{EA_0}{\left(\frac{ds}{dx}\right)^3} \left( \frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} \right) \quad (26)$$

Y

$$\frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad (27)$$

Entonces, la representación 2D final para la función de  $h$  es:

$$h = \frac{EA_0}{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right)^{3/2}} \left[ \frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} \right] \quad (28)$$

Con un proceso similar la ecuación 3D para obtener la función  $h$  se obtiene

$$h = \frac{EA_0}{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right)^{3/2}} \left[ \frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} + \frac{dz}{dx} \frac{dv}{dx} \right] \quad (29)$$

3.2.1.4 Esquema de solución numérico

El modelo numérico fue programado en Fortran 90 y los resultados de la simulación fueron analizados usando el software MatLab para manejar los resultados gráficos. La Figura 5 muestra el diagrama de flujo del esquema de solución numérico del modelo.

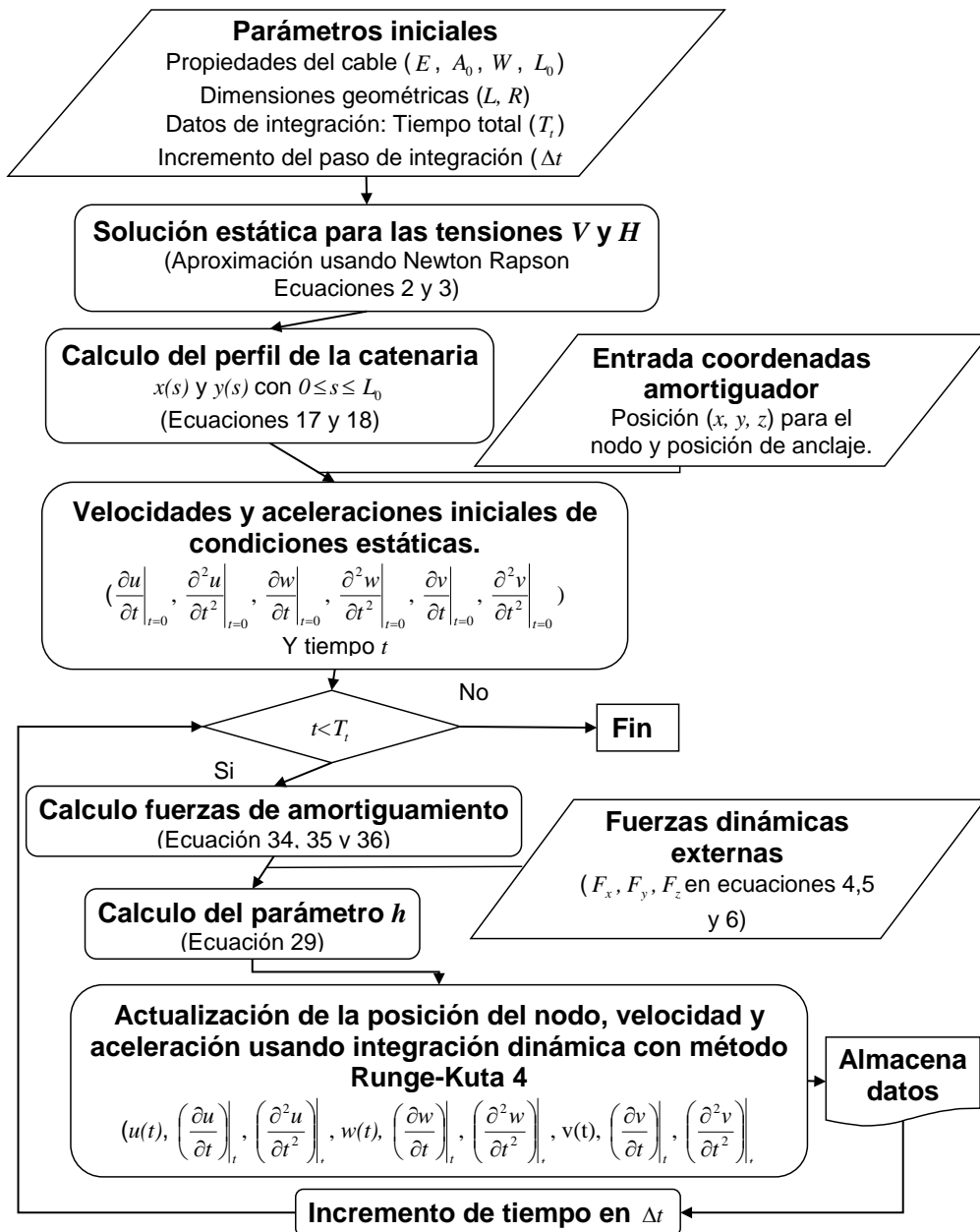


FIGURA 5 DIAGRAMA DE FLUJO DEL SISTEMA



El proceso de solución en el modelo comienza con la solución estática para obtener las condiciones iniciales de la geometría de cable. Para evaluar el comportamiento dinámico del cable, el método de integración Runge-Kuta 4 es usado para la mejor aproximación y la estabilidad numérica del modelo debido a sus características intrínsecas. El modelo discreto fue obtenido usando Diferencias Finitas (D.F.) y la precisión del modelo fue evaluada comparando las normas de vector entre diversas opciones del método discreto. Para el análisis de la dinámica de cable, la diferencia de las normas fue puesta para ser menor del 0.5 %. La calibración del cable fue el resultado de mediciones experimentales de vibraciones en campo.

El análisis de convergencia del modelo fue evaluado reduciendo el paso de tiempo hasta que ninguna diferencia fuera encontrada dentro del 0.1 % entre los resultados obtenidos.

### 3.2.1.5 Aproximación del modelo del viento

El efecto de viento sobre los cables del puente es calculado de la ecuación de tradicional de arrastre de la teoría dinámica de los fluidos de cuerpos sumergidos (Streeter & Wylie, 1979), que es:

$$f = CA\rho \frac{U^2}{2} \quad (30)$$

En esta ecuación,  $f$  es la fuerza de fricción del viento,  $C$  es el coeficiente de forma,  $A$  es el área de la sección y la  $U$  es la velocidad de viento.

El análisis estadístico de las medidas de velocidad de viento de tres estaciones meteorológicas localizadas alrededor del área del puente proporcionó la información de la carga de viento para el modelo de Puente del Río Papaloapan. La Figura 6 muestra un ejemplo típico del comportamiento de la velocidad de viento.

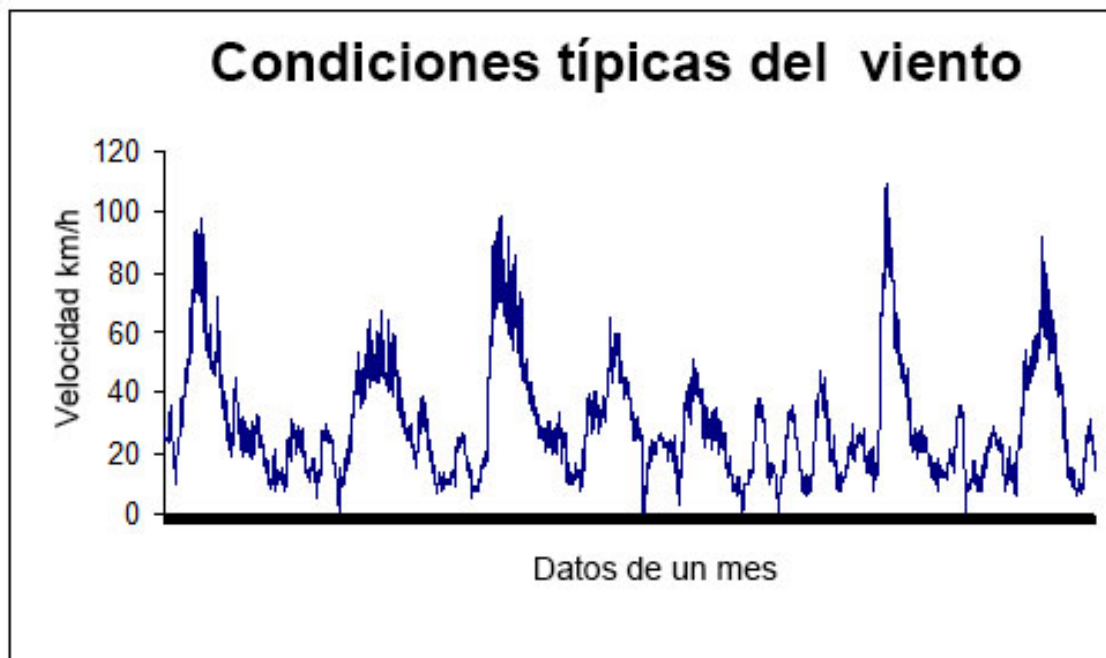


FIGURA 6 CONDICIONES TÍPICAS DE VIENTO EN EL PUENTE

### 3.2.1.6 Calibración del modelo

Para calibrar el cable modelo, fueron usados datos de campo de mediciones obtenidas en 2003 durante un estudio experimental para evaluar la integridad estructural del puente. En este caso, un acelerómetro de frecuencia bajo (TEC 195) y un equipo de recabación y análisis portátil fue utilizado (TEC SmarMeter 1330 ULF), el acelerómetro fue localizado perpendicular al cable en la altura de 2 m. del tablero del puente (Figura 7).



FIGURA 7 SISTEMA PARA LA RECABACIÓN VIBRACIÓN EXPERIMENTAL

Mediante cuatro medidas independientes durante 16 segundos a una frecuencia de muestreo de 60 Hz fueron registradas usando la excitación del viento y condiciones ambientales, los modos de vibración naturales fueron identificados de las funciones de respuesta a la frecuencia (Figura 8).

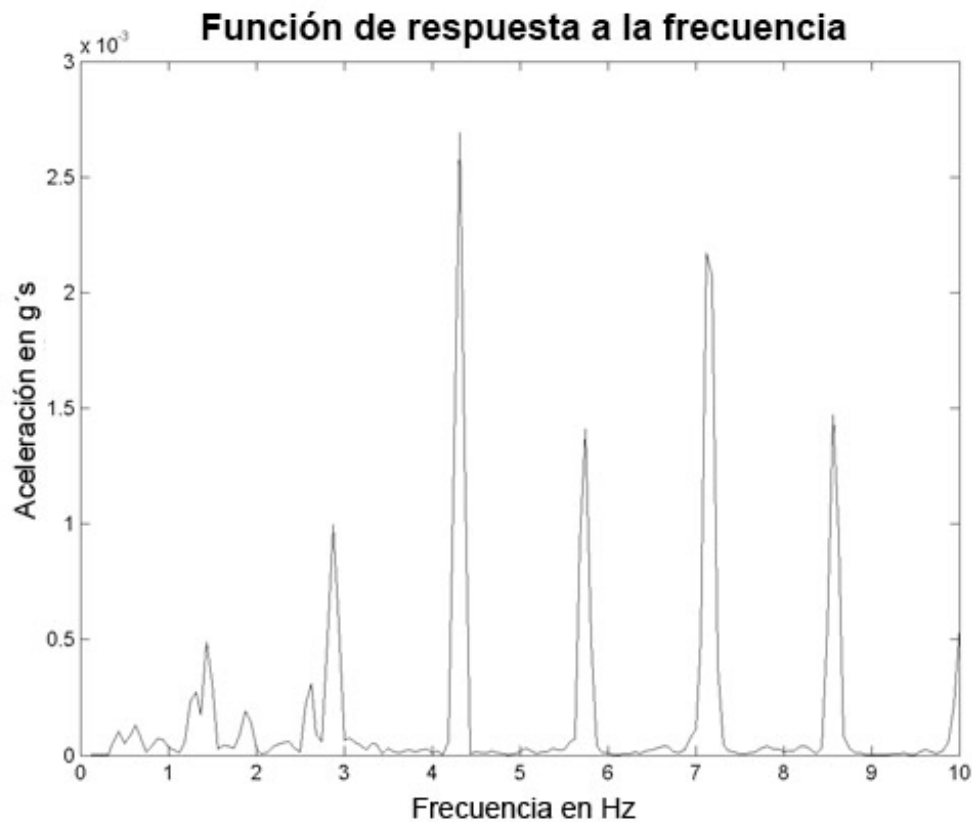


FIGURA 8 FUNCIÓN DE RESPUESTA A LA FRECUENCIA

La Tabla 1, muestra la frecuencia para los tres primeros modos de vibración del cable 12 de la semi arpa 7, donde ninguna variación sobre la frecuencia fue observada para las diferentes pruebas tomando en cuenta la exactitud del equipo y condiciones de prueba; estos resultados muestran que el experimento fue controlado hasta un cierto nivel a pesar de considerar solamente la excitación ambiental. También, es preciso mencionar que la primera frecuencia

de vibración no siempre era identificada debido a la ubicación de acelerómetro, y también debido a que el comportamiento de cable es lineal.

TABLA 1 FRECUENCIA PARA LOS 3 PRIMEROS MODOS DE VIBRAR DEL CABLE

	<b>1er modo</b>	<b>2o modo</b>	<b>3rd modo</b>
Prueba 1	1.4375	2.875	4.313
Prueba 2	1.4375	2.875	4.313
Prueba 3	N/A	2.875	4.313
Prueba 4	N/A	2.875	4.313
Promedio	1.4375	2.875	4.313

El coeficiente de amortiguamiento del cable fue calculado usando el método de amplificación resonante (Clough & Penzien, 1993), y el valor final usado para el modelo fue el resultado del promedio de los picos de frecuencia identificados de los tres primeros modos de vibración. En este caso, la proporción de amortiguamiento fue de  $0.078 \pm 0.007$ , equivalente a un coeficiente de amortiguamiento de 7.8 kg/s por nodo (McConnell & Willey, 1995), asumiendo todas las restricción de para todos los nodos.

La calibración final del modelo fue alcanzada cambiando la masa por unidad de longitud del cable, hasta que las frecuencias modales del modelo igualaron los valores experimentales. En la Tabla 2 se muestran los parámetros del modelo.

TABLA 2 PARÁMETROS DE CALIBRACIÓN INICIALES

Variable	Unidades	Valor
Módulo de elasticidad ( $E$ )	kg/cm <sup>2</sup>	2010000
Travers sección de Area ( $A_0$ )	cm <sup>2</sup>	40.4115
Masa por unidad de longitud (m)	kg	36.7584
Distancia vertical ( $R$ )	m	39.25
Distancia horizontal ( $L$ )	m	85.13
Longitud inicial del cable ( $L_0$ )	m	93.4175
Coeficiente de amortiguación del cable ( $c$ )		7.8
Fuerza vertical estática ( $V$ )	kg	118014
Fuerza horizontal estática ( $H$ )	kg	252230
Tensión del amortiguador ( $K_a$ )		1
Coeficiente de amortiguación del amortiguador ( $C_a$ )		2, 20

Para evaluar la dependencia de discretización, se inicia con 25 segmentos, este número de segmentos fue duplicado en el modelo numérico hasta que las respuestas dinámicas de divisiones consecutivas fueran similares dentro de un porcentaje aceptable. Los resultados fueron comparados usando la norma de Euler de las respuestas de tiempo hasta obtener una diferencia del 0.1 %. La Tabla 3 presenta la evaluación de 101 a 201 nodos y de 201 a 401 nodos, para posiciones en  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{3}{4}$  de la longitud total del cable. Debido a que poca diferencia fue encontrada entre 101 segmentos o más, este valor fue seleccionado para el modelo final calibrado.

TABLA 3 SEGMENTOS DEL CABLE

Número de nodos		Diferencia de norma (%)		
1 <sup>era</sup> opción	2 <sup>a</sup> opción	$\frac{1}{4}$ longitud del cable	$\frac{1}{2}$ longitud del cable	$\frac{3}{4}$ longitud del cable
101	201	0.0999	0.0995	0.1011
201	401	0.0250	0.0249	0.0253

## 3.2.1.7 Ubicación del sistema de amortiguamiento

Para evaluar el efecto del sistema de amortiguamiento sobre el modelo del cable, las fuerzas actuantes del amortiguador fueron simuladas en el sistema no lineal, (Eqs. 4, 5 y 6), resultando así:

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial u}{\partial x} + h \right) + R_x(t) + F_x(x,t) = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} \quad (31)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} h \right) + R_y(t) + F_y(x,t) = m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} \quad (32)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left( H \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} h \right) + R_z(t) + F_z(x,t) = m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + c \frac{\partial v}{\partial t} \quad (33)$$

En estas ecuaciones,  $R_x$ ,  $R_y$  y  $R_z$  son las fuerzas de reacción del amortiguador en las direcciones tridimensionales como se muestra en la Figura 9.

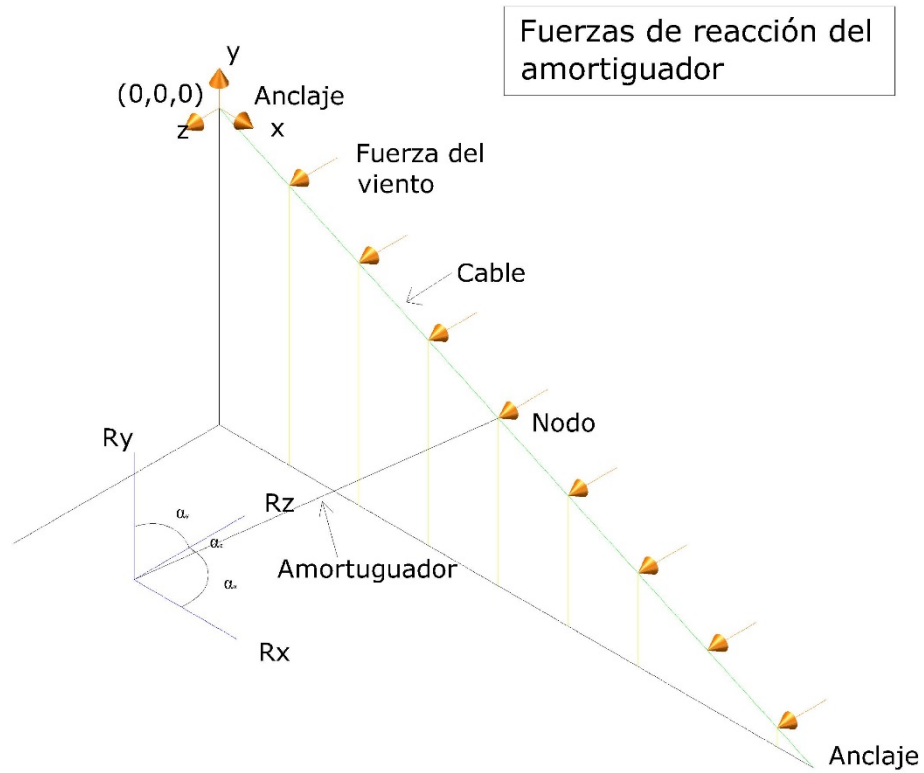


FIGURA 9 FUERZA DE REACCIÓN DEL AMORTIGUADOR

La fuerza del amortiguador es definida en términos de los cosenos directores de los vectores de desplazamiento y velocidad:

$$R_x(t) = Ku \cos(\alpha_x) + c \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right) \cos(\alpha_x) \quad (34)$$

$$R_y(t) = Kw \cos(\alpha_y) + c \left( \frac{\partial w}{\partial y} \right) \cos(\alpha_y) \quad (35)$$

$$R_z(t) = Kv \cos(\alpha_z) + c \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right) \cos(\alpha_z) \quad (36)$$



En las ecuaciones anteriores,  $K$  es la rigidez del amortiguador,  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento y de  $\alpha_x$ ,  $\alpha_y$ ,  $\alpha_z$  son los ángulos con respecto a las coordenadas  $x$ ,  $y$  y  $z$ , respectivamente.

Como datos para analizar la mejor posición (ubicación) del sistema de amortiguamiento, en la Tabla 2 se muestran los parámetros geométricos y de los materiales para los cables del puente del Río Papaloapan.

Previo al análisis, los parámetros más significativos relacionados con las cargas dinámicas del viento fueron evaluados, tales como la frecuencia, la magnitud, el comportamiento de frecuencia en tiempo, la dirección, así como los valores máximos y mínimos. De este análisis, las condiciones de carga de viento más representativas fueron definidas para simular las fuerzas del viento sobre los cables del puente. La tabla siguiente (Tabla 4) muestra los diferentes escenarios para las cargas de viento.

TABLA 4 ENTRADA DE FUERZAS EXTERNAS

<b>Tipo de carga:</b>	<b>Tiempo de aplicación:</b>	<b>Componentes de los vectores de fuerza:</b>	<b>Dinámica de la fuerza</b>
Puntual	Instantaneidad	Magnitud	Fija
Distribuida	Constante	Dirección	Variable
Creciente	Fluctuante	Sentido	

Al simular los diferentes escenarios del viento, fue encontrado que los desplazamientos del cable son más significativos cuando la dirección de viento es perpendicular al plano de semi arpa del puente (en el plano  $x$ - $y$ ). De esta forma, esta condición fue definida como la condición más crítica.

Para evaluar el efecto del amortiguador sobre el comportamiento dinámico del cable, diferentes configuraciones geométricas para el amortiguador fueron estudiadas cambiando la posición del punto final de anclaje al tablero del puente. La posición de referencia fue tomada cuando la orientación del

amortiguador era perpendicular al plano  $x-z$ ; es decir cuando el amortiguador es alineado en la dirección del eje  $y$ .

Para definir la configuración geométrica del amortiguador, tres variables diferentes son asociadas a los puntos finales de fijación (el que llega al tablero y otro que llega al cable); el número de identificación del nodo sobre el cable (para el punto de sujeción en la parte superior del amortiguador) y las coordenadas  $(x, z)$  respectivas al punto inferior sobre el plano del tablero del puente. Además de la posición de referencia inicial, ocho posiciones fueron definidas en el plano  $x-z$  como se muestra en la Figura 10. Adicionalmente para evaluar el funcionamiento del amortiguador para diferentes ángulos de orientación, una posición adicional (Figura 9) fue ubicada sobre el plano  $y-z$  a la mitad de la distancia en  $z$  del punto 7 (Figura 10).

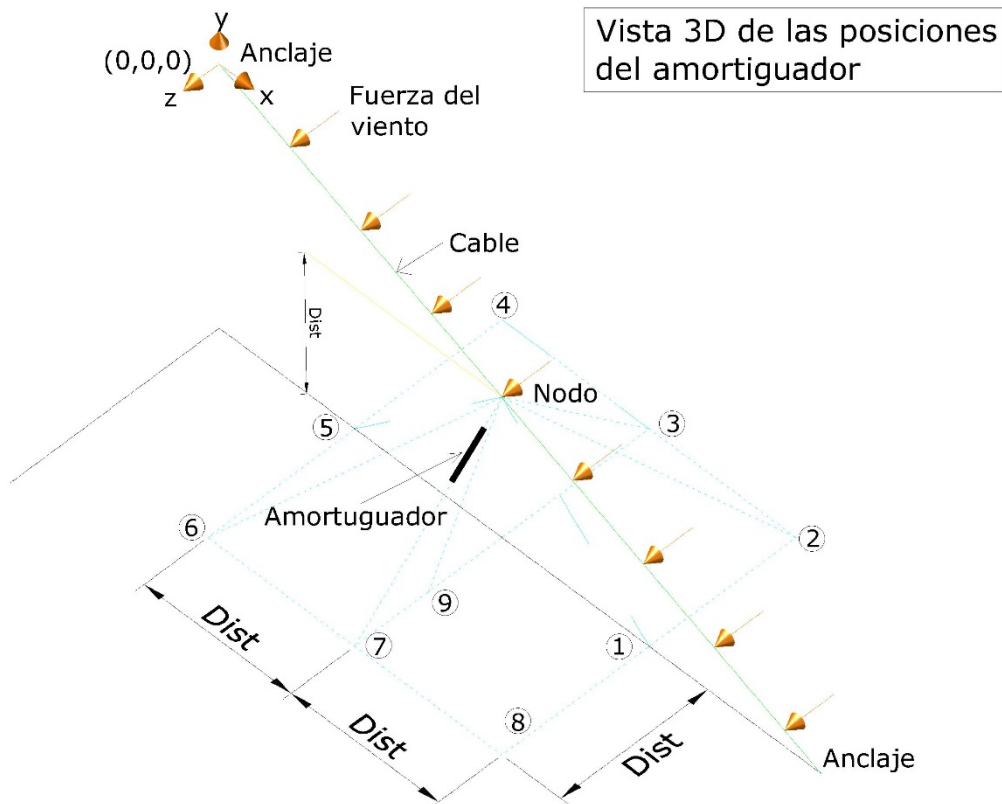


FIGURA 10 POSICIONES DEL AMORTIGUADOR EN VISTA 3D

Ya que el cable fue dividido en 100 segmentos, es decir 101 nodos; para simplificar el análisis, el punto final de fijación superior del amortiguador fue localizado a cada 10 nodos, es decir 9 posiciones a lo largo del cable; es decir 81 condiciones diferentes para ser simuladas.

