

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



“ESTUDIO ANALÍTICO PARA DETECTAR EL DAÑO ESTRUCTURAL
SÍSMICO DE UN MARCO DE CONCRETO REFORZADO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CON ACENTUACIÓN EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:
CÉSAR CASTILLO CASTILLO

DIRECTOR DE TESIS:
DR. JESÚS VALDÉS GONZÁLEZ

TOLUCA, ESTADO DE MÉXICO; JULIO DE 2017

RESUMEN

En este trabajo se presenta una metodología de evaluación del daño estructural sísmico, de un modelo analítico representativo de un marco de concreto reforzado. El modelo se calibró con los resultados de pruebas experimentales de un modelo de laboratorio, buscando que la respuesta (desplazamientos) y las propiedades dinámicas del modelo analítico fueran similares a los registros de las pruebas hechas al modelo de laboratorio.

Los desplazamientos del modelo se midieron en términos de la máxima distorsión de entrepiso y la propiedad dinámica que se buscó igualar a la del modelo experimental fue el periodo natural de vibración, asociado al primer modo de vibrar en la dirección de análisis. La calibración se realizó para las etapas de comportamiento elástico e inelástico del modelo.

Con base en la teoría de análisis y dinámica estructural se desarrollaron expresiones analíticas para calcular las rigideces de entrepiso. La base para el desarrollo de estas expresiones fue la ecuación de frecuencias (periodos) del sistema, bajo la consideración de que se estudia un modelo cuya rigidez a flexión en las vigas es finita. Las ecuaciones obtenidas para el cálculo de las rigideces de entrepiso son función de las masas y los periodos de vibrar del sistema.

Finalmente, se sometió el modelo a distintas intensidades de movimiento en su base asociadas a distintos niveles de daño (funciones armónicas), y para cada nivel de daño se obtuvieron los periodos del modelo, a partir de los cuales se obtuvieron sus rigideces de entrepiso bajo vibración ambiental. La vibración ambiental se modeló mediante segmentos de ruido blanco y los periodos se obtuvieron con base en las funciones de respuesta en frecuencia del sistema.

Con base en los periodos identificados en cada etapa de daño y utilizando las expresiones desarrolladas, se logró evaluar el deterioro de rigidez que había sufrido el modelo, respecto a su condición original. Esta pérdida de rigidez se relacionó con la distorsión de entrepiso del modelo, parámetro que fue asociado con un nivel de daño establecido por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés).

De esta forma, fue posible relacionar el cambio de periodo, la pérdida de rigidez y la distorsión de entrepiso del modelo, con su nivel de daño. Mediante un ajuste estadístico se obtuvieron curvas teóricas que relacionan dichas variables, las cuales pueden ser utilizadas en construcciones similares al modelo estudiado. De esta forma, se establece una metodología de detección de daño, con la cual es posible conocer la intensidad del mismo a partir de la identificación de sus periodos bajo vibración ambiental, lo cual puede ser utilizado para implementar acciones de mantenimiento oportuno.

ABSTRACT

In this work, a methodology for the assessment of seismic structural damage, of an analytical model representative of a reinforced concrete frame, is presented. The model was calibrated with the results of experimental tests of a laboratory model, looking for the response (displacements) and the dynamic properties of the analytical model were similar to the records of the tests done to the laboratory model.

The displacement response was measured in terms of the maximum interstory drift ratio and the dynamic property that resembled was the natural period associated with the first translational vibration mode in the analysis axis. The calibration was performed for the elastic and inelastic behavior stages of the model.

Based on the theory of analysis and structural dynamics, analytical expressions were developed to calculate the interstory stiffness of the model. The basis for the development of these expressions was the frequency equation (periods) of the system, considering that the beams model flexural stiffness is finite. The equations obtained for the calculation of the interstory stiffness are a function of the masses and vibration periods of the system.

Finally, the model was submitted to different intensities of movement in its base associated to different levels of damage (harmonic functions), and for each level of damage, the periods of the model were obtained, from which were obtained its interstory stiffness under environmental vibration. The ambient vibration was modeled by white noise segments and the periods were obtained based on the frequency response functions of the system.

Based on the periods identified in each damage stage and using the expressions developed, it was possible to evaluate the loss of stiffness of the model, in comparison with its original condition. This loss of stiffness was related to the interstory drift of the model, a parameter that was associated with a level of damage established by the Federal Emergency Management Agency (FEMA).

It was possible to relate the change of period, the loss of stiffness and the interstory drift of the model, with its damage level. Through a statistical adjustment were obtained theoretical curves that relate these variables, which can be used in constructions similar to the model studied. In this way, a methodology of damage detection is established, with which it is possible to know the damage intensity from periods identification under environmental vibration, which can be used to implement timely maintenance actions.