Finalmente, considerando las características geométricas y las limitaciones del puente, el punto final de fijación inferior del sistema de amortiguación fue restringido a la distancia de 3 metros de la posición de referencia para la coordenada en z (Figura 11).

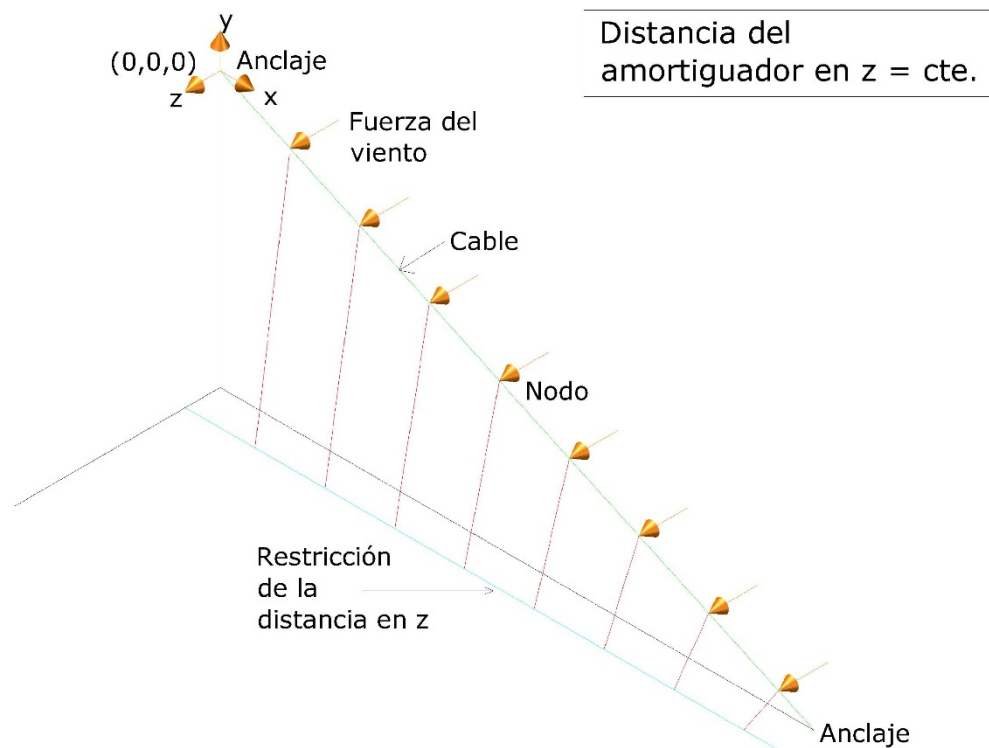


FIGURA 11 DISTANCIA DEL AMORTIGUADOR Z AL PLANO DE SEMI ARPA

### 3.2.2 Desarrollo de un sistema activo de amortiguamiento para el control de vibraciones en un sistema de cable a escala de un puente atirantado

---

Para reducir el efecto de las vibraciones en diferentes tipos de estructuras, se han diseñado sistemas pasivos, semi-activos y también sistemas de amortiguamiento activo se han diseñado y probado como nos lo muestran los trabajos realizados por Bogdanovic (2010), Mohtat (2010), Weber (2009), Cai (2007), Der Hagopian (2007), Kang-Min (2007), Liu (2007), así mismo Wang (2005), Zhang (2004), Chen (2004), Symans (1999) y (1998), Achire (1998), y así mismo Stalings (1991). Estos sistemas pueden ser una alternativa en la prevención de los daños por fatiga según demuestran McDougall (2006) y Wang (2005).

Los sistemas de amortiguamiento deben considerar diversos aspectos como son el cable y el amortiguador (Alvarado, et al., 2007), la ubicación y las características dinámicas (Alvarado, et al., 2008), el tipo y ubicación de los sensores así como la estrategia de control como lo destacan Der Hagopian (2010), De Brunner (2003), Chen (2000) y también Ackire (1996), por último el comportamiento dinámico del cable como lo comentan Carrión (2008) y Alvarado (2007).

El puente atirantado del Río Papaloapan, está ubicado en una zona donde las velocidades del viento pueden ser particularmente fuertes durante las temporadas de invierno y verano, y por esta razón la vida útil de los cables se puede reducir considerablemente debido a la fatiga. Adicionalmente en el puente se identificaron problemas estructurales en los elementos más altos de anclaje de los cables como lo muestran los trabajos realizados por Alvarado (2009), Samayoa (2006) Carrión (2003) y López (2000). Debido a esto, los cables son muy sensibles a las vibraciones, y un el uso de un sistema de amortiguamiento se convierte en una importante opción para asegurar la integridad del puente. Previo a esto, 20 de los 112 elementos superiores de anclaje fueron reemplazados para reducir la probabilidad de falla de estos elementos debido a las deficiencias estructurales ya

identificadas. La Figura 12 muestra los trabajos de rehabilitación en una de las semi-harpas del puente atirantado del Río Papaloapan.



FIGURA 12 TRABAJOS DE REHABILITACIÓN EN EL PUENTE RÍO PAPALOAPAN

En trabajos previos se ha mostrado que el comportamiento de los cables del puentes atirantados pueden ser descritos y estudiados utilizando modelos Computacionales. A través del uso de modelos computacionales, es posible simular y analizar condiciones estructurales especiales e inusuales a las que un puente puede estar expuesto, estas simulaciones pueden permitir la prevención de problemas de falla desde la etapa de diseño hasta el desarrollo de planes de mantenimiento acordes a estas condiciones Alvarado (2008) y (2007).

Hoy en día existen varios estudios concernientes al diseño de dispositivos de amortiguamiento para las estructuras, y algunos enfoques que se han investigado se basan en controles pasivos, semi-activos y activos. De acuerdo a Chen, et al., (Chen, et al., 2000) sistemas pasivos de amortiguamiento para cables en puentes atirantados incluye conectar los cables mediante amarres cruzados en el plano del cable, así como modificando la superficie, forma/textura del cable e instalando dispositivos de amortiguamiento adicionales en o cerca de los

elementos de anclaje (Wang, et al., 2005). Adicionalmente los sistemas pasivos pueden incluir amortiguadores con aleaciones de memoria de forma (Hui, et al., 2004), o amortiguadores de columnas de líquido sintonizado (Xue, et al., 2000) Complementariamente, los sistemas semi activos de amortiguamiento consideran amortiguamientos de fricción amortiguadores electro reológicos (Chen, et al., 2000) y magneto reológicos (Xu, et al., 2001).

Estudios previos han demostrado que los sistemas pasivos y semi activos de amortiguamiento, pueden reducir satisfactoriamente la vibración en cables de puentes atirantados reduciendo el riesgo de daño por fatiga y los preservan en mejores condiciones de trabajo Alvarado (2008) y (2007), Así como Chen (2000).

Aurelio Dominguez (Dominguez, et al., 2004), demostró como los sistemas magneto reológicos de amortiguamiento emergen como una tecnología potencial para implementar estructuras de control semi activas para suprimir eficientemente vibraciones y también propone una metodología para encontrar los parámetros característicos del modelo Bouc-Wen en un intento de caracterizar el fenómeno de histéresis en amortiguadores Magneto reológicos (Xu, et al., 2001).

En general sistemas pasivos y semi activos son alternativas eficaces contra las vibraciones en puentes atirantados, sin embargo se espera que los sistemas activos pueda ser una opción más eficaz en la ampliación de la vida útil de los cables mediante la presentación directa de una fuerza de contención para evitar vibraciones, mientras que los sistemas de amortiguamiento pasivos y semi activos son diseñados para absorber la energía de las vibraciones al como lo describen Achkire (1996), Fujino (1993) y Yamaguchi (1992). Un estudio con un control activo de vibraciones de una viga en cantiléver desarrollado por Xinke y Haimin (Xinke & Haimin, 2007), explica como el uso de sistemas activos, sensores y actuadores son las bases del desarrollo de lo que hoy se denominan "Smart structures". El objetivo final de este trabajo es el de desarrollar un sistema de amortiguamiento activo que permita reducir las vibraciones en los cables de puentes atirantados.

### 3.2.2.1 Arreglo experimental del sistema del cable

Debido a que la investigación a gran escala puede ser costoso y compleja, un modelo de laboratorio a escala del cable fue desarrollada para evaluar el comportamiento dinámico y el desempeño de amortiguamiento de un amortiguador electromagnético uni axial vinculado a un controlador en lazo cerrado, utilizando los datos de entrada de tres acelerómetros ubicados en el cable. Un modelo de simulación con un sistema equivalente de amortiguamiento se utilizó para estimar el comportamiento de un amortiguador de dimensiones reales.

Como pieza fundamental del sistema experimental, un sistema de amortiguamiento activo o actuador fue desarrollado. Este consiste de un sistema electromagnético uni axial, que en este caso cumplió con dos funciones, perturbar y actuar. Con un generador de funciones, se indujeron las vibraciones al cable con el sistema de perturbación, Otro sistema electromagnético conectado en lazo cerrado controla las vibraciones del cable (Sistema activo de amortiguamiento, Figura 13).

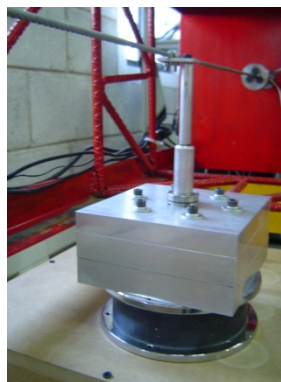


FIGURA 13 SISTEMA PERTURBADOR Y SISTEMA ACTIVO DE AMORTIGUAMIENTO CONECTADO AL CABLE

El modelo lineal simple para el cable se obtuvo del análisis espectral de la siguiente manera:

$$-F_0 \frac{\delta^2 \hat{v}}{\delta x^2} + (i\omega\eta - \omega^2 \rho A) \hat{v} = \hat{q} \quad (37)$$

Donde  $\hat{v}$  es la función espectral de desplazamiento,  $\hat{q}$  es la carga espectral externa,  $F_0$  es la fuerza de tensión sobre el cable,  $\eta$  es el coeficiente de amortiguamiento,  $\omega$  es la frecuencia angular,  $A$  es el área transversal efectiva del cable,  $\rho$  es la densidad del material,  $i$  es igual a  $\sqrt{-1}$ .

Con referencia en la figura Figura 13 considerando las condiciones de frontera y asumiendo que  $q(t) = P_0 \text{Sin}(\alpha t)$  aplicada en  $x_2$  entonces la función de respuesta en  $x_1$  es:

$$\hat{v}_1 = \frac{\frac{-P_0}{F_0} \left[ 1 - \tan \kappa L \frac{1}{\tan \kappa x_2} \right] \text{sin} \kappa x_1}{k \cos \kappa x_2 \left[ 2 + \tan \kappa L \left( \frac{1}{\tan \kappa x_2} - \tan \kappa x_2 \right) \right]} \quad (38)$$

Donde  $k$  es dada por:

$$k^2 = \frac{\omega^2 \rho A - i\omega\eta}{F_0} = \frac{\alpha^2 \rho A - i\alpha\eta}{F_0} \quad (39)$$

Para definir la configuración experimental, un modelo linear simple del cable (ecuación 37) fue desarrollado para desarrollar diversas simulaciones así como para calcular la primera aproximación de la función de respuesta del sistema real (ecuación 38) (Doyle, 2007). Un arreglo esquemático del sistema del cable muestra que la excitación o carga de perturbación se aplicó in el punto fijo ( $x_2$ ), y la respuesta se calculó en el punto ( $x_1$ ) ubicado sobre el cable (Figura 14).



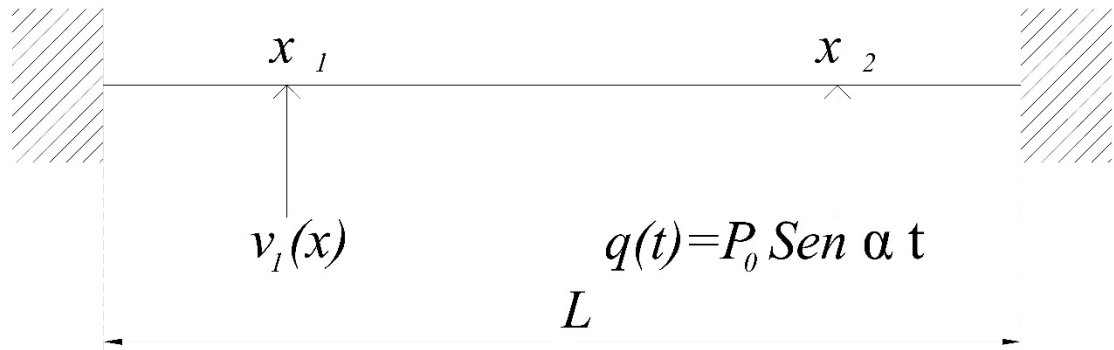


FIGURA 14 CONFIGURACIÓN EXPERIMENTAL PARA EL CABLE

Considerando vibración libre y los tres modos principales de vibración, se concluyó que la ubicación de los sensores deberían de estar alejados de los nodos de los modos de vibrar y cercanos al punto de mayor amplitud de los mismos modos. Esta condición no es fácil de cumplir para los tres modos con pocos sensores, por ejemplo, el punto central del cable tiene la mayor amplitud para el primer modo, pero es un nodo para el segundo modo de vibración. Bajo estas consideraciones, finalmente se decidió dividir el cable en 5 segmentos y ubicar 2 sensores (acelerómetros) a una distancia de  $2/5$ , y  $3/5$  de longitud total del cable (Figura 15). La idea principal es concentrar información del primer modo con una sensibilidad aceptable así como del segundo y tercer modos de vibrar.

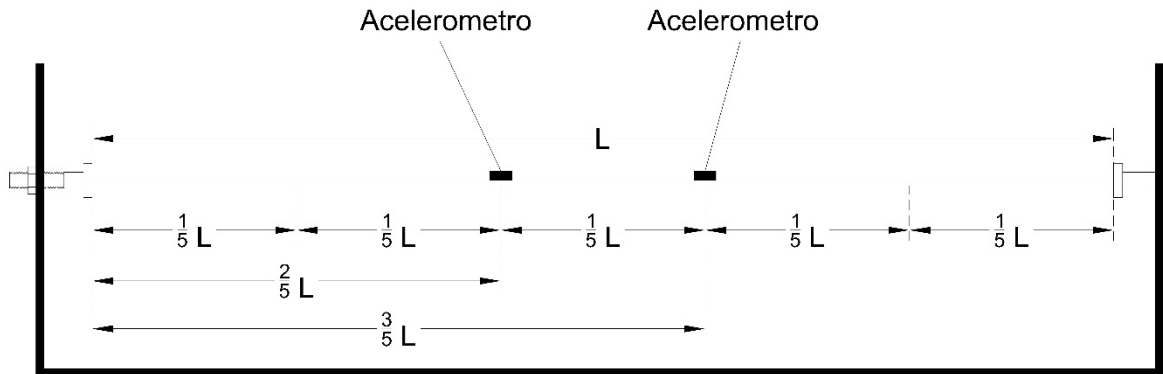


FIGURA 15 ARREGLO DE INSTRUMENTACIÓN EN EL CABLE

Como unidad de control electrónica (UCE) se utilizó un sistema de simulación dSPACE (®dSPACE GmbH) con la interfaz de Simulink en MatLab (® The MathWorks Inc.). El arreglo general de las conexiones entre los diferentes sistema (Sistema de perturbación-Cable-Sensores-Hardware-Software-Sistema de amortiguamiento) se muestra en la Figura 16.

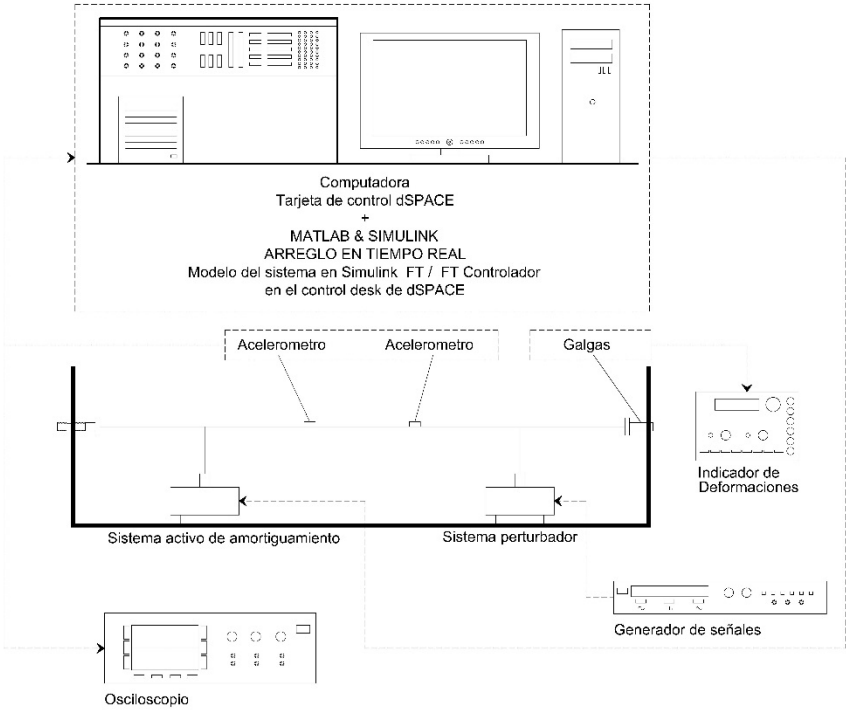


FIGURA 16 DIAGRAMA ESQUEMATICO DEL EXPERIMENTO

### 3.2.2.2 Sistema de Control

Esta sección estará dedicada al diseño teórico-experimental del sistema de control de vibraciones del prototipo del cable. Primeramente, se iniciará con la obtención experimental de un modelo del prototipo del cable con miras al diseño de control. Validaciones del modelo teórico obtenido contra los datos experimentales serán presentadas de manera detallada. Con base en el modelo teórico, se procederá a diseñar un algoritmo de control basado en la técnica de asignación de dinámica que permitirá mitigar el efecto de perturbaciones periódicas presentes en el sistema. Finalmente, se presentarán resultados experimentales que permitirán validar los análisis teóricos realizados.

### 3.2.2.2.1 Identificación del sistema:

El proceso de identificación consiste en una serie de herramientas matemáticas y computacionales destinadas a la obtención de un modelo matemático que represente de la mejor manera a un sistema físico. En el contexto de diseño de control, se busca que este modelo sea suficientemente coherente con el comportamiento del sistema real tal que nos permita diseñar un controlador que resuelva el problema de control planteado. Existen muchos métodos y técnicas para resolver el problema de identificación (Ljung, 1999), en el contexto de este trabajo se considerarán únicamente sistemas dinámicos lineales por lo que modelos del tipo funciones de transferencia, discretas o continuas, se consideran adecuados. En la mayoría de las aplicaciones actuales, se suelen utilizar técnicas que permiten la obtención de funciones de transferencia discretas a partir de los datos muestreados. Para el caso del diseño de controladores continuos, una conversión de este modelo discreto a un modelo continuo es necesaria.

Recientemente, ha habido un interés en el uso de técnicas que permitan la obtención directa de una función de transferencia continua, esto es, sin pasar por la etapa de conversión discreto-continuo (Garnier & Wang, 2008). De manera general, se pueden mencionar varias ventajas del uso de modelos continuos tanto del punto de vista de identificación como del punto de vista de diseño de control. En cuanto a la identificación, se pueden mencionar los problemas numéricos y estructurales que se presentan al momento de la conversión de un modelo discreto a uno continuo.

Desde el punto de vista de diseño de control, es bien sabido que la disponibilidad de técnicas de diseño de controladores continuos, en general, es mayor que las disponibles para sistemas discretos.

En el presente trabajo, se explorará el uso de este tipo de técnicas, las cuales, hasta donde se tiene conocimiento, no han sido utilizadas en este tipo de aplicaciones por lo que se considera una contribución del presente trabajo.

### 3.2.2.2.2 Procedimiento general de identificación del sistema:

El procedimiento general para la obtención de un modelo continuo a partir de datos experimentales es similar al utilizado en la obtención de modelos discretos e involucra principalmente los siguientes tres ingredientes:

El conjunto de datos de entrada/salida del proceso real;

Un conjunto de modelos candidatos (estructura del modelo);

Un criterio que nos permita seleccionar un modelo adecuado dentro del conjunto de modelos.

Así, el procedimiento general de identificación consiste en seleccionar la estructura de un modelo, obtener el mejor modelo con la estructura seleccionada y finalmente evaluar el modelo identificado. De una manera más detallada, el proceso iterativo involucra los siguientes pasos

Diseñar la plataforma experimental y recolectar datos de experimentales de entrada/salida del proceso que se quiere identificar.

Examinar los datos. Remover tendencias y seleccionar las partes adecuadas de los datos originales.

Seleccionar y definir una estructura del modelo.

Estimar los parámetros de la estructura seleccionada a partir de los datos de entrada/salida de acuerdo a

Un criterio específico.

Examinar y validar las propiedades del modelo estimado.

Si el modelo es suficientemente bueno, entonces se finaliza el procedimiento; sino regresar al Paso 3 y probar una estructura diferente. Posiblemente haya necesidad de probar diferentes métodos de estimación (Paso 4) o mejorar el conjunto de datos de entrada/salida que se obtuvieron (Paso 1 y 2).

### 3.2.2.2.3 Análisis espectral

Con un excitador disponible, la función de respuesta a la frecuencia del sistema puede ser obtenida de la medición de la respuesta dinámica del sistema, siendo que esta es forzada bajo condiciones controladas (frecuencia y amplitud) (Chen, et al., 2000). En el caso particular del sistema del cable, un actuador se diseñó y utilizó como sistema de perturbación y como sistema activo de amortiguamiento. La principal diferencia fueron las señales de entrada.

En el caso del sistema de perturbación, las entradas fueron ondas sinusoidales donde la frecuencia y amplitud se controlaron, mientras que el actuador fue manejado por la estrategia de control. En este caso, el proceso experimental principal consideró un barrido de frecuencia de 1 a 110 Hz, a intervalos de 1 Hz, y calculando la función de respuesta a la frecuencia de cada punto utilizando un análisis espectral típico (Chen, et al., 2000).

Para caracterizar el sistema completo, se realizaron diversas pruebas para evaluar su respuesta a diferentes frecuencias con diferentes entradas de voltaje sinusoidales. Para las pruebas, el sistema de perturbación estaba sujeto al cable y en el mismo punto se colocó un acelerómetro para medir la respuesta del sistema. Las aceleraciones obtenidas, se transformaron a unidades de fuerza considerando la masa total de los mecanismos del actuador. Pruebas complementarias se realizaron utilizando un transductor de fuerza para validar las mediciones de fuerza obtenidas con las calculadas con el acelerómetro. En las pruebas se encontró que las fuerzas de salida muestran pequeños cambios respecto a las entradas de diferentes voltajes. Al mismo tiempo, para voltajes menores a 200 mV, el cable mostro respuestas erráticas debido a que no se tenía suficiente poder para excitar el sistema. La Figura 17 muestra la correlación entre las entradas (voltaje) y las fuerzas de salida del sistema perturbador.



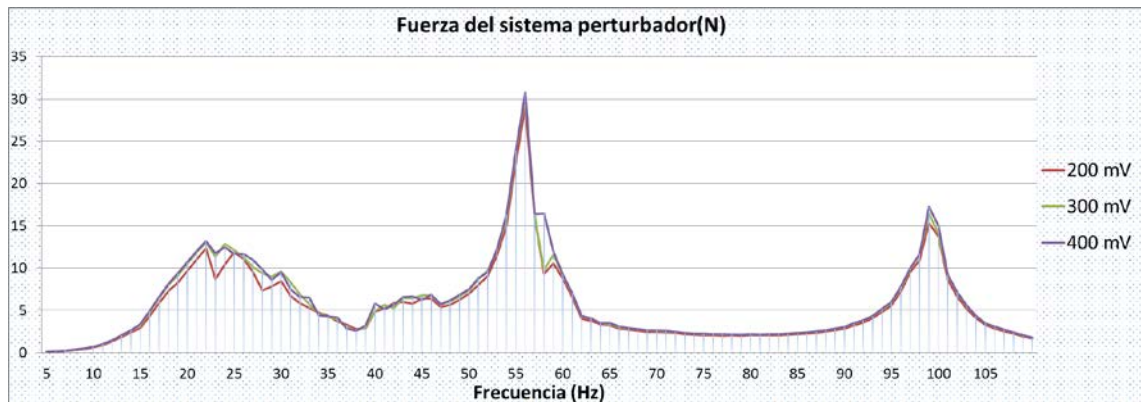


FIGURA 17 FUERZA DEL SISTEMA PERTURBADOR A DIFERENTES VOLTAGES

En la Figura 18 se muestra la respuesta de frecuencia del sistema (1 a 105 Hz) con amplitudes de voltaje desde 200, 300 y 400 mV. Pico a pico en los dos puntos de monitoreo.

Los resultados de la figura 18, muestran las frecuencias naturales del sistema a 56 y 99 Hz. Esta información permite continuar con los procedimientos de identificación del sistema aplicando acciones precisas como la técnica de identificación paramétrica.

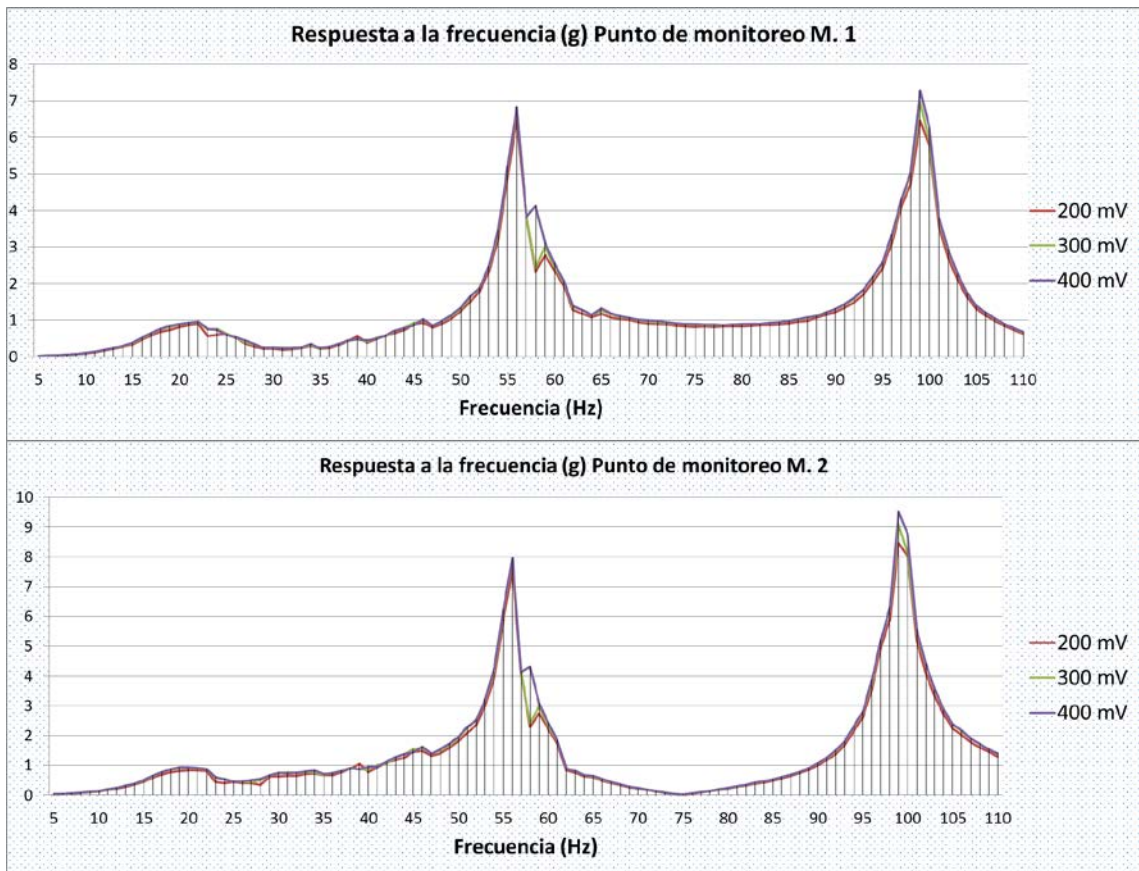
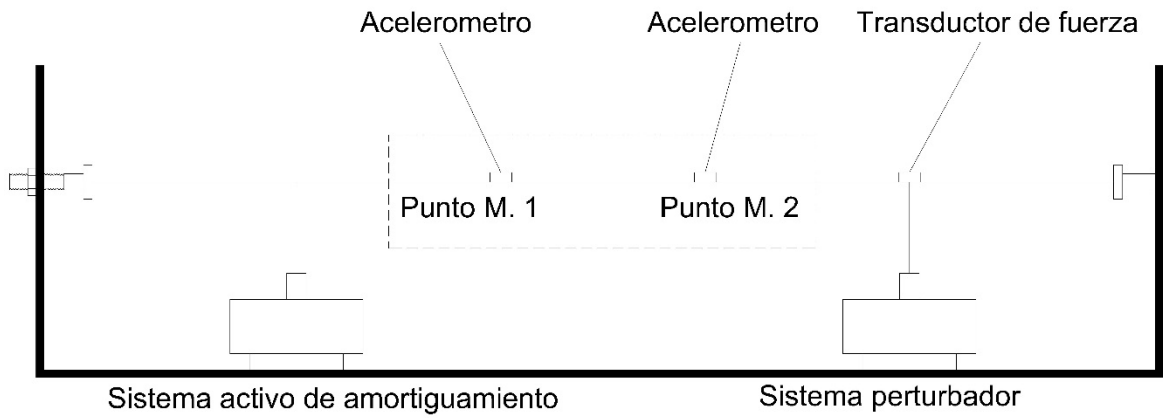


FIGURA 18 RESPUESTA A LA FRECUENCIA DEL SISTEMA EN LOS PUNTOS DE MONITOREO (PUNTO M. 1 Y PUNTO M. 2)

#### 3.2.2.2.4 Identificación paramétrica:

El proceso de identificación paramétrica depende enteramente de los datos de entrada/salida obtenidos del sistema experimental por lo que la selección de la señal de excitación es muy importante. En general, la selección de esta señal debe de ser tal que permita observar todos los modos internos del sistema para obtener un modelo fidedigno. En el área de identificación, cuando una señal de excitación cumple con esta característica se le conoce como una señal persistentemente excitante. En el área de identificación, es común el uso de señales del tipo pseudo-random, como la PRBS (Pseudo-Random Binary Signal) o señales sinusoidales de frecuencia variable, como la señal tipo chirp, las cuales han mostrado en numerosas aplicaciones poseer la propiedad de excitación persistente (Ljung, 1999) y (Garnier & Wang, 2008).

En este trabajo, principalmente se utilizó la señal chirp como señal de excitación debido a que nos permite un mejor control del rango de frecuencias que nos interesa excitar en el sistema experimental.

De los análisis teóricos presentados previamente en secciones anteriores, se determinó que los dos modos principales de vibración del sistema están alrededor de 56 y 99 rad/seg, por lo que la señal de excitación será definida en estos rangos.

### 3.2.2.2.5 Estructura e identificación del modelo:

Existen diversos métodos y algoritmos para resolver el problema de identificación de modelos continuos (McConnell & Willey, 1995). En este trabajo, se aplicarán resultados recientes relacionados a la identificación estocástica los cuales han sido aplicados a diversos casos de una manera muy exitosa. En particular, el método SRIVC (Simpliéd Refined Instrumental Variable) será utilizado ya que garantiza que los estimados convergen a un óptimo estadístico en presencia de ruido blanco (Huselstein, et al., 2004).

Estas herramientas nos permitirán la identificación de modelos continuos con la siguiente estructura de error de salida (OE) y se muestra a continuación (Huselstein, et al., 2004).

$$x(t) = \frac{B(s)}{A(s)}u(t - \tau) + e(t) \quad (40)$$

Donde  $A(s)$  y  $B(s)$  son polinomios en el operador diferencial  $s=d/dt$

$$A(s) = s^n + a_1s^{n-1} + \dots + a_{n-1}s + a_n \quad (41)$$

$$B(s) = b_0s^m + b_1s^{m-1} + \dots + b_{m-1}s + B_m \quad (42)$$

En el cual  $n$  y  $m$  pueden tomar cualquier valor entero positivo con la restricción de que  $m \leq n$ .  $\tau$  es un retardo puro y tiene unidades de tiempo;  $u(t)$  y  $x(t)$  denotan, respectivamente, la entrada determinística y la salida del sistema. Obviamente, el modelo (40), puede ser también representado en su forma de ecuación diferencial la cual es más común desde el punto de vista de leyes físicas

$$\frac{d^n x(t)}{dt^n} + a_1 \frac{d^{n-1} x(t)}{dt^{n-1}} + \dots + a_n x_n(t) = b_0 \frac{d^m u(t-\tau)}{dt^m} + \dots + b_m u(t - \tau) \quad (43)$$

Así, la estructura de un modelo continuo queda determinada por la tripleta  $[n, m, \tau]$ . En la mayoría de las situaciones prácticas, las señales medidas,  $u(t)$  e  $y(t)$ , son medidas de manera discreta a través de un sistema de adquisición de datos. En el caso de un muestreo uniforme,  $T_s$ , estas señales serán denotadas por  $u(t_k)$ , e  $y(t_k)$ .) de este modo la ecuación de datos observados tomará la siguiente forma:

$$y(t_k) = x(t_k) + \xi(t_k) \quad k = 1, \dots, N \quad (44)$$

Donde  $x(t_k)$  es el valor muestreado de la variable no observada, sin ruido. Si los datos son dados de manera muestreada, se considera que estos están contaminados por ruido aleatorio representado por  $\xi(t_k)$ . De igual manera se, considera que este ruido es independiente de la señal de excitación  $y(t_k)$ , y además que contempla todas las demás perturbaciones tales como errores de medición, errores de modelación y perturbaciones en la señal de excitación.

Así, el objetivo final es identificar una estructura de modelo definida por la tripleta  $[n, m, \tau]$  para (40) y estimar los parámetros que caracterizan esa estructura, todo basándose en los datos de entrada-salida muestreados

$$Z^n = \{u(t_k); y(t_k)\}N, \quad \text{with } k = 1 \quad (45)$$

Un método de identificación estocástica que ha resultado ser particularmente exitoso es el método SRIVC (Young & Jakeman, 1980), (Young, 2002). Por simplicidad, se considera que el ruido es blanco y muestreado, de tal manera que nos es necesario contar explícitamente con un modelo del ruido.

### 3.2.2.2.6 Selección del modelo y validación:

El procedimiento para la selección del modelo descrito en (Huselstein, et al., 2004) fue utilizado para la determinación del orden de la función de transferencia del prototipo del cable. Para esto, se realizaron una gran cantidad de pruebas experimentales variando los parámetros de la señal chirp utilizada como excitación, en particular la frecuencia inicial y la frecuencia final de la señal, y el orden del modelo propuesto.

Con la finalidad de automatizar el proceso, se hizo uso extensivo del Toolbox de MATLAB CONTISD el cual implementa los principales algoritmos de identificación de modelos continuos incluyendo el algoritmo SRIVC, que son utilizados por Garnier (2008), (2006) y (1999).

En la Tabla 5 se muestra un resumen de los modelos obtenidos para diversos órdenes y para una señal de excitación chirp de 400 mV de amplitud con una duración de 100 seg y variando su frecuencia de 1 a 120 Hz.

Este rango de frecuencias se seleccionó como significativo ya que, luego de algunas pruebas experimentales preliminares, se observó que en él se encuentran los 2 modos principales de oscilación del modelo del cable.

TABLA 5 MODELOS IDENTIFICADOS UTILIZANDO SRIVC.

Descripción	Modelos identificados
M130srivc	$G_p(s) = \frac{1.491 \times 10^4 s - 7.492 \times 10^6}{s^3 + 75.76 s^2 + 4.094 \times 10^5 s + 2.257 \times 10^7}$
M150srivc	$G_p(s) = \frac{-1.343 \times 10^9 s - 8.961 \times 10^{10}}{s^5 + 284.8 s^4 + 1.743 \times 10^5 s^3 + 3.382 \times 10^7 s^2 + 6.03 \times 10^9 s + 1.113 \times 10^{11}}$
M360srivc	$G_p(s) = \frac{4.213 \times 10^7 s^3 - 3.986 \times 10^9 s^2 + 9.872 \times 10^{12} s - 6.876 \times 10^{14}}{s^6 + 1199 s^5 + 7.049 \times 10^5 s^4 + 6.218 \times 10^8 s^3 + 1.294 \times 10^{11} s^2 + 5.705 \times 10^{13} s + 6.29 \times 10^{15}}$
Nota: El acrónimo M130 significa que $n = 1$ , $m = 3$ y $k = 0$	

En la Figura 19 se muestra una comparación entre el modelo M130srivc identificado contra los datos reales.

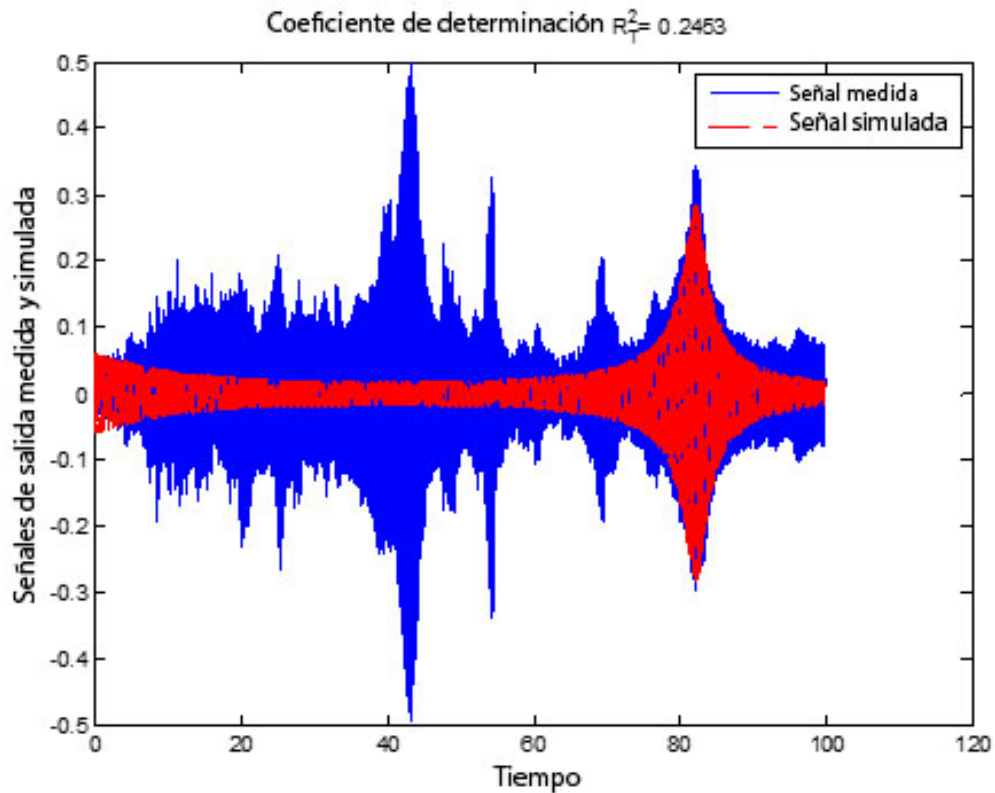


FIGURA 19 MODELO IDENTIFICADO "M130SRIVC" (ROJO) COMPARADO CON LOS DATOS EXPERIMENTALES REALES (AZUL)

A partir de la Figura 19, podemos observar que el modelo reproduce correctamente el segundo modo de vibración del modelo del cable pero no alcanza a reproducir el primer modo.

En la Figura 20 se muestra una comparación entre el modelo M150srivc identificado contra los datos reales.

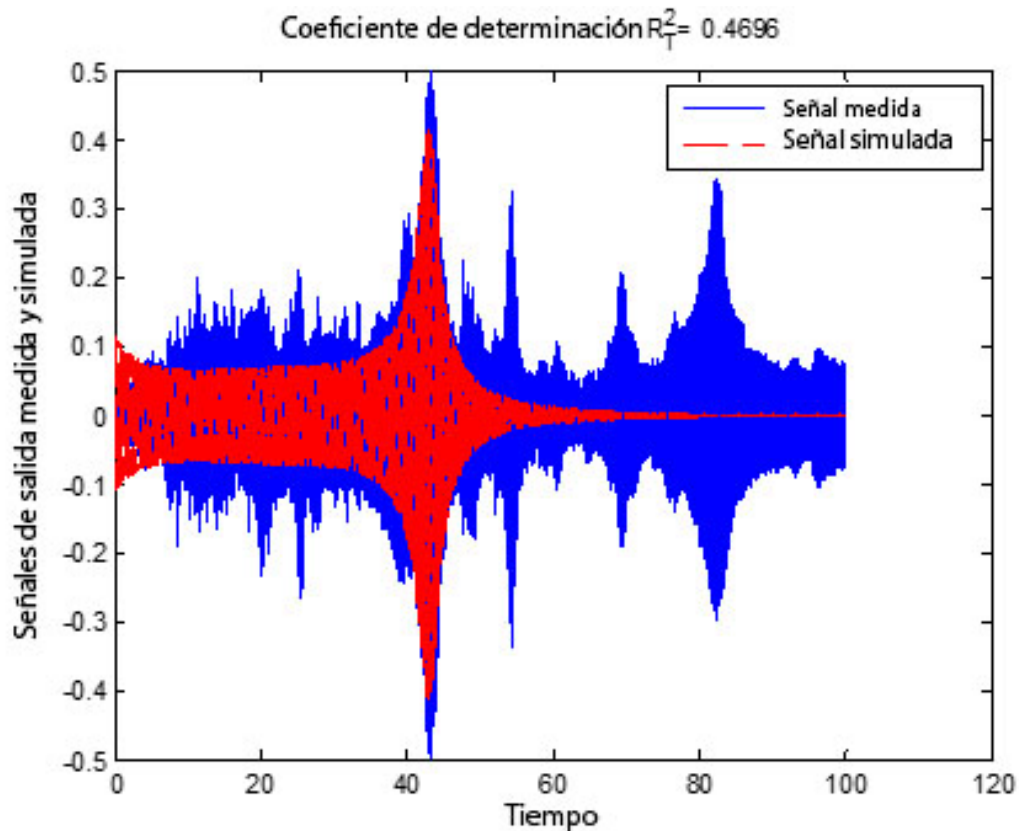


FIGURA 20 MODELO IDENTIFICADO "M150SRIVC" (ROJO) COMPARADO CON LOS DATOS EXPERIMENTALES REALES (AZUL)

A partir de la Figura 20, podemos observar ahora el modelo reproduce correctamente el primer modo de vibración del modelo del cable pero no el segundo modo.

De las figuras anteriores se puede concluir que es necesario hacer una serie de pruebas para hallar un modelo que sea capaz de representar ambos modos de vibración y que, al mismo tiempo, sea de una complejidad razonable. Luego de varias pruebas, se encontró que el modelo M360srivc cumple con estas características.

En la Figura 21 se muestra una comparación entre el modelo M360srivc identificado contra los datos reales.



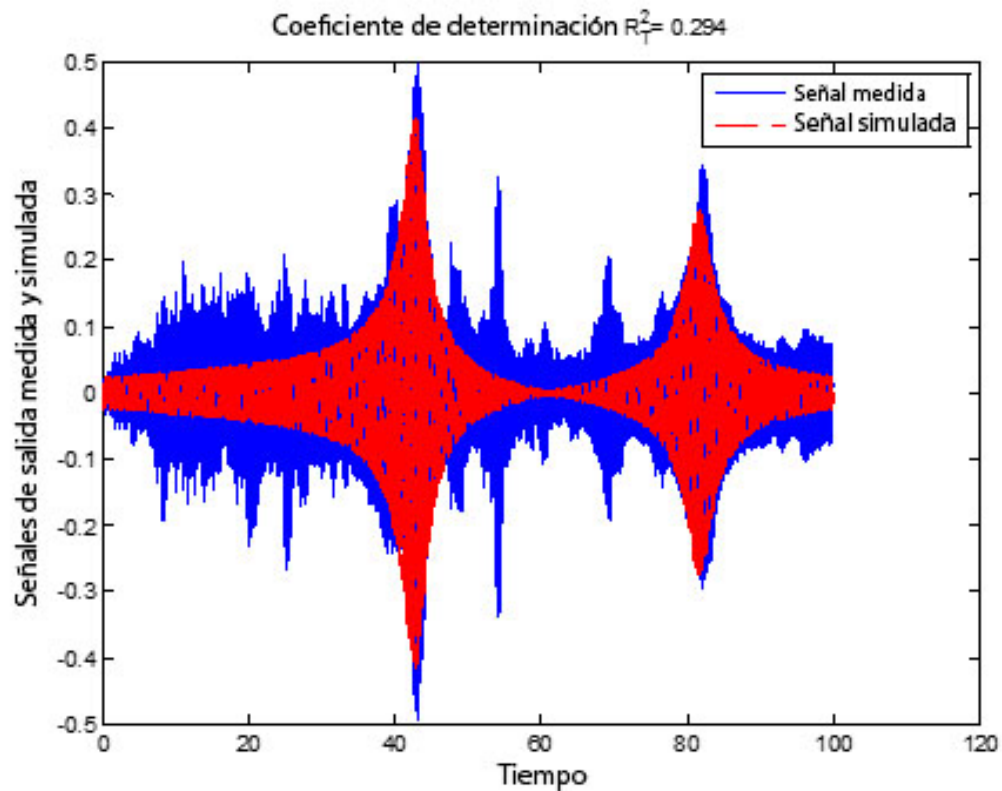


FIGURA 21 MODELO IDENTIFICADO "M360SRIVC" (ROJO) COMPARADO CON LOS DATOS EXPERIMENTALES REALES (AZUL)

A partir de la Figura 21, podemos observar que ahora el modelo reproduce correctamente los 2 modos de vibración más significativos.

En la Figura 22 se representa el diagrama de Bode correspondiente al modelo M360srivc en el cual se pueden apreciar un modo de vibración localizados en 56 Hz y otro en 99 Hz.

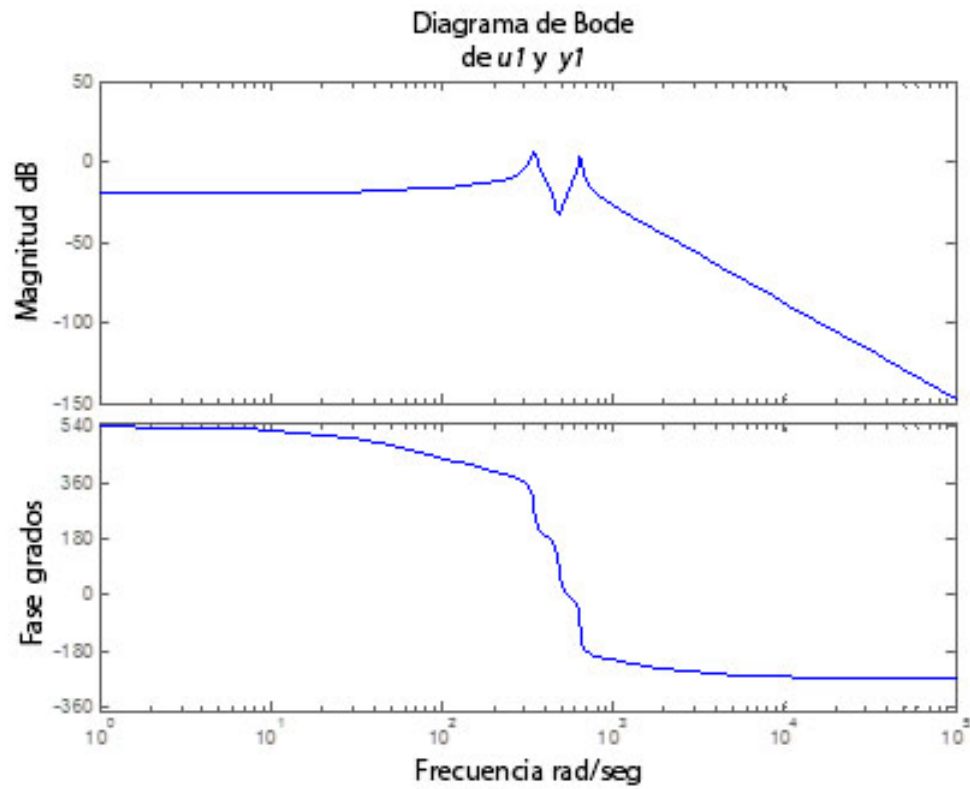


FIGURA 22 DIAGRAMA DE BODE DEL MODELO "M360SRIVC"

Este resultado coincide con los obtenidos en los análisis preliminares presentados en secciones anteriores.

## 3.2.2.2.7 Reducción de orden del modelo:

Como se vio en la sección anterior, el modelo final seleccionado M360srivc es de orden 6. Desde el punto de vista del diseño de control, es interesante analizar la posibilidad de reducir el orden del modelo ya que esto permitiría obtener controladores menos complejos y más sencillos de implementar en forma experimental. Sin embargo, se tiene que tener especial cuidado en mantener las propiedades estructurales de nuestro interés en este nuevo modelo reducido.

Para esto se usó de la función MODRED del Toolbox de Control de Sistemas de MATLAB la cual permite hacer la reducción del orden del modelo usando los grammianos y los valores singulares de Henkel (Laub, et al., 1087).

Para esto, se probaron dos técnicas diferentes para realizar la reducción del modelo. La primera fuerza a que el modelo final mantenga la ganancia en DC del modelo original. La segunda, realiza una truncación directa de los modos que no contribuyen de manera significativa a la dinámica del sistema original. Ambos métodos se encuentran implementados en la función MODRED. En la Tabla 6 se muestran los modelos de orden reducido obtenidos.

TABLA 6 MODELOS REDUCIDOS CON LA FUNCIÓN *Modred*

Método	Modelo Reducido
MatchDC	$G_p(s) = \frac{-0.2213 s^2 + 20.48 s - 1.27 \times 10^4}{s^2 + 20.97 s + 1.163 \times 10^5}$
runcate	$G_p(s) = \frac{10.4 s + 1.31 \times 10^4}{s^2 + 18.35 s + 1.171 \times 10^5}$

Mediante una comparación de los dos modelos reducidos contra el original de orden 6 muestra que ambos modelos representan correctamente los

modelos dominantes de vibración, siendo así, cualquiera de estos modelos puede ser utilizado para el diseño del controlador (Figura 23). Sin embargo, haciendo un análisis más detallado, se encontró que el modelo obtenido con la técnica MatchDC produce un modelo de fase no-mínima (Figura 24), Esta característica podría representar un problema al utilizar técnicas de control basadas en la inversión del modelo ya que produciría controladores estructuralmente inestables. Debido a esto, se decidió utilizar el modelo reducido obtenido mediante la técnica TRUNCATE el cual presenta un buen comportamiento frecuencial y produce un modelo de fase mínima.

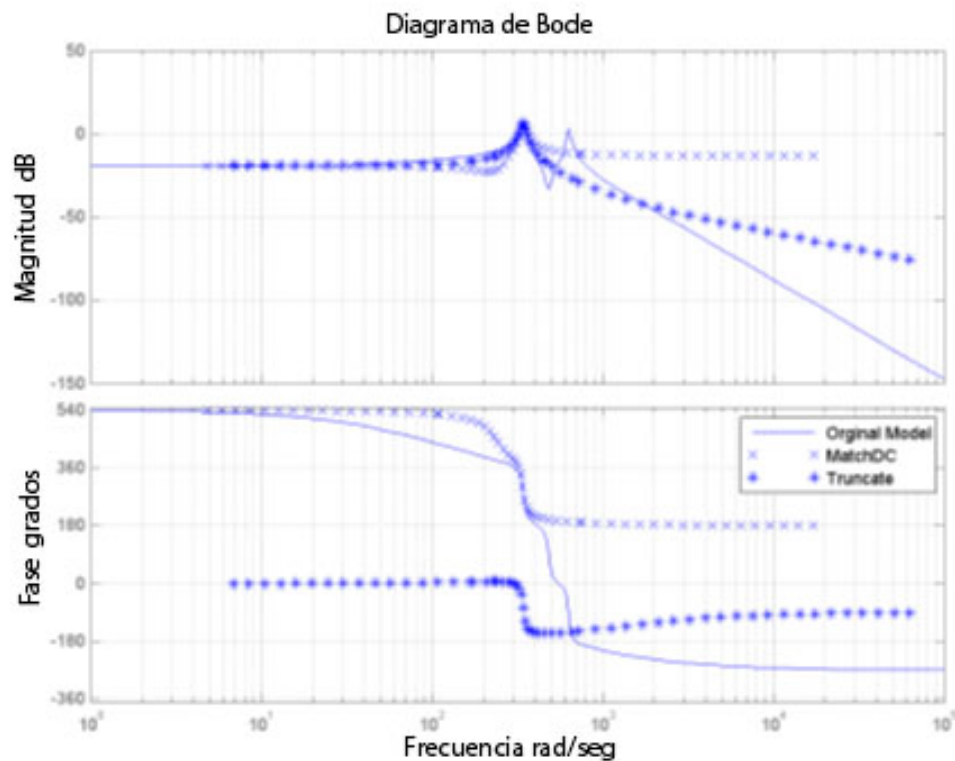


FIGURA 23 COMPARACIÓN DE LOS DOS MODELOS REDUCIDOS

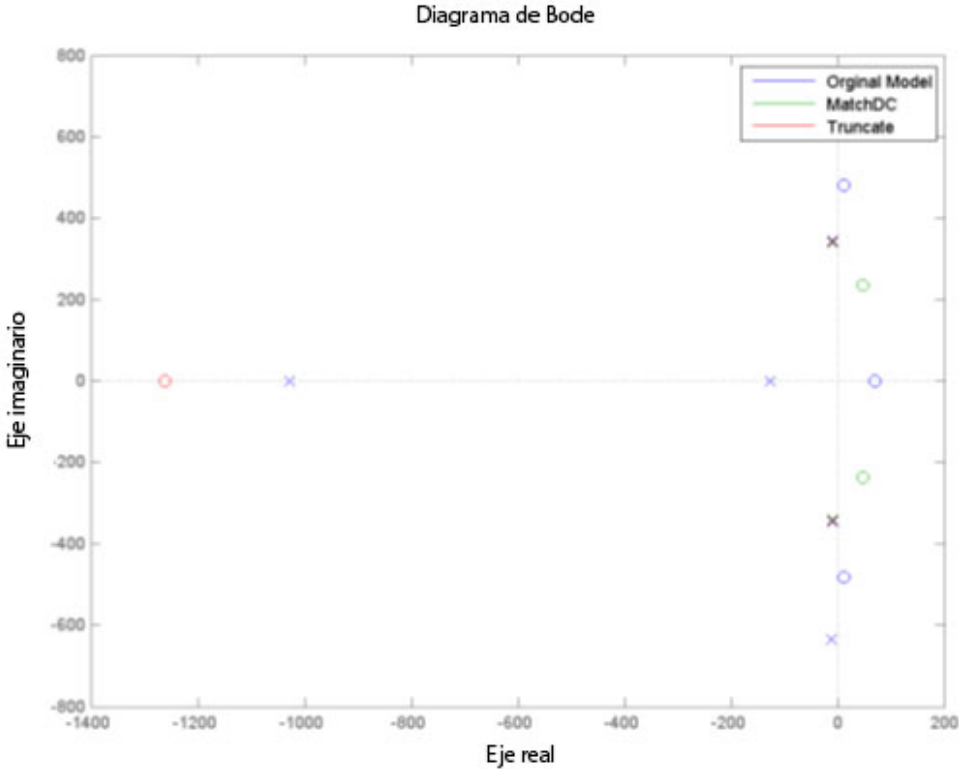


FIGURA 24 GRÁFICA DE POLOS Y CEROS DE LOS MODELOS

### 3.2.2.2.8 Diseño del control:

Antes de iniciar el proceso de diseño de control es conveniente definir claramente el problema de control que se quiere resolver. Hablando de caso particular del prototipo del cable, se busca diseñar un sistema de control que permita reducir las vibraciones del cable inducidas por agentes externos conocidos como perturbaciones. En el contexto general del control de vibraciones en puentes, el sistema de control estaría encargado de reducir las vibraciones inducidas por las perturbaciones causadas por el viento y el tránsito vehicular.

Como se mencionó anteriormente, el proceso de diseño de un controlador para un proceso en particular implica 2 pasos fundamentales:

1. Obtención de un modelo adecuado del proceso a controlar (identificación), y
2. Uso de la teoría de control para proponer y sintonizar una estructura de control.

La sección anterior fue dedicada a cubrir el primer aspecto, es decir, a obtener el modelo del sistema. Así, esta sección estará dedicada al segundo aspecto, el uso de la teoría de control para diseñar un controlador adecuado.

Existen numerosas técnicas para el diseño del controlador, que van desde el control clásico al control moderno con una enorme variante en complejidades y comportamientos.

En este trabajo, específicamente se busca diseñar un controlador que nos permita, en un principio, validar los resultados anteriormente obtenidos. No es el objetivo del presente trabajo presentar una validación analítica exhaustiva de técnicas de diseño de control que podrían resolver el problema planteado sino,

más bien, mostrar el potencial del diseño de control realizado de una manera formal mediante una técnica relativamente simple de implementar en forma experimental. En trabajos futuros se ahondará más en el diseño de control y se validarán técnicas tanto del punto de vista teórico como experimental.

En este trabajo, se usarán técnicas basadas en la Asignación de Dinámica que, aunque sencillas, son suficientes para mostrar el potencial del uso de la teoría de control formal en el problema de control de vibraciones.

## 3.2.2.2.9 Síntesis directa:

El problema de control se traduce en diseñar el bloque llamado controlador tal que el comportamiento del proceso en lazo cerrado se comporte de una manera adecuada con respecto a las señales externas conocidas como perturbaciones.

La función de transferencia en lazo cerrado está dada por:

$$H_{YR}(s) = \frac{G_x(s)G_p(s)}{1+G_x(s)G_p(s)} \quad (46)$$

De manera general, la ecuación (46) dicta el comportamiento general desde la señal de referencia hasta la señal de salida. Como se puede observar, dicha ecuación depende directamente del controlador y del proceso. A partir de esta ecuación se desprenden dos maneras generales de diseñar un controlador tal que el comportamiento en lazo cerrado del sistema cumpla con ciertas especificaciones. La primera sería fijar la estructura del controlador y luego sintonizar sus parámetros de una forma adecuada para obtener el comportamiento deseado. Otra forma consiste en fijar el comportamiento deseado en lazo cerrado, para luego determinar el controlador que fije la dinámica deseada. Los métodos de diseño basado en esta última idea se conocen como de asignación de dinámica o síntesis directa. En este trabajo, se explorará el uso de este tipo de métodos dejando para trabajos futuros los métodos basados en la primera idea.

Sea la dinámica deseada en lazo cerrado definida como  $H_{YR}^*(s)$ , a partir de la ecuación (46) podemos encontrar el controlador que garantiza dicha dinámica deseada como:

$$G_c(s) = \frac{1}{G_p(s)} \frac{H_{YR}^*(s)}{1-H_{YR}^*(s)} \quad (47)$$



## 3.2.2.2.10 Asignación dinámica:

En esta sección consideraremos el modelo resultante del proceso de identificación detallado en la sección anterior el cual está dado por:

$$G_p(s) = \frac{10.4s + 1.31 \times 10^4}{s^2 + 18.35s + 1.171 \times 10^5} \quad (48)$$

Para asignar la dinámica deseada en lazo cerrado,  $H_{YR}^*(s)$ , es práctica común definirla de acuerdo a las características del proceso mismo para evitar obtener controladores que no sean realizables. A partir de la gráfica mostrada en la Figura 23 y de la respuesta al escalón mostrada en la Figura 25, podemos observar que el modelo tiene un comportamiento dominado por un sistema de segundo orden. Así, sería razonable asignar un comportamiento en lazo cerrado de segundo orden con características adecuadas las cuales se detallan más adelante.

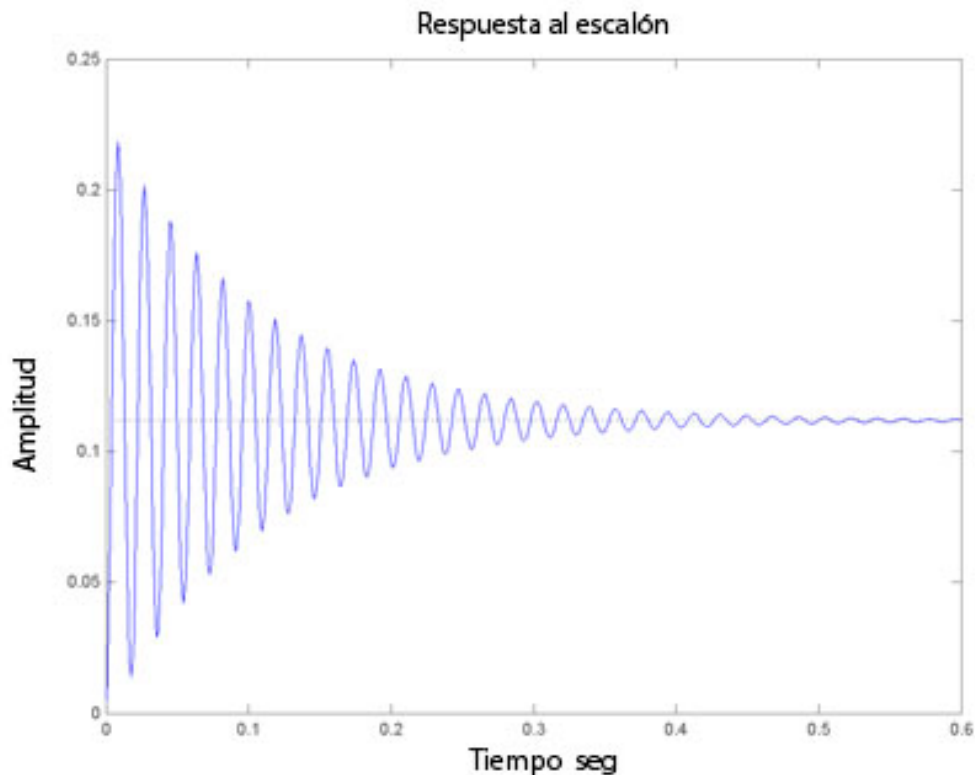


FIGURA 25 RESPUESTA AL ESCALÓN DE PROCESO

Analizando el modelo más a detalle, podemos notar que el efecto del cero en  $s = -1.2596e^3$  en el comportamiento general del proceso es prácticamente despreciable como se muestra en la Figura 26 en la que se removi6 el cero. Así, el modelo final que se utilizará para el diseño del controlador está dado por:

$$G_p(s) = \frac{1.31e^4}{s^2 + 18.35s + 1.171e^5} \quad (49)$$

El cual muestra la estructura típica de un sistema de segundo orden,

$$G_p(s) = \frac{K\omega_n^2}{s^2 + 2\xi\omega_n s + \omega_n^2} \quad (50)$$

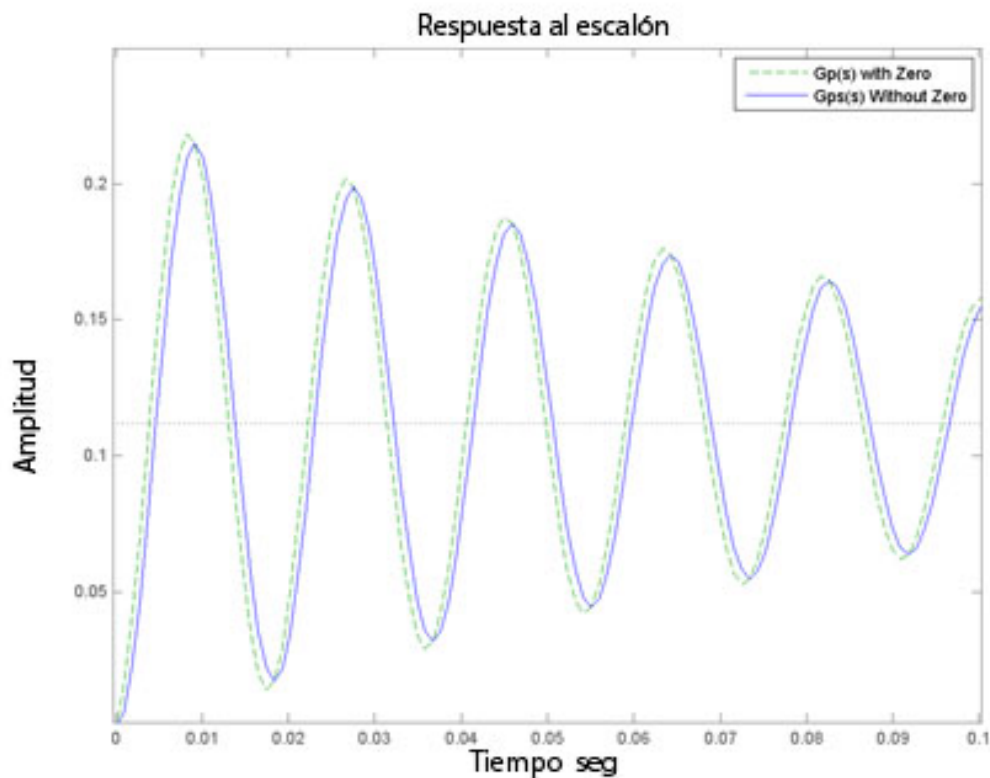


FIGURA 26 EFECTO DE REMOVER EL CERO EN EL MODELO

Mediante una simple comparación entre (49) y (50) podemos obtener que  $K = 38.2818$ ,  $\xi = 0.0268$  and  $\omega_n = 342.1988 \text{ rd/s}$ . Estos valores serán utilizados para proponer más adelante la dinámica deseada. Por otro lado, es bien sabido que en un sistema de segundo orden con la estructura de (50) existe una relación directa entre el tiempo de estabilización ( $T_s$ ) del sistema con el producto  $\xi \omega_n$  (50), considerando el criterio del 2 %, esta relación está dada por:

$$T_s = \frac{4}{\xi \omega_n} \quad (51)$$

Utilizando esta expresión con los datos previamente obtenidos tenemos que el proceso se estabiliza en aproximadamente 0.4362seg. En la Figura 27 se verifica el tiempo de estabilización previamente calculado usando el criterio del 2 %.

Ahora, con base en las características del proceso en lazo abierto representadas por los parámetros  $K$ ,  $\xi$ ,  $\omega_n$  y  $T_s$ , podemos proponer un comportamiento deseado en lazo cerrado, es decir, proponer  $H_{YR}^*(s)$ .

En este punto, se tiene la libertad de proponer diversas dinámicas deseadas que producirán controladores con características y complejidades diferentes. Es práctica común inicialmente proponer una dinámica similar a la del proceso, en este caso sería una dinámica de segundo orden con características adecuadas pero manteniendo la estructura genéricas de un sistema de segundo orden dada por (14). Así, se propondrá la siguiente dinámica en lazo cerrado:

$$H_{YR}^*(s) = \frac{K^* \omega_n^{*2}}{s^2 + 2\xi^* \omega_n^* s + \omega_n^{*2}} \quad (52)$$

De manera análoga, el tiempo de estabilización deseado estará dado por:

$$T_s = \frac{4}{\xi^* \omega_n^*} \quad (53)$$

Sólo resta fijar la terna de parámetros ( $K^*$ ,  $\xi^*$ ,  $\omega^*$ ) de la dinámica deseada  $H_{YR}^*(s)$  de una manera adecuada. En cuanto al valor de  $K^*$  se puede demostrar que asignando un valor unitario se garantiza que el error en estado estacionario será nulo; así, tenemos que  $K^* = 1$ . La selección del valor de  $\xi^*$  se hará con respecto al valor del amortiguamiento natural del proceso. En este caso, vemos que el proceso es bajo amortiguado con  $\xi = 0.0268$ , así que para el lazo cerrado se propondrá un comportamiento más amortiguado correspondiente a  $\xi^* = 0.7$ . Con esto, no se busca eliminar por completo las oscilaciones para no restar velocidad de respuesta al sistema ante el efecto de las perturbaciones sino simplemente amortiguar más la respuesta.

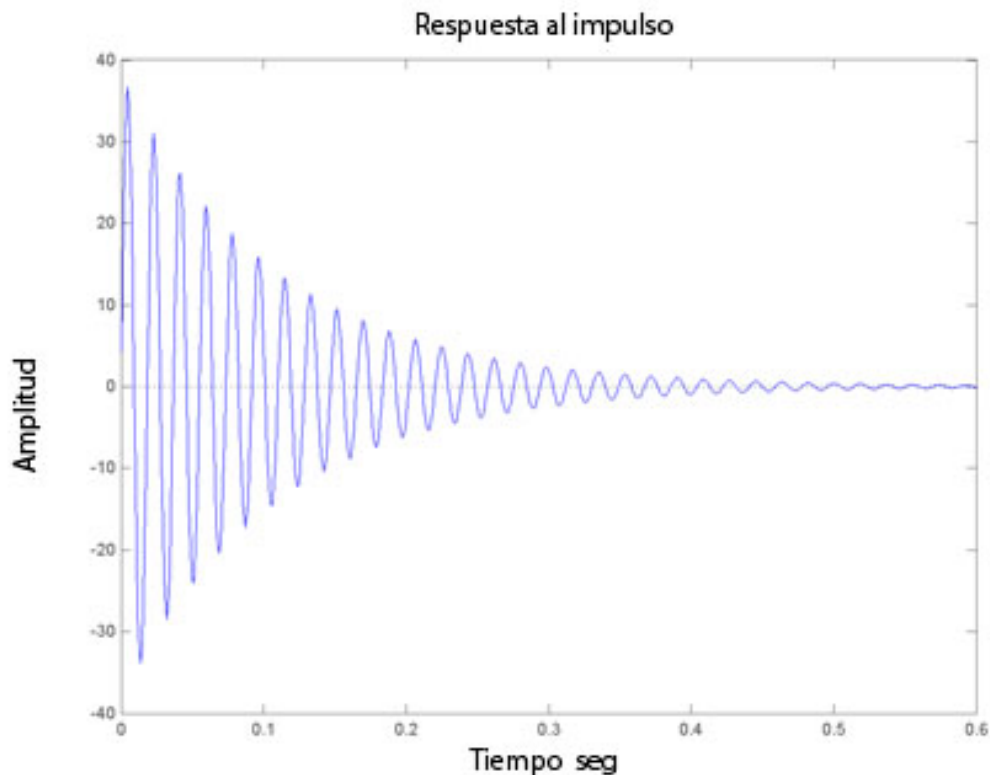


FIGURA 27 RESPUESTA AL IMPULSO DEL PROCESO, CON TIEMPO DE ESTABILIZACIÓN UTILIZANDO EL CRITERIO DEL 2%

El valor de  $\omega^*$  no tiene un efecto muy identificable en la respuesta del sistema por lo que se fijará a través del tiempo de estabilización dado por (53). Así, primero se fijará el tiempo de estabilización deseado ( $T_s^*$ ) para luego determinar el valor de la frecuencia natural deseada ( $\omega_n^*$ ). Como se observó previamente, el tiempo de estabilización del sistema es aproximadamente de 0.4362 seg. Es recomendable que al fijar el  $T_s^*$  se tenga cuidado en no imponer dinámicas en lazo cerrado muy rápidas ya que se podría incurrir en una saturación del actuador. Luego de varias simulaciones, se decidió fijar el  $T_s^* = T_s/5$  lo que no daría un  $T_s^* = 0.0872$  s. Usando (53), finalmente encontramos que  $\omega_n = 65.5$  \* rd/s. Con los datos anteriores, finalmente la dinámica que será asignada por el controlador quedaría como:

$$H_{YR}^*(s) = \frac{4290}{s^2 + 91.7s + 4290} \quad (54)$$

En la Figura 18 se muestra la respuesta del sistema en lazo abierto con la respuesta deseada en lazo cerrado impuesta por la dinámica (54).

## 3.2.2.2.11 Controlador:

Una vez fijada la dinámica *deseada*  $H_{YR}^*(s)$  sólo resta obtener el controlador que impondrá está dinámica mediante la expresión dada por (47). Así, sustituyendo (49) y (54) en (47), obtenemos el controlador como:

$$H_{YR}^*(s) = \frac{0,32751s^2+18,35s+1,171e^5}{s(s+91,7)} \quad (55)$$

En la estructura del controlador se aprecia la existencia de un integrador lo que garantiza un error en estado estacionario ante señales de referencia y perturbaciones constantes.

## **4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

---

Esta sección muestra los efectos de un sistema de amortiguamiento pasivo para localizar la posición óptima del sistema en el puente que puede ser una alternativa temporal para prolongar el uso del puente y evitar daños por fatiga de los elementos de sujeción de los tirantes con las pilas del puente, así mismo se muestran los resultados del desarrollo de un sistema activo experimental para la reducción de las vibraciones en los cables del puente.

#### 4.1 Resultados de simulación sobre la ubicación de un sistema pasivo de amortiguamiento

Los resultados del análisis para encontrar la mejor ubicación para el sistema de amortiguamiento se muestran en la Figura 28:

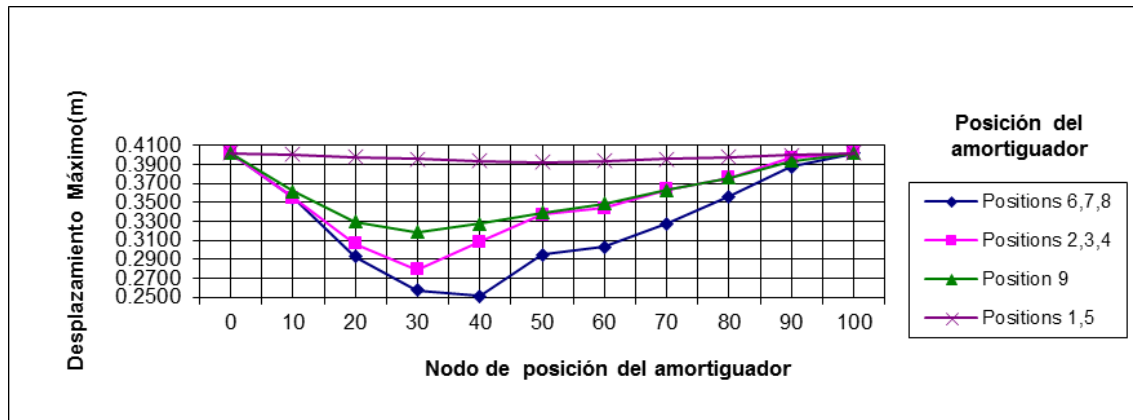


FIGURA 28 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE AMORTIGUADOR PARA TODOS LOS NODOS Y POSICIÓN DE AMORTIGUADOR

Se puede observar en la Figura 28 que la mejor ubicación para el amortiguador es a la mitad del cable (Nodo 40), orientado en contra de la fuerza del viento y con un ángulo agudo de inclinación. Sin embargo, como se había mencionado previamente, las condiciones geométricas de la sección transversal del tablero del puente limita la posición inferior de fijación del amortiguador, por lo tanto un número limitado de escenarios para la configuración del amortiguador se analizaron con la localización del punto inferior de anclaje a una distancia de 3 m. del plano de la semi arpa (Figura 29).



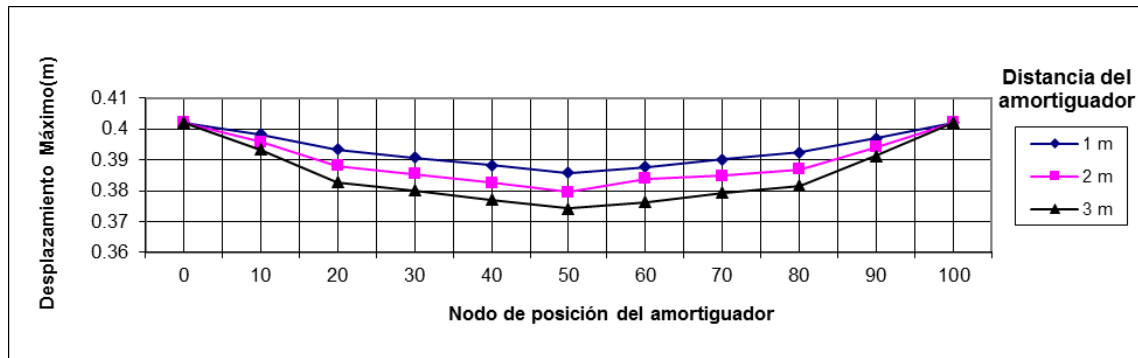


FIGURA 29 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL CABLE A LA POSICIÓN DEL AMORTIGUADOR DE NODO Y LA DISTANCIA AL PLANO DE SEMI ARPA

En la Figura 29 se observa que el mejor punto para el anclaje superior del amortiguador es al centro del cable, que resulta ser una ubicación poco realista, debido a que se requeriría un sistema de amortiguamiento muy largo y sofisticado. Por tal, un análisis racional para la ubicación del amortiguador requiere ciertas estrategias que consideren el tamaño y características geométricas del sistema de amortiguamiento y de esta forma definir una ubicación más plausible.

Finalmente, para un análisis realista, una función de factibilidad y ponderación se define para tomar en cuenta el tamaño y ubicación del amortiguador. En este caso, los resultados muestran una marcada dependencia de la función de ponderación y que para todos los casos de estudio considerados, las mejores opciones para la ubicación del amortiguador, son los que tienen un ángulo agudo ya que de esta forma se induce una mayor reacción contra las fuerzas de arrastre del viento. Los resultados de la Figura 30 muestran que una posible ubicación para el anclaje del amortiguador sobre el cable es dentro de los nodos 95 al 98.

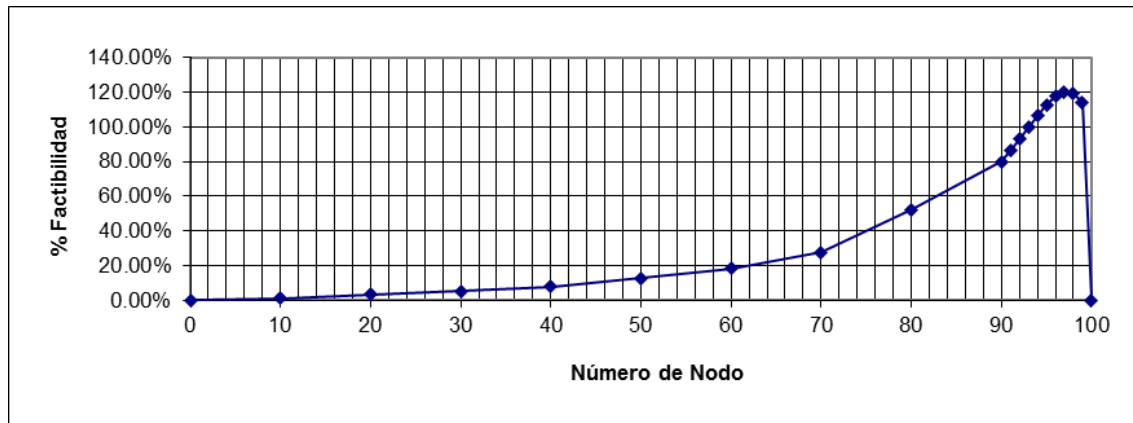


FIGURA 30 ANÁLISIS DE VIABILIDAD DE AMORTIGUADOR

Después del estudio de simulación de vibraciones en los diversos cables del puente del Río Papaloapan, se concluyó que la mejor ubicación para un sistema de amortiguamiento es al centro del cable donde se tienen los mayores desplazamientos, sin embargo al tomar en cuenta la posición para anclar el sistema de amortiguamiento, en función de las dimensiones y geometría del cable, el nodo central deja de ser la mejor ubicación, en este caso un análisis de factibilidad apropiado y funciones de ponderación que consideren las restricciones geométricas (como el tamaño y la orientación del amortiguador), el costo, la estética del puente y las incertidumbres de las propiedades dinámicas intrínsecas que el amortiguador puedan producir en el puente (Alvarado, et al., 2007), (Alvarado, et al., 2008). En este caso de estudio, se consideraron sistemas pasivos de amortiguamiento, como complemento a continuación se muestran los resultados de la implementación de un sistema de estas características como alternativa de solución ante una situación de la vibración anómala de uno de los cables del puente, así mismo se plantean los resultados de la investigación y desarrollo de un sistema activo de amortiguamiento para la reducción de las vibraciones en los tirantes del puente.

## **4.2 Supervisión y evaluación de la vibración anómala de un cable del puente Papaloapan**

---

Como ya se ha mencionado los puentes atirantados se han empleado como alternativa de solución en los grandes proyectos carreteros y ferroviarios, así mismo se ha hecho evidente que dichos proyectos deben cumplir con características que garanticen su confiabilidad estructural (Fag, et al., 2004). Y que en muchos casos se requiere del empleo de técnicas que permitan evaluar los problemas específicos de este tipo de estructuras (Xu, et al., 2003). Estos problemas deben de considerar las condiciones y fuerzas extremas particulares a las que los puentes están expuestos (Zhu, et al., 2001), para poder prolongar la vida útil de la estructura, evitando su deterioro que en ocasiones puede asociarse a problemas ocasionados por la fatiga de los elementos estructurales.

Un caso particular de la falla por fatiga de un elemento estructural en un Puente atirantado, ocurrió en enero de 2000, cuando uno de los elementos superiores de anclaje de un cable en el puente del Río Papaloapan (Veracruz, México) falló durante un viento muy fuerte (200 km/h), y donde el daño de fatiga acumulado condujo a completar la fractura del elemento. El posterior análisis de la falla, concluyó que el problema se debió a una fractura interna del elemento debido a un defecto interno (poro) y a un alto grado de propagación de fatiga debido a un gran tamaño micro estructural de grano con una baja tenacidad de fractura (López & Poblano, 2000). A partir de estos resultados, mayor preocupación fue enfocada en los 111 elementos de anclaje restantes en el puente, debido a que estos fueron fabricados siguiendo el mismo proceso de fundición y que probablemente pudieran presentar las mismas deficiencias micro-estructurales y mecánicas.

En 2003, una técnica ultrasónica no destructiva de inspección fue desarrollada para evaluar los elementos de anclaje en el puente, considerando que la mayor parte del elemento fue embebida en concreto y que poca de la superficie estaba expuesta para una inspección de contacto (Carrión, et al., 2003).

Los resultados finales concluyeron que 16 elementos eran estructuralmente deficientes y se planteó un proyecto para la rehabilitación del puente y de esta forma asegurar la integridad estructural del mismo (Samayoa, et al., 2006).

En 2008, se realizó el proyecto de rehabilitación en el puente, y 20 elementos superiores de anclaje fueron sustituidos, incluyendo 4 elementos adicionales en buenas condiciones (seleccionado al azar) para evaluar sus propiedades mecánicas y estructurales como una muestra representativa de los 92 elementos restantes para un estudio probabilístico de factibilidad. Figura 31 muestra una imagen general del puente durante los trabajos de rehabilitación realizados en el año 2008.



FIGURA 31 VISTA GENERAL DEL PUENTE RÍO PAPALOAPAN

Durante la rehabilitación del Puente Río Papaloapan, un comportamiento anormal de vibración fue observado en el cable número 9 de la semi-arpa 1 (Torre 3, en el lado de tierra, siguiendo el sentido de la corriente). La Figura 32 muestra la ubicación del cable identificado con las vibraciones anómalas.

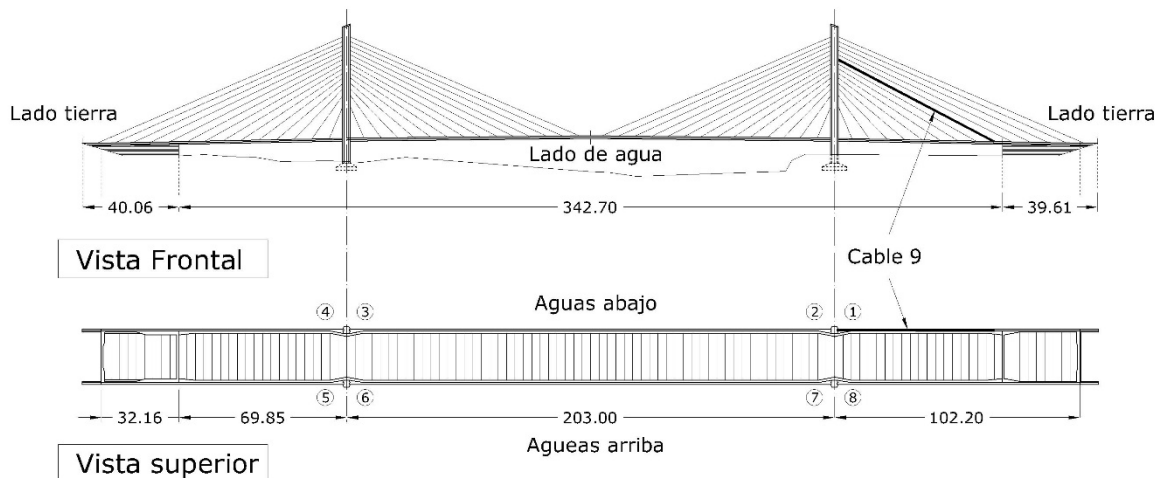
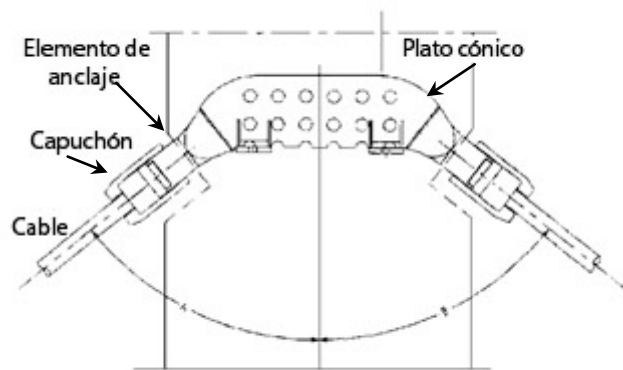


FIGURA 32 ESQUEMA DEL PUENTE INDICANDO LA UBICACIÓN DEL CABLE 9.

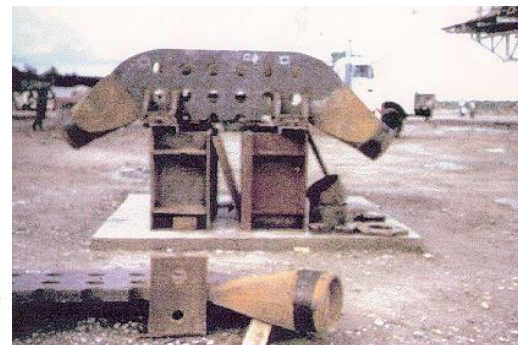
El objetivo de este trabajo, consistió en identificar las posibles causas de los altos niveles de vibración en este cable y proponer algunas acciones que podrían reducir los niveles de vibración. Para esto, la metodología analítica y experimental se basó en las mediciones de vibración ambiental sobre los cables y medidas de vibración directas sobre algunos elementos superiores de anclaje que eran accesibles durante la rehabilitación del puente (cables 8, 9 y 10 de la semi-arpa 1).

#### 4.2.1 Análisis de vibración de los cables

El diseño único para el sistema de anclaje superior de los cables fue desarrollado por Astiz (Astiz, 1997), y se compone de una placa cónica de acero soldado al elemento de anclaje, que tiene la forma cilíndrica en un lado para ligarse a la tapa del cable, y plana en el otro lado para vincular la placa cónica (Figura 33).



(a) Diseño de anclaje



(b) Anclaje después de la instalación

FIGURA 33 SISTEMA DE ANCLAJE SUPERIOR UTILIZADO PARA EL SISTEMA DE CABLES EN EL PUEBLO DEL RÍO PAPALOAPAN.

Con la ejecución del programa de supervisión estructural se iniciaron los trabajos de rehabilitación del puente en el 2008, de esta forma, la información de las vibraciones de los 112 cables del puente estaba disponible. El objetivo principal de la supervisión era la evaluación de las tensiones sobre los cables para asegurar que los límites de seguridad no fueran excedidos, especialmente cuando un cable fuera liberado para el remplazo del elemento superior de anclaje. Las tensiones fueron calculadas de la identificación de los tres primeros modos de vibración de los cables y utilizando un modelo no lineal desarrollado por Alvarado

(2008) y (2007) y por Carrión (2008). Las vibraciones fueron obtenidas con un acelerómetro de frecuencia baja (Tec 195) y una unidad Smart Meter para la adquisición y procesamiento de los datos (Modela 1330 VLF). Un análisis comparativo de cables con características similares (tensión, masa y longitud) fue utilizado para caracterizar las vibraciones anormales en el cable # 9.

Tomando en cuenta los antecedentes de falla, algún interés fue enfocada en el elemento de anclaje que podría inducir algunas vibraciones sobre el cable debido a un problema estructural; sin embargo, la vibración sobre los elementos de anclaje también fue considerada. Cuando los niveles de vibración anormales fueron descubiertos sobre el cable 9 en la semi-arpa 1 y al ejecutarse los trabajos de rehabilitación en esta misma semi-arpa, no fue difícil conseguir algunas mediciones de vibración directamente del elemento superior de anclaje al disponer de una grúa para llegar a estos elementos y así el análisis se enfocó en los elementos de anclaje de los cables 8, 9 y 10.

La Figura 34 muestra la comparación de las medidas de vibraciones entre los tres elementos de anclaje en el plano "x-y" este plano corresponde al de la semi-arpa, así mismo la Figura 35 muestra la comparación de las mediciones en la dirección "z" (perpendicular al plano de la semi-arpa). En estas figuras, las diferencias entre el cable 9 y los otros dos son muy claras; en el cable 9, la amplitud de vibración es más alta particularmente en los intervalos de 8 a 12 Hz y de 16 a 20 Hz.

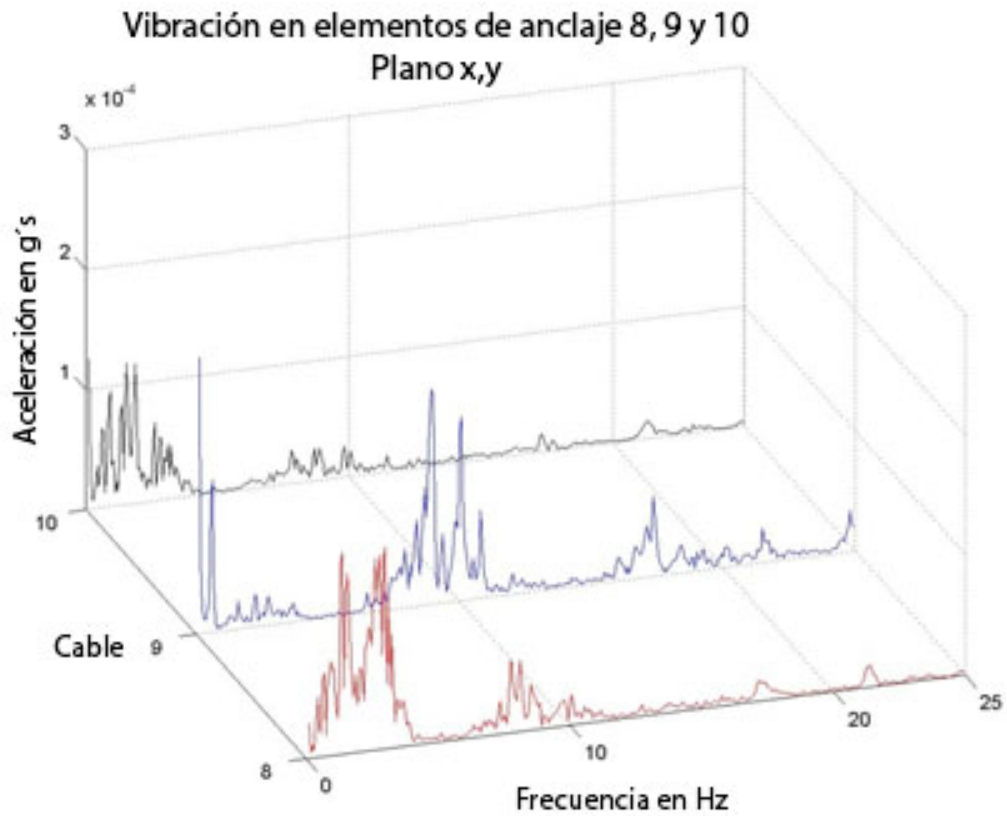


FIGURA 34 NIVELES DE VIBRACIÓN MEDIDOS EN EL ELEMENTO DE ANCLAJE EN EL PLANO "X-Y", CABLES 8, 9 Y 10



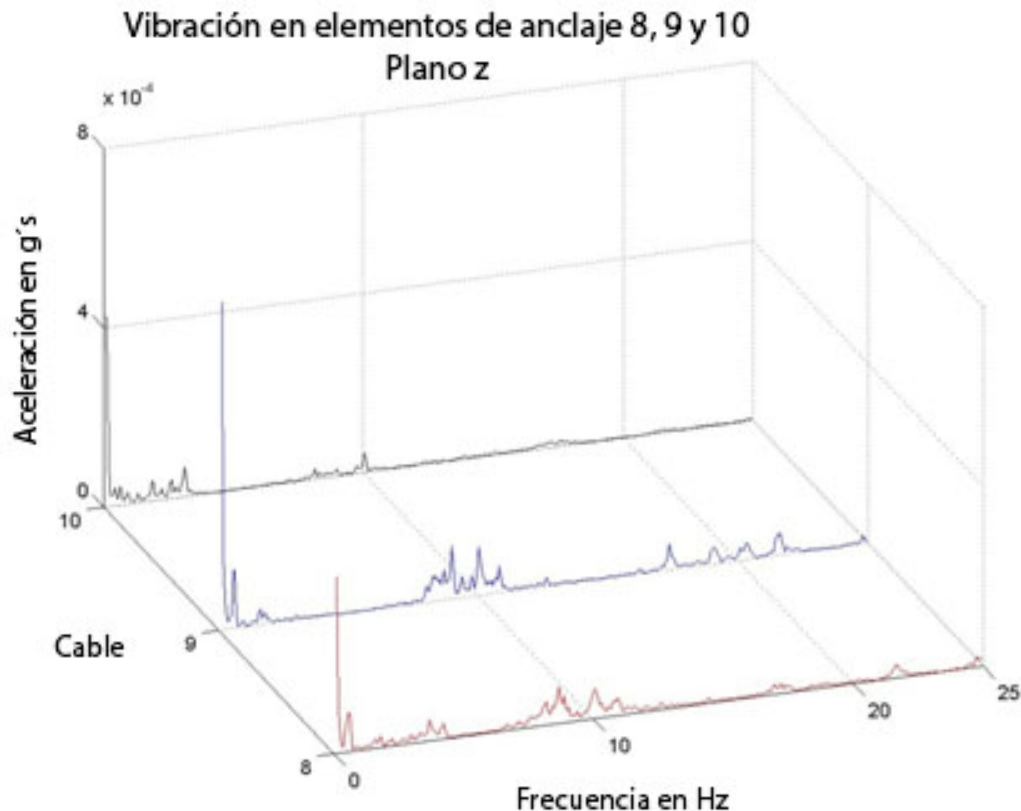


FIGURA 35 LOS NIVELES DE VIBRACIÓN MODERADOS EN LOS ELEMENTOS DE ANCLAJE EN LA DIRECCIÓN "Z", CABLES 8, 9 Y 10

Con respecto a los niveles de vibración medidos directamente sobre los cables, la Figura 36 muestra una comparación entre de los espectros de frecuencia de los cables 8, 9 y 10 de la semi-arpa 1. En este caso, es notable el alto nivel de vibración del cable 9 en el intervalo de 10 a 20 Hz, comparado a los cables 8 y 10.

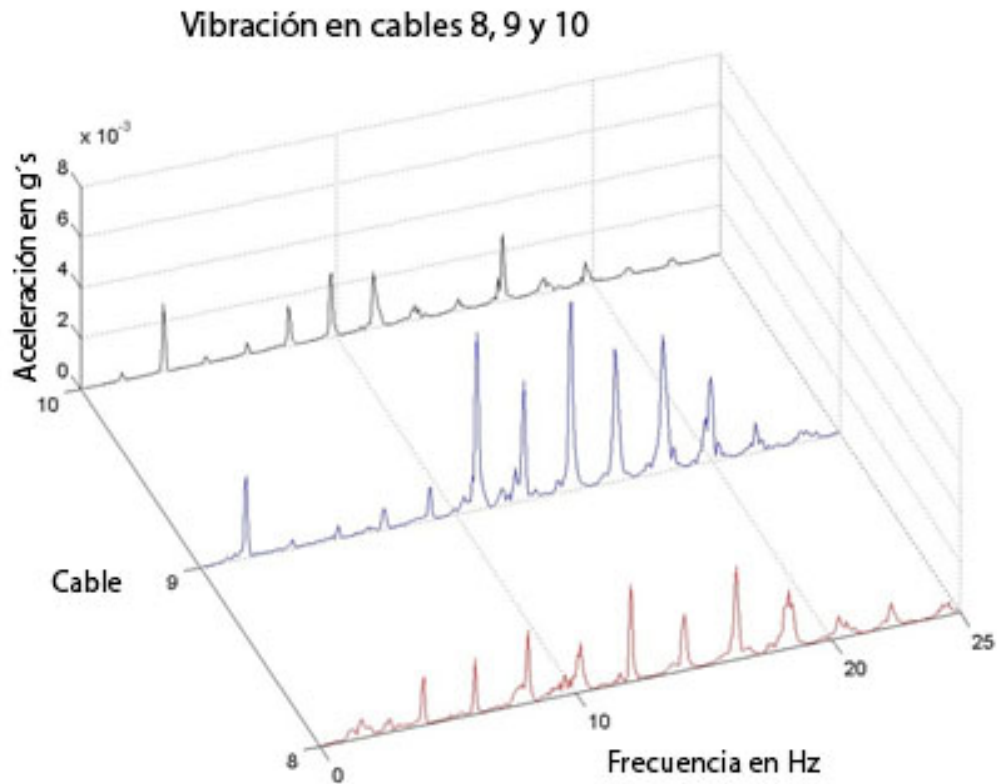


FIGURA 36 VIBRACIONES MEDIDAS SOBRE LOS CABLES 8, 9 Y 10, SEMI-ARPA 1

Finalmente, la Figura 37, muestra una comparación del espectro de frecuencia de vibración para los cables 8, 9 y 10 de la semi-arpa 2, para compararlo con el comportamiento de los cables de la semi-arpa 1, tomando en cuenta que estos tienen algunas características simétricas. En este caso, es posible observar que el comportamiento de tres cables es muy similar y que el cable 9 no muestra un aumento de vibración en el rango de los 10 y 20 Hz, en comparación con la Figura 36 .

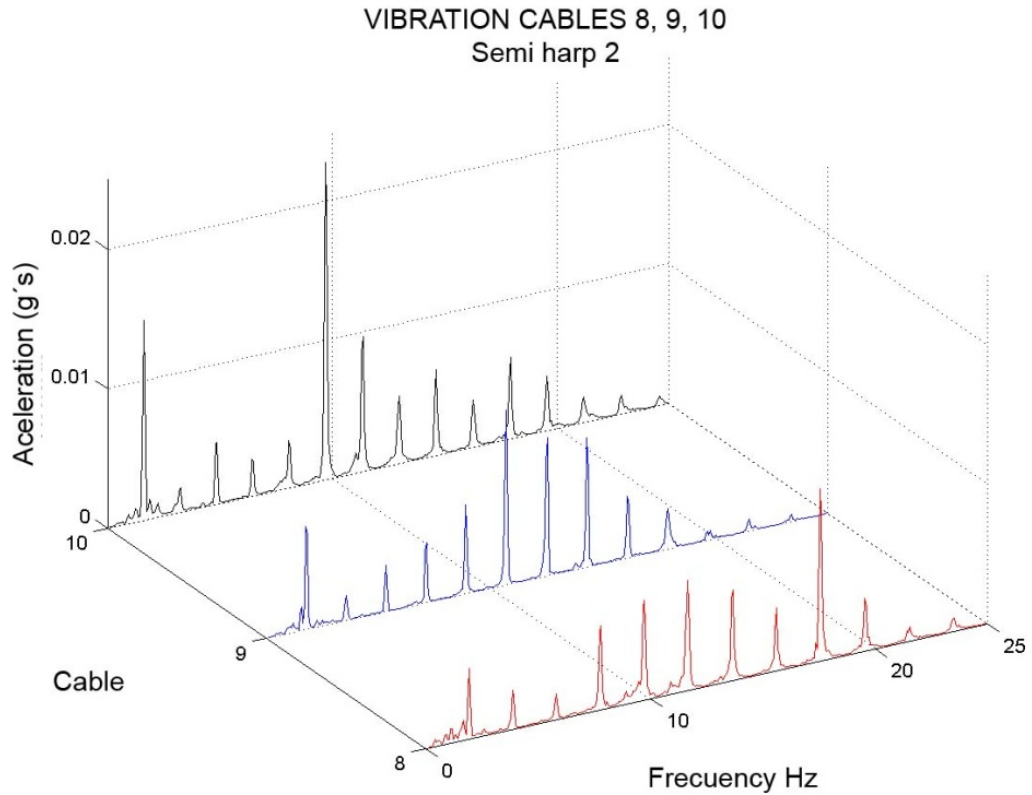


FIGURA 37 VIBRACIONES MEDIDAS EN LOS CABLES 8, 9 Y 10, SEMI-ARPA 2

A partir de datos experimentales, fue encontrado lo que los cables 9 de las semi-arpas 1, 2 y 7, tienen características similares, a continuación, sus espectros de vibración se comparan para encontrar que el cable 9 en el semi-arpa 1, tiene niveles de vibración más altos en el mismo intervalo de 10 a 20 Hz con respecto a otros cables (Figura 38).

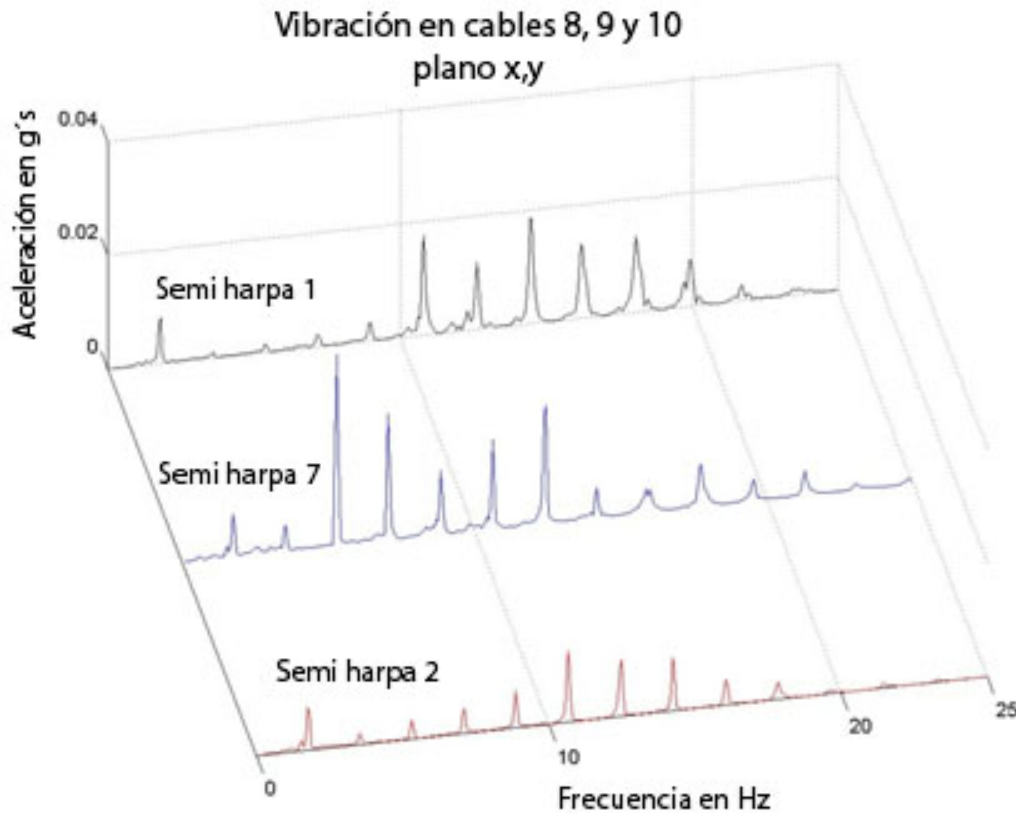


FIGURA 38 COMPARACIÓN DE VIBRACIONES MEDIDAS EN EL CABLE 9 DE 3 DIFERENTES SEMI-ARPAS

Las figuras anteriores, confirman el comportamiento de vibración anormal de cable 9 en el semi-arpa 1, comparado a los cables vecinos (8 y 10 en la misma semi-arpa), o cables similares (cables 9 en semi-arpas 2 y 7), en el intervalo de 10 a 20 Hz. Al mismo tiempo, el elemento de anclaje de este mismo cable, mostró altos niveles de vibración en el mismo intervalo; por lo tanto, puede concluirse que hay un efecto de vibración debido a un acoplamiento entre el cable y el elemento de anclaje. Además, considerando los anteriores antecedentes de falla, es posible asumir que el comportamiento en el elemento de anclaje puede ser debido a un problema estructural.

#### 4.2.2 Modelo de elementos finitos para la simulación del sistema de anclaje del cable

---

En vista de la falla sobre los elementos estructurales descritos previamente, simulaciones de falla por fractura fueron realizadas para el elemento en la zona de afectación por el calor (ZAC), que es la misma zona donde la falla ocurrió previamente. Por lo tanto, un estudio de simulación del sistema de Anclaje-cable fue realizado para evaluar el comportamiento dinámico en condiciones de pérdida de rigidez ocasionada por fractura.

Para realizar este análisis, fueron usados los programas de elemento finitos ANSYS y SAP2000. En ANSYS, fueron empleados elementos SOLID 45, ya que estos permiten el mallado fino del modelo. La malla del ensamble (elemento de sujeción, la capucha, y el cable) generó 37,222 nodos con 201,006 elementos (Figura 39).

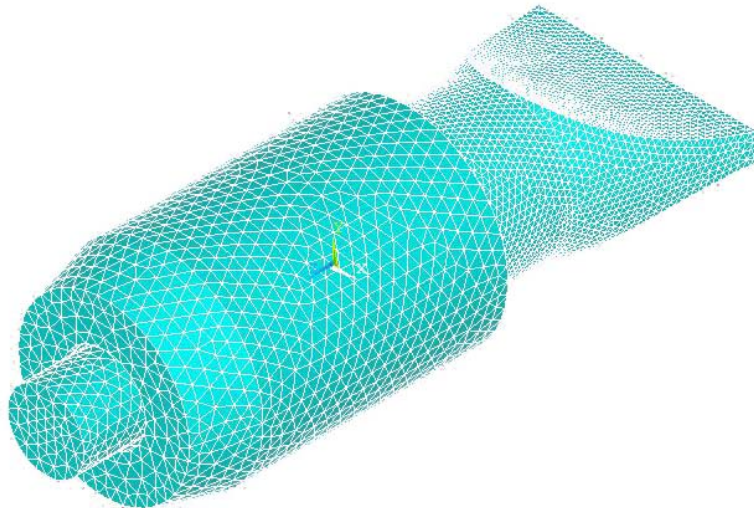


FIGURA 39 MALLADO DEL ENSAMBLE DEL ELEMENT DE ANCLAJE Y CAPUCHIN MEF.

Las simulaciones de los escenarios de falla fueron hechas con cuatro diferentes condiciones de fractura; el primer escenario fue identificado como "Crecimiento diagonal de fractura", y esto asumió una fractura diagonal de la esquina superior del plano ZAC del elemento de anclaje, el segundo, era "Crecimiento radial de fractura", que consistió en una iniciación de la grieta en la zona central lateral, con crecimiento radial sobre el plano ZAC; el tercer escenario fue el "Crecimiento de fractura a partir del lado corto", donde la grieta comenzaba sobre el lado superior de la cara de la ZAC con crecimiento al lado inferior y finalmente, el "Crecimiento de fractura a partir del lado largo" donde la grieta comenzaba sobre el lado largo del ZAC con crecimiento al lado de enfrente. La Figura 40 muestra los diferentes patrones de crecimiento de la grieta.

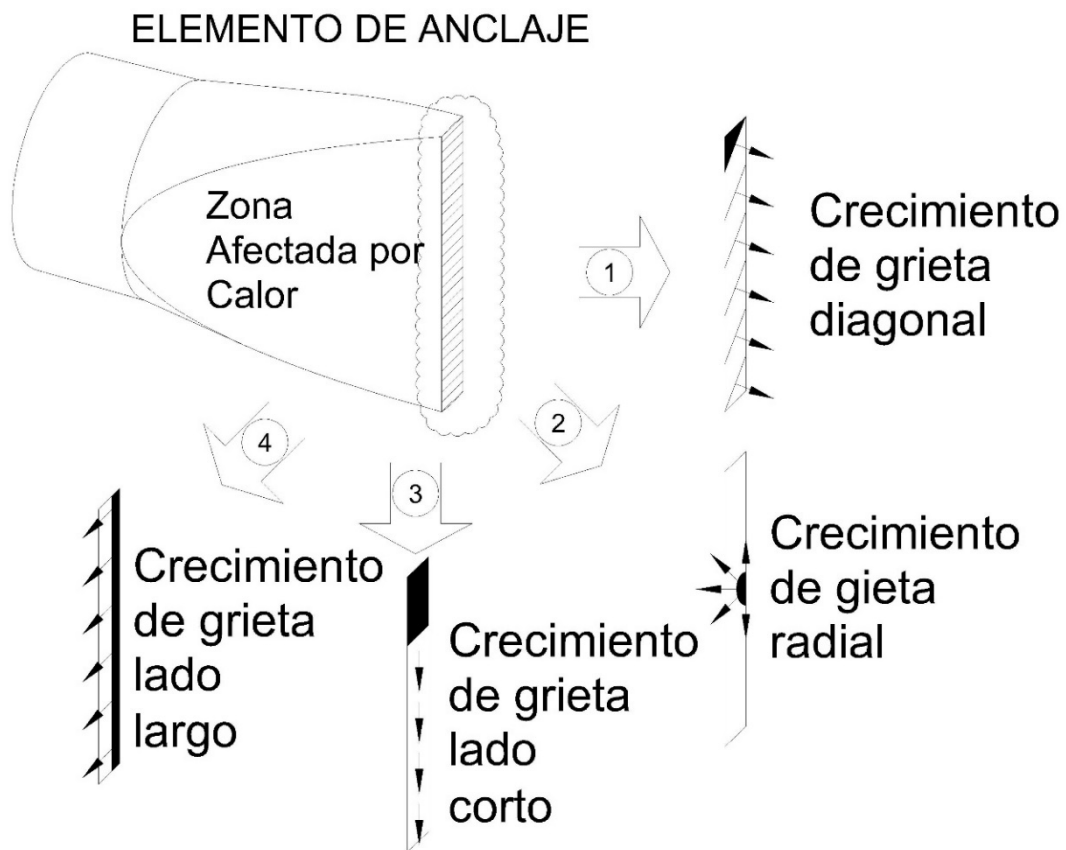


FIGURA 40 PATRONES DE CRECIMIENTO DE FRACTURA

Para analizar la pérdida de rigidez del sistema, se simularon las fracturas por medio de la liberación de las condiciones de los nodos de frontera del modelo de elementos finitos, de condiciones fijas a libres conforme al crecimiento de la grieta. Los resultados del proceso de simulación para los escenarios simulados son presentados en la Figura 41.

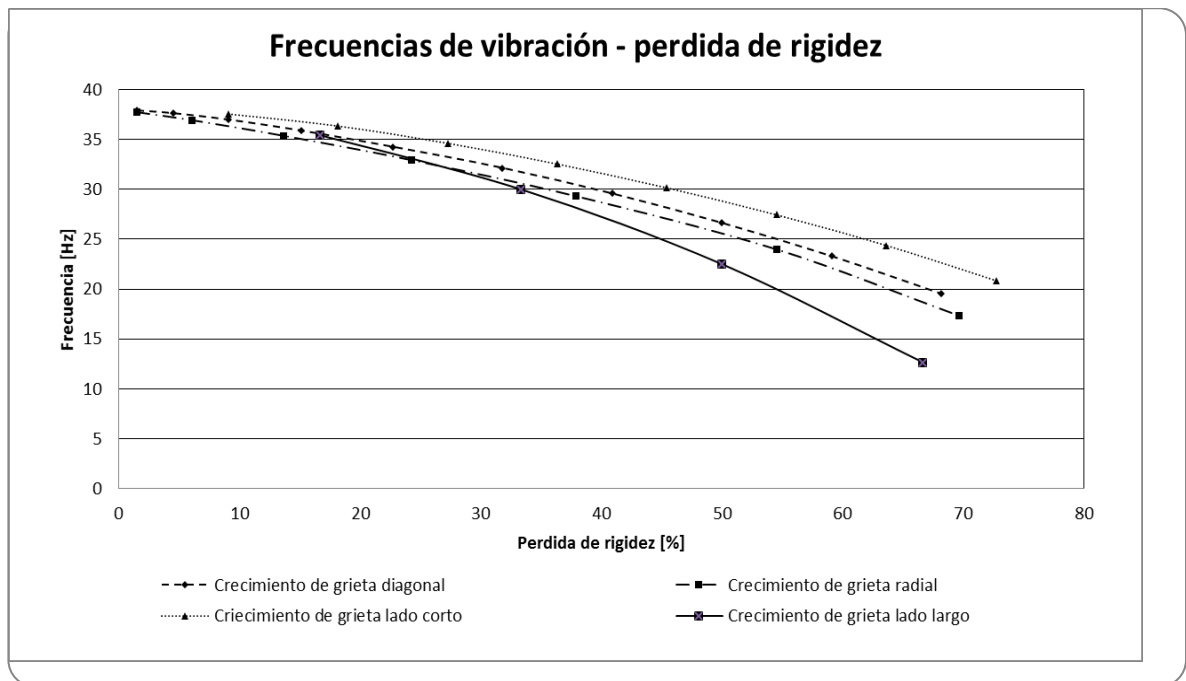


FIGURA 41 RESULTADOS PARA LA VIBRACIÓN LAS FRECUENCIAS NATURALES CON REDUCCIONES DE RIGIDEZ DIFERENTES

En la figura anterior (Figura 41) se puede observar que la frecuencia del sistema disminuye con la pérdida de rigidez. Estos resultados demuestran que las fracturas pueden reducir las frecuencias naturales de vibración del ensamble (elemento de sujeción, la capucha, y el cable) hasta frecuencias de 20 Hz para condiciones críticas.

#### 4.2.3 Resultados del análisis del efecto de un sistema de amortiguamiento pasivo

---

Con un modelo no lineal (Alvarado, et al., 2007) (Alvarado, et al., 2008), fue simulado un sistema de amortiguamiento pasivo conectado al cable para determinar la eficacia del sistema para reducir los efectos de vibración. Los resultados del análisis de simulación son mostrados en la Figura 42. Estos resultados muestran que el amortiguador tiene mayor efecto en el intervalo de 10 a 20 Hz. En la Figura 42 se observa que el sistema de amortiguamiento es más eficiente en el intervalo en el cual el cable tiene mayor amplitud y esto quiere decir que el sistema podría ser una alternativa temporal para reducir el efecto de vibración y fatiga, pero esto no es una solución final para solucionar la principal razón del comportamiento anormal del elemento de anclaje.

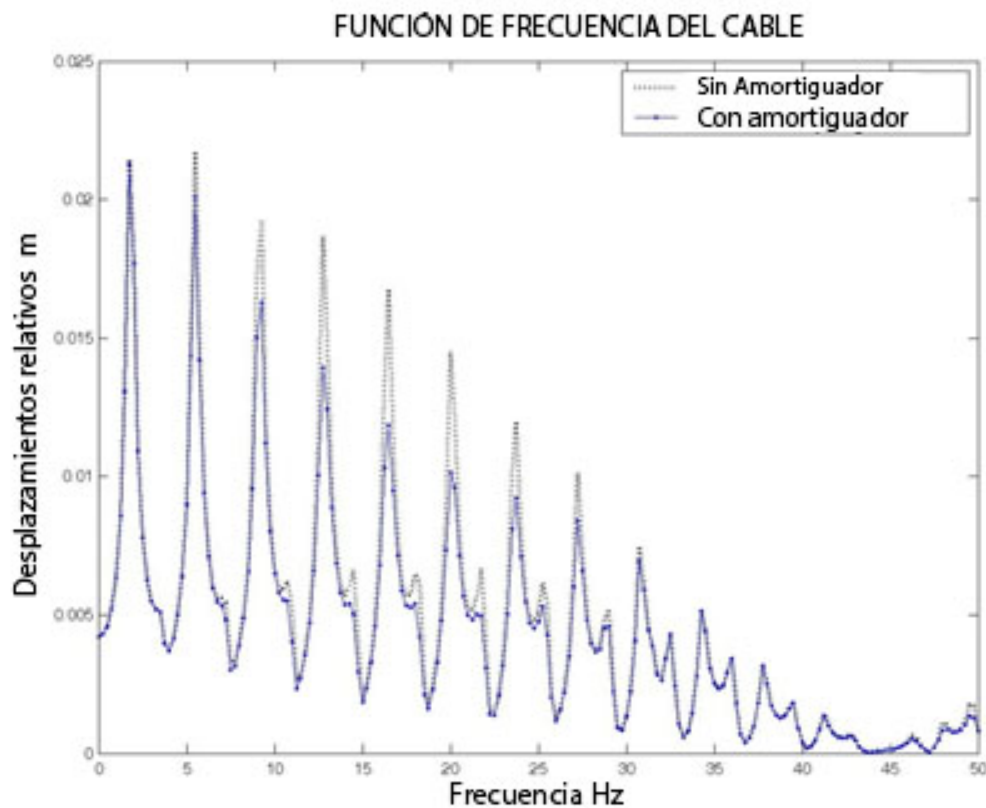


Figura 42 Comparación de las funciones de respuesta en frecuencia con o sin amortiguación en el cable 9



### 4.3 Sistema de control inteligente

---

Previo al inicio del proceso experimental del sistema de control inteligente, es importante realizar algunas simulaciones con la intención de validar los resultados bajo condiciones ideales. El esquema de simulación a usar es la respuesta en lazo abierto contra la respuesta deseada en lazo cerrado (Figura 43). Al mismo tiempo, en las gráficas se agregará el comportamiento que tendrá el sistema sin control.

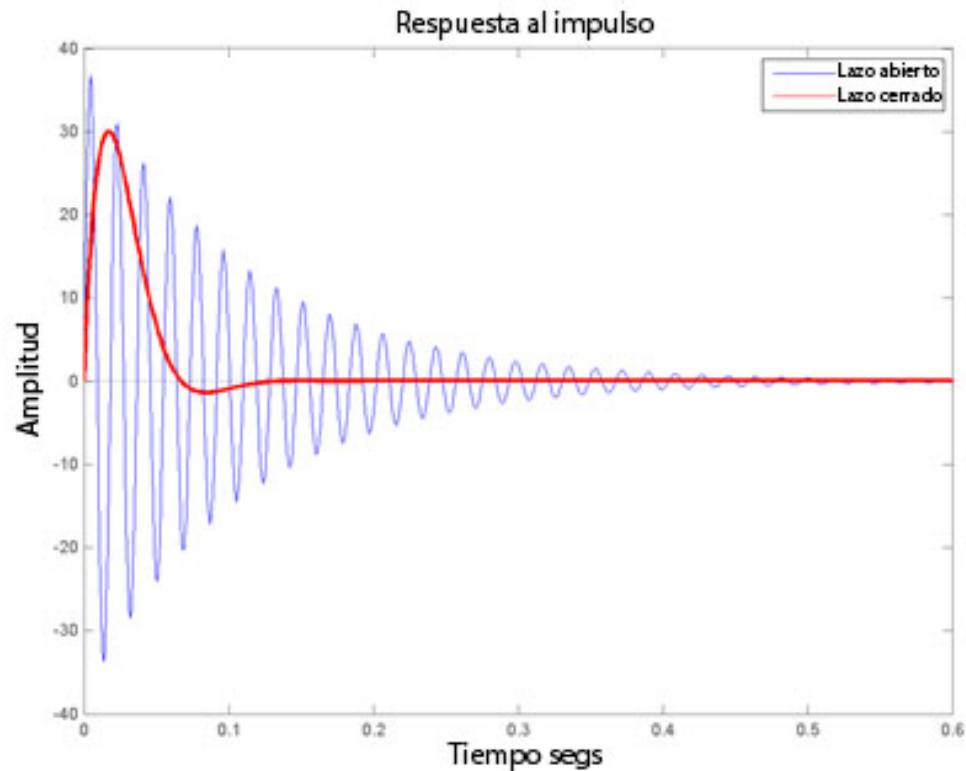


FIGURA 43 RESPUESTA DEL SISTEMA EN LAZO ABIERTO COMPARADO CON LA RESPUESTA DESEADA EN LAZO CERRADO

### 4.3.1 Resultados experimentales sistema de control inteligente

En las secciones previas, se mostró el desarrollo del controlador en lazo cerrado para reducir las vibraciones en el sistema del cable, desde la identificación del sistema al desarrollo del controlador y las simulaciones. En esta sección muestra los resultados experimentales del sistema de amortiguamiento desarrollado para reducir las vibraciones en un sistema a escala del tensor de un puente atirantado.

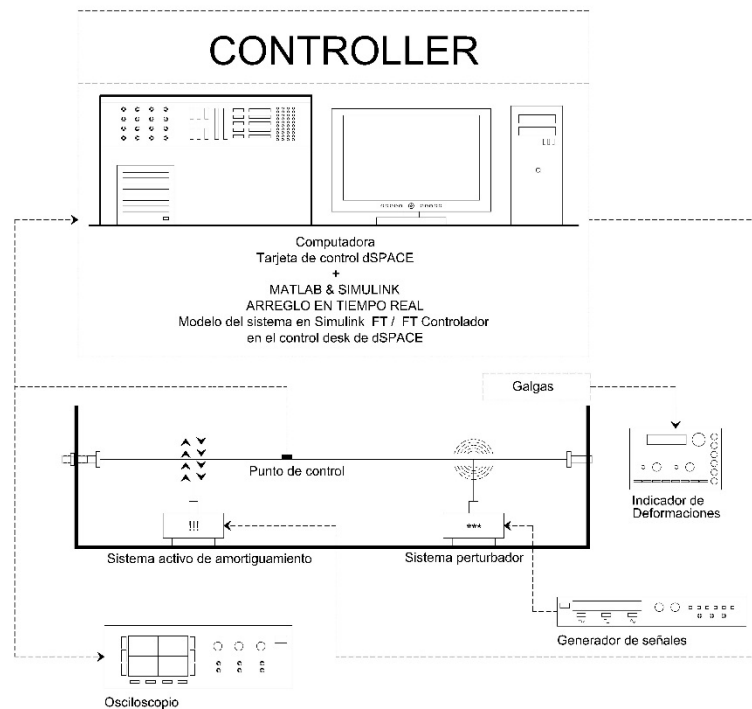


FIGURA 44 DIAGRAMA DEL ARREGLO EXPERIMENTAL DEL SISTEMA ACTIVO DE AMORTIGUAMIENTO DE VIBRACIONES PARA SISTEMA A ESCALA DE CABLE DEL PUENTE ATIRANTADO.

Para las pruebas experimentales del sistema, la estrategia de control fue implementada utilizando un sistema D-Space. El sistema fue excitado principalmente con señales sinusoidales mediante el sistema perturbador a diferentes frecuencias con una amplitud de voltaje constante, en una posición fija a

4/5 de la longitud del cable. Los puntos de control se ubicaron a 2/5 de la distancia total del cable y el sistema de activo de amortiguamiento se ubicó a 1/5 de la misma longitud (Figura 15). El rango de muestreo se varió desde 5 a 105 Hz. Para excitar las frecuencias naturales identificadas del sistema. El diagrama de lazo cerrado del sistema experimental del cable a escala se muestra en la Figura 44.

La vibración del cable fue monitoreada mediante un acelerómetro ubicado en el punto de control. Una amplitud de 15 V. en el sistema del cable fue el resultado del comportamiento del sistema cuando se excitó a 56 Hz. (Figura 45). En este caso esta es una de las frecuencias naturales del sistema detectada previamente.



FIGURA 45 VIBRACIONES DEL SISTEMA DE CABLE A FRECUENCIA DE 56 HZ SIN CONTROL



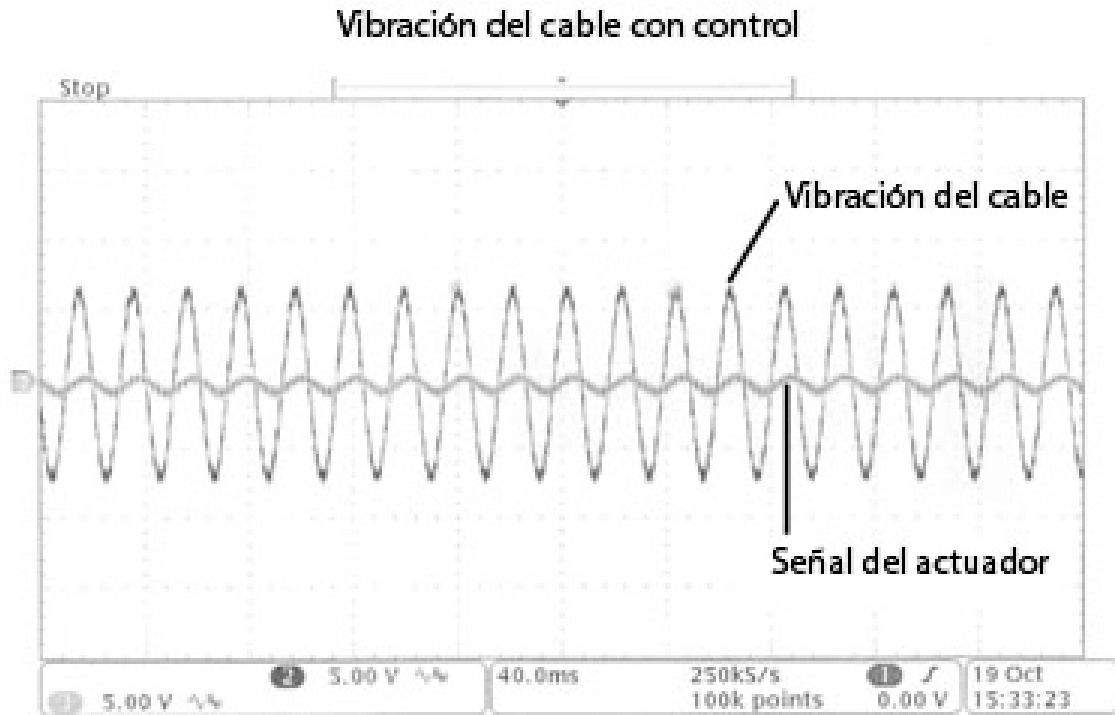


FIGURA 47 VIBRACIÓN DEL SISTEMA DE CABLE A UNA FRECUENCIA DE 56 HZ. CON CONTROL

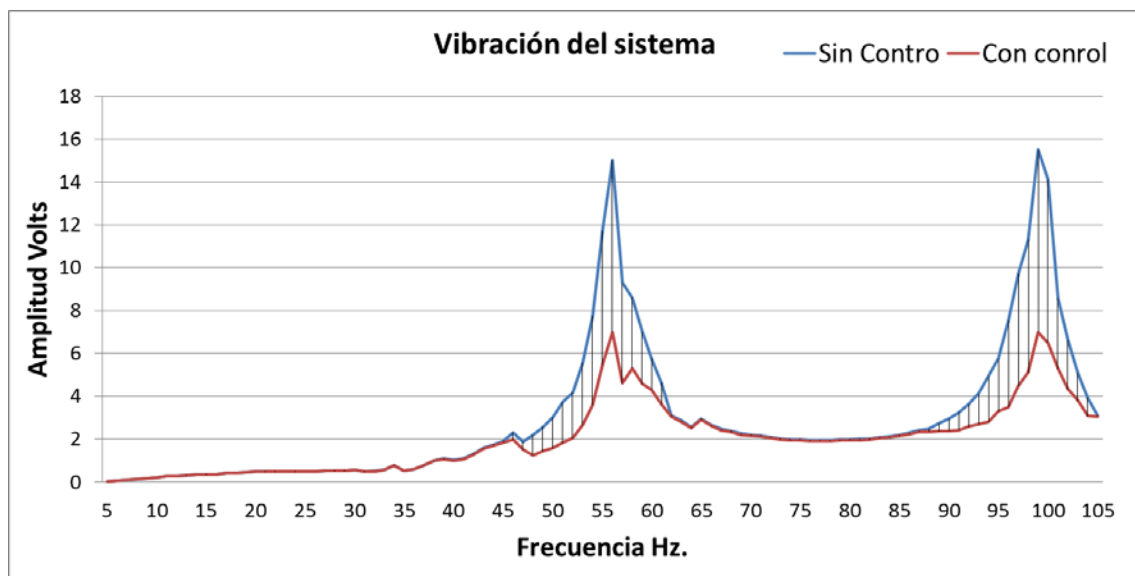


FIGURA 48 REDUCCIÓN DE VIBRACIONES EN EL SISTEMA DEL CABLE A DIFERENTES FRECUENCIAS

Los resultados de las pruebas experimentales con excitación en un rango de 5 a 105 Hz. Muestran que el sistema de amortiguamiento activo tiene mayor incidencia en el sistema del cable cuando este está cerca de sus frecuencias naturales (Figura 48).

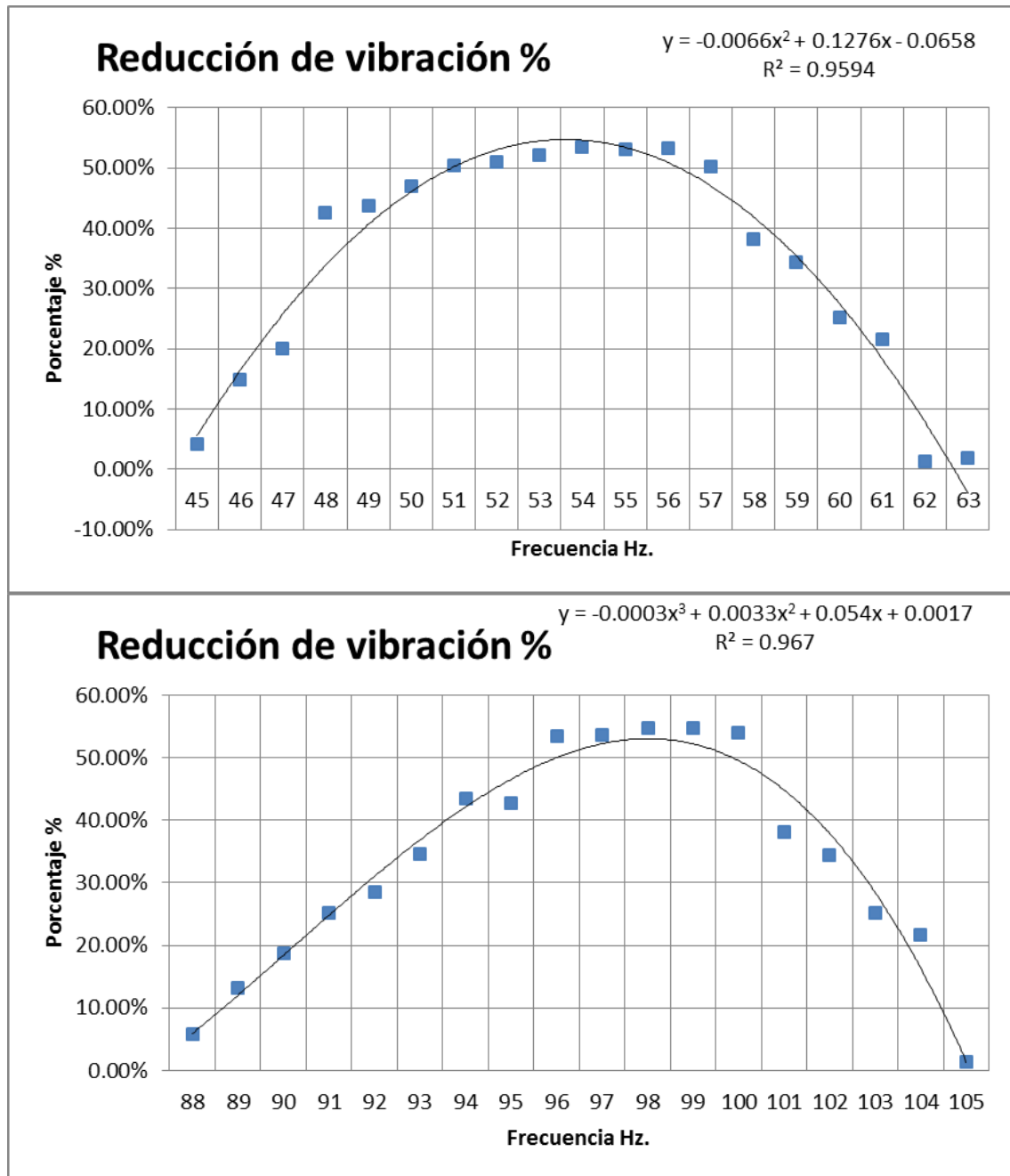


FIGURA 49 REDUCCIÓN EN PORCENTAJE DE VIBRACION EN LAS FRECUENCIAS NATURALES DEL SISTEMA DE CABLE

El porcentaje de reducción de las vibraciones absorbidas por el sistemas es mayor al 50% en las frecuencias naturales (Figura 49) y este es un resultado satisfactorio para un sistema activo de vibraciones.

Con los resultados satisfactorios del sistema de cable experimental a escala, se confirma que con un sistema activo de amortiguamiento es posible reducir las vibraciones en un sistema de cable, por lo cual, si se desarrollase un sistema equivalente para una estructura real, este podría reducir los daños por fatiga y problemas relacionados.

#### 4.3.2 Eficiencia de un modelo equivalente para los cables del Puente río Papaloapan

---

Esta sección ilustra la implementación de la estrategia de control desarrollada en este trabajo empleando un sistema activo de amortiguamiento para los cables del puente atirantado del río Papaloapan.

En trabajos previos se realizó una exhaustiva recolección de datos del puente del río Papaloapan. Mediante un análisis de Fourier de los datos recabados del puente se obtiene la respuesta a la frecuencia del sistema. La respuesta a la frecuencia del cable 1 de la semi harpa 1 del puente se muestra en la Figura 50.

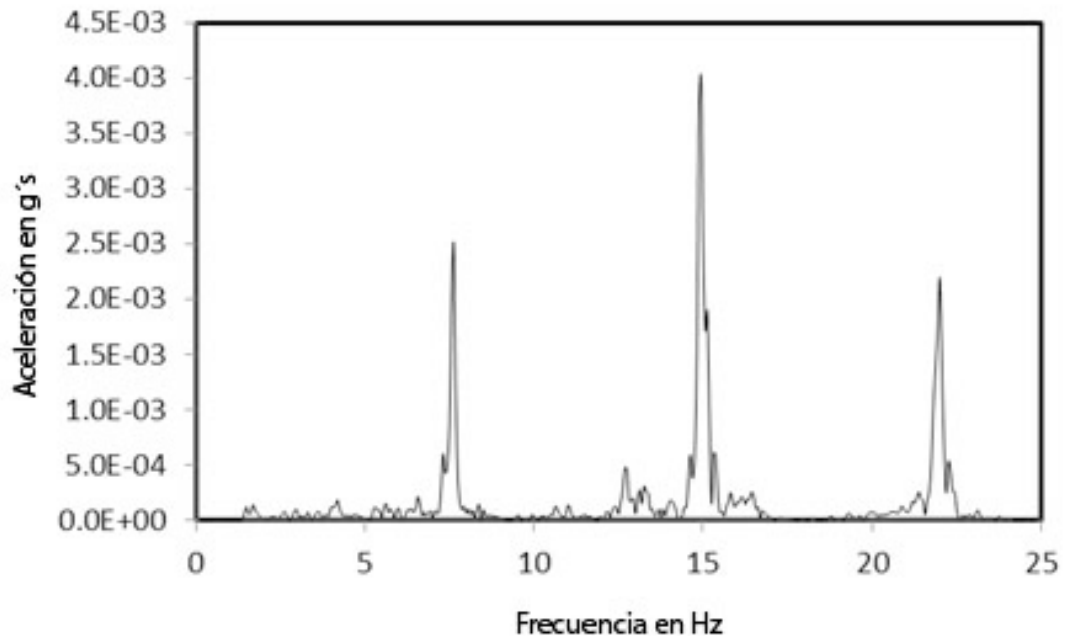


FIGURA 50 FRECUENCIAS NATURALES DEL TENSOR 1 DE LA SEMI HARPA 1 DEL PUENTE ATIRANTADO DEL RÍO PAPALOAPAN



Cabe destacar que el punto de instrumentación sobre el tirante del puente es a una altura promedio de 1.5 m. por lo que la amplitud en los gráficos depende de este punto de recolección de datos y del número de la resonancia.

A través de la metodología presentada en secciones previas, es posible describir la dinámica del cable a través de la función de transferencia. En este trabajo las funciones de transferencia del cable fueron calculadas usando la metodología de respuesta a la frecuencia, (Dorf & Bishop, 2005) Así la función de transferencia final se obtuvo mediante las técnicas de reducción del modelo también descritas previamente y finalmente el controlador fue desarrollado con la teoría de la síntesis directa. Con esta metodología se plantaron las funciones de transferencia y los controladores para los sensores de la semi harpa 1 del puente atirantado del Río Papaloapan. (Tabla 7).

TABLA 7 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA Y CONTROLADORES DE LOS TENSORES (CABLES) DE LA SEMI HAPRA 1 DEL PUENTE DEL RÍO PAPALOAPAN

#	Funciones de transferencia del cable con la reducción del orden del modelo	Controlador
1	$G_p(s) = \frac{341 s^2 + 1.372 \times 10^5 s + 1.991 \times 10^6}{s^2 + 6.927 s + 3115}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{64.6 s^2 + 447.5 s + 2.013 \times 10^5}{s^4 + 610.1 s^3 + 8.943 \times 10^4 s^2 + 1.213 \times 10^6 s}$
2	$G_p(s) = \frac{255.5 s^2 + 5.814 \times 10^4 s + 5.475 \times 10^5}{s^2 + 4.219 s + 1190}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{31.99 s^2 + 134.9 s + 3.807 \times 10^4}{s^4 + 354.1 s^3 + 3.095 \times 10^4 s^2 + 2.712 \times 10^5 s}$
3	$G_p(s) = \frac{232.2 s^2 + 4.674 \times 10^4 s + 3.96 \times 10^5}{s^2 + 3.785 s + 958.7}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{28.33 s^2 + 107.2 s + 2.716 \times 10^4}{s^4 + 314.8 s^3 + 2.456 \times 10^4 s^2 + 1.936 \times 10^5 s}$
4	$G_p(s) = \frac{189.9 s^2 + 3.172 \times 10^4 s + 2.21 \times 10^5}{s^2 + 3.117 s + 650}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{23.49 s^2 + 73.22 s + 1.527 \times 10^4}{s^4 + 260.5 s^3 + 1.678 \times 10^4 s^2 + 1.088 \times 10^5 s}$
5	$G_p(s) = \frac{159.8 s^2 + 2.245 \times 10^4 s + 1.315 \times 10^5}{s^2 + 2.622 s + 459.9}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{19.76 s^2 + 51.81 s + 9088}{s^4 + 219.2 s^3 + 1.187 \times 10^4 s^2 + 6.476 \times 10^4 s}$
6	$G_p(s) = \frac{135.7 s^2 + 1.62 \times 10^4 s + 8.068 \times 10^4}{s^2 + 2.228 s + 332}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{16.79 s^2 + 37.4 s + 5574 \times 10^5}{s^4 + 186.2 s^3 + 8572 s^2 + 3.972 \times 10^4 s}$
7	$G_p(s) = \frac{118.4 s^2 + 1.233 \times 10^4 s + 5.357 \times 10^4}{s^2 + 1.944 s + 252.7}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{14.65 s^2 + 28.47 s + 3701}{s^4 + 162.4 s^3 + 6525 s^2 + 2.638 \times 10^4 s}$
8	$G_p(s) = \frac{108.4 s^2 + 1.033 \times 10^4 s + 4.105 \times 10^4}{s^2 + 1.779 s + 211.6}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{13.4 s^2 + 23.84 s + 2836}{s^4 + 148.7 s^3 + 5464 s^2 + 2.021 \times 10^4 s}$
9	$G_p(s) = \frac{98.32 s^2 + 8500 s + 3.065 \times 10^4}{s^2 + 1.614 s + 174.2}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{12.16 s^2 + 19.62 s + 2118}{s^4 + 134.9 s^3 + 4497 s^2 + 1.509 \times 10^4 s}$
10	$G_p(s) = \frac{90.1 s^2 + 7407 s + 2.482 \times 10^4}{s^2 + 1.505 s + 151.4}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{11.54 s^2 + 17.37 s + 1747}{s^4 + 127.4 s^3 + 3987 s^2 + 1.244 \times 10^4 s}$
11	$G_p(s) = \frac{84.35 s^2 + 6257 s + 1.936 \times 10^4}{s^2 + 1.384 s + 128.2}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{10.43 s^2 + 14.44 s + 1337}{s^4 + 115.7 s^3 + 3310 s^2 + 9531 s}$
12	$G_p(s) = \frac{79.33 s^2 + 5533 s + 1.61 \times 10^4}{s^2 + 1.302 s + 113.4}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{9.811 s^2 + 12.77 s + 1112}{s^4 + 108.8 s^3 + 2927 s^2 + 7927 s}$
13	$G_p(s) = \frac{68.15 s^2 + 4084 s + 1.021 \times 10^4}{s^2 + 1.118 s + 83.69}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{8.429 s^2 + 9.427 s + 705.4}{s^4 + 93.49 s^3 + 2161 s^2 + 5027 s}$
14	$G_p(s) = \frac{54.19 s^2 + 2582 s + 5132}{s^2 + 0.8893 s + 52.9}$	$H_{YR}^*(s) = \frac{6.702 s^2 + 5.96 s + 354.5}{s^4 + 74.33 s^3 + 1366 s^2 + 2527 s}$

El sistema de bloques del sistema se alimentó con las funciones de transferencia de los cables y usando la estrategia de control del modelo experimental, se realizaron simulaciones, de esta forma se realizó un barrido de frecuencia que cubren los rangos de las frecuencias naturales de los diferentes tensores del puente. La eficiencia promedio de la reducción de vibraciones obtenida para el cable 1 de la semi harpa 1 del puente es de 40.87% en las vecindades del primer modo de vibrar y de 52.04% en los picos de las resonancias (Figura 51).

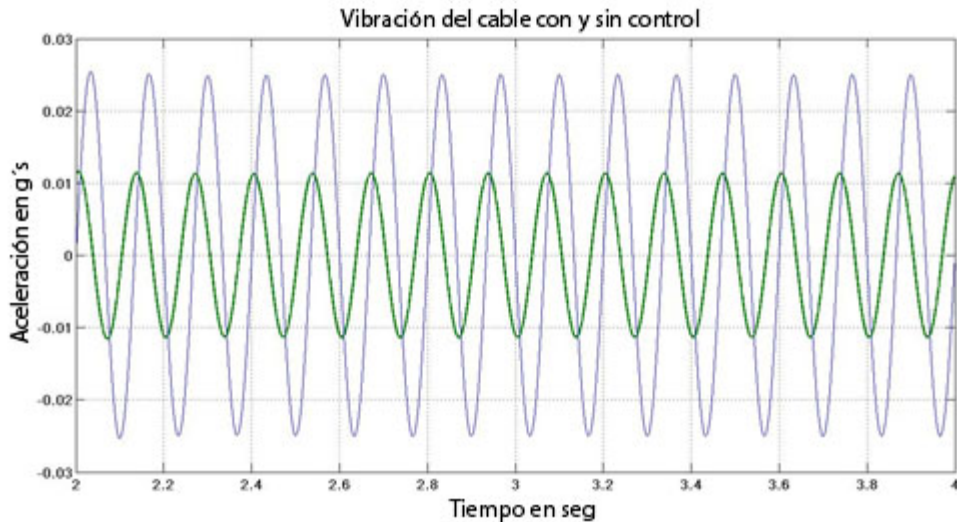


FIGURA 51 SIMULACION DE VIBRACIONES DEL CABLE 1 SEMI HARPA 1

El promedio de las reducciones de vibración obtenidas de las simulaciones del cable 1 de la semi harpa 1 del Puente Atirantado del Río Papaloapan fueron del 66% para la primera frecuencia natural (7.5 Hz.) como se muestra en la Figura 51. Resultados similares se obtuvieron para los demás cables del puente.

Los resultados de simulación demuestran que la metodología desarrollada y probada en el sistema experimental del cable puede ser una alternativa para el desarrollo de un sistema de amortiguamiento para la reducción de vibraciones en los cables de puentes atirantados, sin embargo, para la implementación práctica se deben considerar aspectos complementarios a los del modelo de laboratorio, como cuando la dinámica del sistema se ve afectada por la masa del cable, las dimensiones de los mismos, las dimensiones y ubicación del sistema de amortiguamiento, así como los efectos no lineales y los efectos inciertos ocasionados por las condiciones de frontera o la influencia del actuador sobre la estructura del puente.

#### 4.4 Conclusiones

---

Las fuerzas extremas de viento que actúan sobre el Puente del Río Papaloapan demandan el uso del modelo no lineal descrito con este trabajo, a pesar del hecho de que los cables del puente están sujetos a una alta fuerza de tensión. En nuestro caso de estudio, el sistema de cable es más sensible a fuerzas externas aplicadas sobre la dirección  $z$ , porque la tensión en el cable tiene componentes sobre  $x$  y  $y$  que reducen al mínimo los desplazamientos de los nodos en estas direcciones, de modo que las fuerzas de reacción del sistema de amortiguamiento tienen la mejor respuesta cuando es orientado contra la dirección de viento y el caso crítico es cuando este sopla perpendicular al plano de las semi arpas.

En la primera parte del análisis, se encontró que la posición más favorable para el sistema de amortiguamiento era al centro del cable, que es donde los desplazamientos más grandes ocurren. El anterior análisis fue hecho sin asumir las restricciones geométricas para el sistema de amortiguador; sin embargo, para condiciones realistas, algunas restricciones existen, como el tamaño del amortiguador o la posición del punto de anclaje inferior relacionado con la distancia de este con el plano de la semi arpa.

Cuando la geometría del puente y el tamaño del amortiguador restringen la posición de anclaje del amortiguador, el nodo central no es más de la mejor posición. En tales casos, un análisis apropiado debe incluir una función de viabilidad y ponderación para considerar las restricciones tales como la orientación, el tamaño y el costo del amortiguador, la estética del puente, y las indeseables propiedades dinámicas intrínsecas que el amortiguador puede producir sobre el puente.

El modelo Tridimensional no lineal del cable mostró ser adecuado para el análisis de diferentes escenarios y problemas dinámicos estructurales, en particular el análisis del puente bajo el efecto de las fuerzas externas de arrastre producidas por viento. Con esta metodología, y un modelo estructural completo del puente (incluyendo el tablero y las pilas), es también posible estimar el comportamiento de la estructura de puente bajo diferentes condiciones de fuerzas dinámicas como podrían ser el tráfico o terremotos.

Después de un extenso análisis del Puente Río Papaloapan en el estado de Veracruz, México, este fue programado para ejecutar trabajos de mantenimiento consistentes en la sustitución de 20 elementos del anclaje superior de los tensores que fueron identificados como estructuralmente deficientes. Durante esta rehabilitación, fue puesta en práctica una extensa supervisión para asegurar la integridad del puente. Como resultado, niveles anormales de vibración fueron descubiertos en un cable (cable 9 en la semi-arpa 1), en particular para vientos de más de 50 km/h. Para determinar el origen de este comportamiento, medidas adicionales de vibración fueron implementadas para evaluar las vibraciones dinámicas de los diferentes elementos implicados.

En la comparación del espectro de frecuencia de diferentes cables con las mismas características y tensiones, fue encontrado que el cable anormal tenía altos niveles de vibración dentro del rango de 10 a 20 Hz. Al mismo tiempo, el espectro de frecuencia para el anclaje superior correspondiente del cable también mostró diferencias significativas en el mismo rango de frecuencias, así mismo altos niveles de vibración en el plano de la semi-arpa (plano  $x, y$ ). fueron detectados para el mismo cable atípico

El análisis de los datos de vibración concluyó que la tensión del cable estaba dentro de las especificaciones y el comportamiento anormal no se debía a la distensión del cable. Los estudios de simulación confirmaron que la reducción de la rigidez estructural para el elemento de anclaje indujo altos niveles de vibración en el rango dentro de 20 Hz y el acoplamiento dinámico con los modos

más altos de vibración del cable era la causa más probable de las amplias vibraciones en el cable. También, el análisis de simulación mostró que un sistema de amortiguamiento podría reducir considerablemente los niveles de vibración entre 8 y 25 Hz.

En base a lo anterior se pudo concluir que el cable # 9 de la semi-arpa 1, está en condiciones anormales debido a un acoplamiento de las vibraciones dinámicas con el elemento de anclaje superior del cable y que la alta vibración en el plano  $x$ ,  $y$  en este elemento se debe muy probablemente a la reducción de rigidez en el anclaje. Tomando en cuenta lo anterior, se recomendó realizar trabajos de monitoreo e inspección detallados del elemento de anclaje, y al mismo tiempo se planteó la implementación de un sistema de amortiguamiento para reducir el daño ocasionado por las vibraciones.

De este análisis, se puede concluir que el comportamiento anormal de vibración observado en el cable 9 en la semi-arpa 1 (torre 3, lado de tierra de, río abajo), es debido a una vibración que se acopla con un comportamiento anómalo del elemento de anclaje. Las simulaciones muestran que una causa posible para el comportamiento inusual del elemento superior de anclaje es una reducción de la rigidez debido a la formación de grietas en la zona afectada por el calor (ZAC) de la soldadura del elemento a la placa cónica.

A partir de esta situación, una inspección directa se ha propuesto para confirmar estas conclusiones iniciales y para garantía de la integridad estructural de este elemento. Como una solución alternativa inicial, hasta que se dé solución definitiva, es posible utilizar un sistema de amortiguamiento para reducir los daños por fatiga y disminuir los efectos de daño ocasionado por la vibración ambiental.

Mediante el desarrollo de un sistema experimental de cable mostró que mediante la utilización de un sistema activo para el control de vibraciones se pudieron reducir las vibraciones en las frecuencias naturales en más del 50%.

A través de la metodología desarrollada y probada en el modelo experimental del cable se realizaron simulaciones para cada uno de los cables del puente del río Papaloapan. La implementación de la estrategia de control en este caso fue parametrizada para cada uno de los cables. Los resultados de simulación muestran la reducción de vibraciones en los cables del puente cerca de las frecuencias naturales, en este caso con una eficiencia mayor al 50% para los picos de las frecuencias.

Con esta evidencia se ha demostrado que con el desarrollo e implementación de un sistema electromecánico trabajando como actuador en lazo cerrado, es posible reducir las vibraciones de un cable y que además que con la metodología y estrategias de control desarrolladas, un sistema equivalente podría emplearse para reducir los daños por fatiga en los tirantes de un puente.

Es importante destacar que las vibraciones en las simulaciones son en el mismo plano de las reacciones del sistema de amortiguamiento. Trabajos futuros permitirán evaluar la eficiencia del sistema de amortiguamiento activo bajo diferentes escenarios tomando en cuenta la geometría del puente y las fuerzas de viento en la zona del puente atirantado del río Papaloapan. También es recomendable continuar evaluando la eficiencia del sistema bajo otros factores y situaciones de estudio.





---

**TRABAJOS CITADOS**

---

- Achire, Y., Bossens, F. & Preumont, A., 1998. Active damping and flutter control of cable-stayed bridge. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 74(76), pp. 913-921.
- Achkire, Y. & Preumont, A., 1996. Active Tendon Control of Cable-Stayed Bridges,. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,, Volumen 25, pp. 585-597.
- Alvarado, R., Carrión, F., Dominguez, A. & G., H., 2007. *Cable 3D non linear model and damping system on stayed bridges*. San Diego C.A. U.S.A., Proceedings of SPIE, 6523, 652313-1/11.
- Alvarado, R., Carrión, F., Dominguez, A. & Herrera, G., 2008. Analysis for the optimal location of cable damping systems on stayed bridges. *Nonlinear Dynamics*, 52(4), pp. 347-359.
- Alvarado, R., Carrión, F., López, J. & Toledo, J., 2009. Monitoring and Evaluation of the Anomalous Vibration of a Cable in a Stayed Bridge.. *Smart Structures and Materials & Nondestructive Evaluation and Health Monitoring*, Volumen Proceedings of SPIE.
- Arroyo, J. A. & Torres, G., 2004. Metodología para evaluar socialmente los proyectos de caminos en México.
- Astiz, M. A., 1997. *Composite construction in Cable-Stayed Bridge Towers*. s.l., International Conference on Composite Construction-Conventional and Innovative, Conference Report, 16-18 September, Innsbruck, Austria, 127-132..
- Au, F., Cheng, Y., Cheung, Y. & Z. D., 2001. On the determination of natural frequencies and mode shapes of cable-stayed bridges. *Applied Mathematical Modeling*, Issue 25, pp. 1099-1115..
- Backhoff, M. Á. & Vásquez, J. C., 2002. El sistema de información Geoestadística para el transporte. *Publicación técnica no. 207, IMT Sanfandila Qro.*
- Bandyopadhyay, B., Manjunath, T. C. & Umapathy, M., 2007. *Modeling, Control and Implementation of Smart Structures*. Berlin: Editorial Springer.
- Berglund, E. & Schultz, A., 2006. Girder Differential Deflection and Distortion-Induced Fatigue in Skewed Steel Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 11(2), pp. 169-177.
- Bogdanovic, A., Bagchiand, A. & Mufti, A., 2010. Structural health monitoring of the Manitoba Golden Boy. *Smart Structures and Systems*, 6(1), pp. 87-90..

Cai, C. S., Wu, W. J. & Araujo, M., 2007. Cable vibration control with a TMD-MR damper system: Experimental Exploration,. *Jouranal of Structural Engineering*,, 133(5), pp. 629-637.

Carrión, F., 2004. Determinación de la tensión en los tirantes de un puente atirantado a partir de mediciones de vibración. *Reporte interno IMT proyecto # EI12-04*.

Carrion, F., Doyle, J. & Lozano, A., 2003. Structural Health Monitoring and damage Detection using a Sub-Domain Inverse Method. *Smart Materials and Structures*, 12(5), pp. 776-784.

Carrión, F. y otros, 2003. *Estudio para la Evaluación de los Dispositivos de Soporte Superior (Botellas) de los Anclajes de los Tirantes del Puente Río Papaloapan*, Sanfandila, Qro., Mexico.: Instituto Mexicano del Transporte, Internal Final Report EE05/03.

Carrión, F., López, J. A., Quintana, J. A. & Lozano, A., 2008. Experimental Assessment for the Nonlinear Behavior of the Cables in a Cable Stayed Bridge. *Experimental Mechanics*, 48(2), p. Experimental Assessment for the Nonlinear Behavior of the Cables in a Cable Stayed Bridge.

Chang, K. C. y otros, 2004. Lessons Learned from de Damaged Chi Li Cable-Stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering - ASCE*, 9(4), pp. 343-352.

Chen, Y., Ko, J. M. & Ni, Y. Q., 2000. *Experimental Investigation of Cable Vibration Control*. Hong Kong,, s.n.

Chen, Z. y otros, 2004. MR damping system for mitigating wind-rain induced vibration on Dongting Lake Cable-Stayed Bridge,. *Wind & Structures*,, 7(5), pp. 293-304.

Clemente, P., F., M., L., L. & A., B., 1998. Experimental modal analysis of the Garigliano cable-stayed bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Issue 17, pp. 485-493.

Clough, R. W. & Penzien, J., 1993. *Dynamics of Structures*. 2nd Edition ed. Singapore: McGraw Hill International Editions.

Das, A., Dutta, A. & Talukdar, S., 2004. Efficient dynamic analysis of cable-stayed bridges under vehicular movement using space and time adaptivity. *Finite elements in analysis and design*, Issue 40, pp. 407-424.

De Brunner, V., Zhou, D. & Ta, M., 2003. Adaptive vibration control of a bridge and heavy truck.. *Intelligent Vehicles Symposium*,, Issue Proceedings. IEEE..

Der Hagopian, J. & Mahfoud, J., 2010. Electromagnetic actuator design for the control of light structures.. *Smart Structures and Systems*, 6(1).

- Dominguez, A., Sedaghati, R. & Stiharu, I., 2004. Modelling the hysteresis phenomenon of magnetorheological dampers.. *Smart Materials and Structures*, 13(6), p. 1351.
- Dorf, R. C. & Bishop, R. H., 2005. *Modern control systems*. 10th Edition, ed. s.l.:Pearson Education, Inc..
- Doyle, J., 2007. *Mechanics of structures: A modern Course on Principles and Methods of Solution*, Purdue, University: A&AE 453 Class notes,.
- Fag, I.-K., Chen, C.-R. & Chang, I.-S., 2004. Field Static Load Test on Kao-Ping-Hsi Cable-Stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering - ASCE*, 9(6), pp. 531-540.
- Fujino, Y., Warnitchai, P. & Pacheco, B. M., 1993. Active Stiffness Control of Cable Vibration,. *Journal of Applied Mechanics, ASME*, Volumen 60, pp. 948-953.
- Garnier, H., Gilson, M. & Cervellin, O., 2006. *Latest developments for the Matlab CONTSID toolbox*,. Newcastle, Australia, 14th IFAC Symposium on System Identification .
- Garnier, H., Gilson, M. T. & Zbali, H., 2006. *CONTSID : un outil logiciel pour l'identification de modeles parametriques a temps continu a partir de donnees experimentales*.. Poitiers, France, Journees Identification et Modelisation Experimentale JIME'2006,.
- Garnier, H. & Mensler, M., 1999. *CONTSID: a continuous-time system identification toolbox for Matlab*. 5th European Control Conference, Karlsruhe, Germany, , (ECC'99),.
- Garnier, H. & Wang, L., 2008. *Identification of Continuous-time Models from Sampled Data*,. 1st. ed. London: Springer-Verlag,.
- Harik, R. W. & Blandford, G., 2004. Roebling Suspension Bridge. I: Finite-Element Model and Free Vibration Response. *Journal of Bridge Engineering*, 9(2), pp. 110-118.
- He, X., 2008. *Vibration-based damage identification and health monitoring of civil structures*.. s.l., ProQuest.
- Hui, L., Min, L. & O., J., 2004. Vibration mitigation of a stay cable with one shape memory alloy damper,. *Structural Control and Health Monitoring*, 11(1), p. 21-36.
- Huselstein, E., Gilson, M., Garnier, H. & Richard, A., 2004. *Instrumental variable algorithms for multiple input systems described by multiple continuous-time TF models*.. s.l., Asian Control Conference.
- Irvine, M., 1981. *Cable Structures*. 2nd. ed. New York: Dove Publications.

Kang-Min, C., Hyung-Jo, J., Sang-Won, C. & In-Won, L., 2007. Application of smart passive damping system using MR damper to highway bridge structure,. *Journal of Mechanical Science and Technology*, 21(6), pp. 870-874.

Kijewski, T. & Kareem, A., 2001. Full-scale study of the behavior of tall buildings under winds. *Health monitoring and management of civil infrastructure systems - SPIE*.

Kim, H. & Adeli, H., 2005. Wavelet-Hybrid Feedback Linear Mean Squared Algorithm for Robust Control of Cable-Stayed Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 10(2), pp. 116-123.

Laub, A., Heath, M., Paige, C. & Ward, R., 1987. Computation of system balancing transformations and other applications of simultaneous diagonalization algorithms,. *IEEE Trans. Automatic Control*, Volumen AC-32, pp. 115-122,.

Liu, M., Song, G. & Li, H., 2007. Non-model-based semi-active vibration suppression of stay cables using magneto-rheological fluid dampers,. *Smart Materials and Structures*,, 16(4), pp. 1447-1452.

Ljung, L., 1999. *System Identification: Theory for the user*,. 2nd. ed. s.l.:Prentice Hall,.

López, A. & Poblano, C., 2000. *Análisis de Falla y Pruebas de Fatiga del Anclaje Desprendido del Tirante 11, Lado Agua, Torre 3, del puente Río Papaloapan*, Sanfandila, Qro., Mexico.: Instituto Mexicano del Transporte, Internal Final Report EQ001/00.

Lui, Y., Gordaninejad, F., Evrensel, C. & Hitchcock, G., 2010. An Experimental Study on Fuzzy Logic Vibration Control of Bridge Using Fail-Safe Magneto-Rheological Fluid Dampers. *Smart Structures and Materials*, Proceedings of SPIE(4330), pp. 281-288.

McConnell, K. G. & Willey, J., 1995. *Vibration Testing. Theory and Practice*. John Wiley & Sons Interscience ed. New York: 1st Edition.

McDougall, D., Green, M. & Shillinglaw, S., 2006. Fatigue Damage of Steel Bridges Due to Dynamic Vehicle Loads. *Journal Of Bridge Engineering*, 11(3), pp. 320-328.

Mendoza, A., 2004. Efectos nocivos del tránsito. *Notas septiembre 2004 Publicación mensual de divulgación externa del IMT, Sanfandila, Qro.*

Mohtat, A., Yousefi-Koma, A. & Dehghan-Niri, E., 2010. Active vibration control of seismically excited structures by ATMDS: Stability and performance robustness perspective.. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 10(3), pp. 501-527..

Nagai, M., Fujino, Y., Yamaguchi, H. & Iwasaki, E., 2004. Feasibility of a 1,400 m Span Steel Cable-Stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering - ASCE*.

Nagai, M., Fujino, Y., Yamaguchi, H. & Iwasaki, E., 2004. Feasibility of a 1400m span steel cable-stayed bridge,. *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, 9(5), pp. 444-452.

Ni, Y. y otros, 2003. Automatic Modal identification of cable-supported bridges instrumented with a long-term monitoring system. *Smart Structures and Materials*, Proceedings of SPIE(5057), pp. 329-339.

Ni, Y., Spencer, B. & Ko, J., 2001. Feasibility of active control of cable-stayed bridges: an insight into Ting Kau Bridge. *Smart Structures and Materials*, Proceedings of SPIE(4330), pp. 387-398.

O'Connell, R., 2009. Advances in intelligent continuous structural health monitoring applications of bridges.. *Masters Abstracts International*, 48(5).

Park, K., K. H., Ok, S. & Seo, C., 2005. Fuzzy supervisory control of earthquake-excited cable-stayed bridges. *Engineering Structures*, Issue 27, pp. 1086-1100.

Phelan, R., Sarker, P. & Mehta, K., 2006. Full Scale Measurements to Investigate rain-Wind Induced Cable-Stay Vibration and Its Mitigation. *Journal of Bridge Engineering*, 11(3), pp. 293-304.

Ren, W.-X., Blandford, G. E. & Harik, E. I., 2004. Roebling Suspension Bridge: Finite-Element Model and Free Vibration Response. *Journal of Bridge Engineering*, 9(2), pp. 110-118.

Ren, W., Peng, X. & Lin, Y., 2005. Experimental and analytical studies on dynamic characteristics of a large span cable-stayed bridge. *Engineering Structures*, Issue 27, pp. 535-548.

Romero, J. A. y otros, 2003. Estudio de la causalidad para la oscilación lateral de vehículos pesados. *Publicación técnica no. 220,IMT Sanfandila Qro.*

Samayoa, D. y otros, 2006. *Reliability Analysis of the Upper anchorage of a Cable-stayed Bridge Using a Probabilistic Structural Model*. s.l., Nondestructive Evaluation and Health Monitoring of Aerospace Materials, Composites, and Civil Infrastructure V, Proceedings of the SPIE, 6176, W1-W12..

Simoës, L. S. C. & Negro, J. H. O., 2005. Reliability-Based Optimum Design of Glulam Cable-Stayed Footbridges. *Journal of Bridge Engineering - ASCE*.

Stallings, J. M. & Frank, K. H., 1991. Stay-Cable Fatigue Behavior,. *Journal of Structural Engineering*, 117(3), pp. 936-950.

Streeter, V. & Wylie, B., 1979. *Fluid Mechanics*. 7th Edition ed. Nueva York: Mc. Graw Hill.

Symans, M. & Constantinou, M., 1998. Passive fluid viscous damping systems for seismic energy dissipation,. *ISET Journal of Earthquake Technology*,, Paper No. 382, Vol. 35(4), pp. 185-206 .

Symans, M. & Kelly, S., 1999. Fuzzy logic control of bridge structures using intelligent semi-active seismic isolation systems,. *EarthquakeEngng*, , Struct.Dyn(28), pp. 37-60.

Wang, T., Liu, C., Huang, D. & Shahawy, M., 2005. Truck Loading and Fatigue Damage Analysis for Girder Bridges on Weigh-in-Motion Data. *Journal of Bridge Engineering*, 10(1), pp. 12-20.

Wang, X., NI, Y., Ko, J. & Chen, Z., 2005. Optimal design of viscous dampers for multi-mode vibration control of bridge cables,. *Engineering Structures*,, 27(5), pp. 792-800.

Weber, F., Boston, C. & Feltrin, G., 2009. Controlled Viscous-Friction Damping of Stay Cables With MR Dampers,. *4th international Conference of Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, Volumen (shim-4), Zurich, Switzerland.

Wong, K. Y., Chan, K. W. Y. & Man, K. L., 2001. Monitoring of Wind Load Response for cable-Suported Bridges in Hong Kong. *Health Monitoring and Management of Civil Infrastructure Systems - SPIE*, Proceedings of SPIE(4337), pp. 292-303.

Wu, V., Tang, V. & Cheng, V., 2008. *Research of cable tension sensor with bypass excitation structure based on magneto-elastic effect in cable-stayed bridge*. s.l., 7th World Congress on. (IEEE, 2008)..

Xia, P.-Q. & Brownjohn, J. M. W., 2004. Bridge Structural condition assessment Using Systematically validated Finite-Element Model. *Journal of Bridge Engineering - ASCE*, 9(5), pp. 418-423.

Xinke, G. & Haimin, T., 2007. Active Vibration Control of a Cantilever Beam Using Bonded Piezoelectric Sensors and Actuators.. *Electronic Measurement and Instruments*,, Volumen ICEMI'07. 8th International Conference on. IEEE.

Xu, B., Wu, Z. & Yokoyama, K., 2003. Neural Networks for Decentralized Control of Cable-Stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 8(4), pp. 229-236.

Xue, S., Ko, J. & Xu, Y., 2000. Optimum parameters of tuned liquid column damper for suppressing pitching vibration of an undamped structure. *Journal of Sound and Vibration*,.

Xu, L. & Yu, Z., 1998. Vibration of Inclined sag cables with oil dampers in cable-Stayed Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 3(4), pp. 194-203.

Xu, Y. L., Xia, H. & Yan, Q. S., 2003. Dynamic Response of Suspension Bridge to high Wind and Running Train. *Journal of Bridge Engineering*, 8(1), pp. 46-55.

Xu, Y., Qu, W. & Chen, Z., 2001. Control of wind-excited truss tower using semiactive friction damper.. *Journal of structural engineering*, 127(8), pp. 861-868..

Xu, Y., Zhang, N. & Xia, H., 2004. Vibration of coupled train and cable-stayed bridge systems in cross winds.. *Engineering Structures*, Issue 26, pp. 1389-1406.

Yamaguchi, H. & Dung, N. N., 1992. Active wave control of sagged-cable vibration.. *Proceedings 1st International Conference on Motion and Vibration Control*..

Young, P., 2002. *Optimal IV identification and estimation of continuous-time TF models*.. Barcelona, Spain, 15th Triennial IFAC World Congress on Automatic Control,.

Young, P. & Jakeman, A., 1980. Refined instrumental methods of time-series analysis. Part III, extensions.. *International Journal of Control*, Volumen 31, pp. 741-764.

Zhang, N., Xia, V., Guo, W. W. & De Roeck, G., 2010. A vehicle–bridge linear interaction model and its validation.. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 10(2), pp. 335-361..

Zhang, Y., 2004. *Modeling and control of flexible cable transporter systems with arbitrary axial velocity*.. Diss. University of Delaware, , s.n.

Zhang, Y., Zhang, Z., Xu, X. & Hua, H., 2005. Modal parameter identification using response data only. *Journal of Sound and Vibration*, Issue 282, pp. 367-380.

Zhengsheng, L., Swanson, A., Helmicki, A. & Hunt, V., 2005. Modal Contribution Coefficients in Bridge Condition Evaluation. *Journal of bridge Engineering*, 10(2), pp. 169-178.

Zhu, L. D., Xu, Y. L., Zhang, F. & Xing, H. F., 2001. Buffeting of a long Suspension Bridge: Analysis and field measurement. *Health Monitoring and Management of Civil Infrastructure Systems - SPIE*, Issue 4337, pp. 323-334.