CONTENIDO

RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
INTRODUCCIÓN	1
Planteamiento del Problema	1
Justificación	1
Hipótesis	2
Objetivo General	2
Objetivos específicos	2
Metodología	2
Estructura del documento	3
CAPÍTULO 1: PROTOCOLO DE INVESTIGACIÓN	4
Contenido	5
1.1. Descripción del Proyecto	6
1.2. Justificación y Planteamiento del Problema	6
1.3. Objetivos	7
1.4. Metodología propuesta	7
1.5. Estado del arte	8
1.6. Plan de trabajo	11
1.7. Infraestructura requerida	12
1.8. Contribuciones esperadas	12
Referencias	13
CAPITULO 2: ARTÍCULO DE INVESTIGACIÓN	15
2.1. Introducción	17
2.2. Modelo analítico	18
2.3. Casos de estudio	24
2.4. Resultados	27
2.5. Conclusiones	32
Bibliografía	33
BIBLIOGRAFÍA	34

Introducción

Planteamiento del Problema

La filosofía actual del diseño sísmico de los edificios, acepta que sufran daño ante un sismo severo que pueda presentarse durante la vida útil de la estructura. Además, se debe tener en consideración que una construcción tendrá que soportar varios sismos de intensidad moderada a lo largo de su vida, lo cual, aunado a la incertidumbre en el proceso de diseño y construcción de la misma, hace probable que puedan presentar cierto daño en algún momento. Por ello, la estimación del daño estructural que sufre una construcción después de un sismo es muy importante para realizar actividades de mantenimiento oportuno y con ello evitar riesgos para los usuarios.

Hoy en día existen distintas metodologías para evaluar el daño en una estructura, estos métodos pueden ser clasificados en métodos convencionales y métodos dinámicos [3, 4]. Entre los métodos convencionales se encuentran los métodos de inspección visual, acústicos, radiográficos y de ultrasonido. Debido a que la implementación de los métodos convencionales es complicada, estos métodos son poco útiles en casos de emergencias. En el caso de la inspección visual, el cual es el método de mayor uso en la actualidad, se tiene el inconveniente de que debe realizarse por personal con un alto nivel de entrenamiento, cuyo juicio no es objetivo en muchas ocasiones. Otro inconveniente de los métodos convencionales, es que se requiere conocer de antemano la localización del daño, además de que es indispensable que el área de inspección esté libre de obstáculos. Por otra parte, los métodos dinámicos se basan en identificar el cambio de las propiedades dinámicas de las construcciones debido a la pérdida de rigidez que ocurre cuando se presenta daño estructural. En la actualidad, estos métodos resultan de fácil implementación debida a la disponibilidad de aparatos de registro (acelerómetros), de cuyas señales se pueden obtener las propiedades dinámicas de las estructuras. Muchas de las desventajas de los métodos convencionales se evitan con los dinámicos. Entre los métodos dinámicos con mayor desarrollo se encuentran los que se basan en las formas modales, las funciones de respuesta en frecuencia (FRF) y el amortiguamiento [1]. A pesar de que son métodos aún en vías de desarrollo, han demostrado que tienen la capacidad para detectar daño de manera rápida y confiable [2 - 4]. Entre algunas de las desventajas que se pueden encontrar en los métodos dinámicos, es que algunos sólo indican la presencia de daño pero no su magnitud, o bien, que la identificación de las propiedades dinámicas de las estructuras se realiza ante vibración forzada [3 - 6]. En forma ideal, la identificación de las propiedades dinámicas de las estructuras debe realizarse bajo vibración ambiental, ya que de esta forma no se requiere que la estructura esté instrumentada durante la ocurrencia del sismo. En este caso, se puede realizar la inspección posterior a la ocurrencia del sismo.

Justificación

La justificación de este trabajo tiene que ver con el desarrollo de un procedimiento de evaluación del daño sísmico en edificios, que sea práctico y confiable. En particular, el procedimiento que se propone es capaz de asociar el nivel de daño estructural establecido por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA [7] con distintos parámetros, tales como, el cambio del periodo de vibración, la pérdida de la rigidez de entrepiso y la distorsión de entrepiso. La metodología propuesta es práctica, ya que se fundamenta en la medición de la vibración de la estructura ante condiciones de vibración ambiental en pocos puntos de registro. La importancia de la metodología

desarrollada para evaluar el daño estructural, radica en que es posible monitorear la salud estructural de un edificio después de cada evento sísmico y con ello evitar posibles riesgos a los usuarios, o en su caso, interrupciones en el uso del edificio mediante la implementación de acciones de mantenimiento oportunas.

Hipótesis

Una disminución en la rigidez de entrepiso del modelo que se estudia menor a 20 % , se asocia a un nivel de daño identificado por FEMA [7] como ocupación inmediata.

Objetivo General

Evaluar el nivel de daño estructural de un modelo representativo de un marco tridimensional de concreto reforzado de dos niveles mediante la relación de parámetros tales como: el cambio de periodo de vibración, la pérdida de rigidez y la distorsión de entrepiso, con los distintos niveles de daño establecidos por FEMA [7].

Objetivos específicos

1. Recabar toda la información relacionada con las pruebas experimentales relacionadas a un modelo de concreto de dos niveles sometido a distintas intensidades de daño.
2. Elaborar un modelo analítico (elemento finito no lineal) representativo del modelo de laboratorio.
3. Calibrar el modelo analítico a partir de los resultados experimentales.
4. Analizar el modelo analítico ante distintos escenarios de daño sísmico posible.
5. Relacionar el nivel de daño del modelo estudiado con el cambio de su respuesta dinámica.
6. Emitir conclusiones del trabajo desarrollado y presentar algunas recomendaciones.

Metodología

1. Se recopilará, estudiará y clasificará la información relevante que tenga que ver con el tema de estudio (Estado del Arte). Para ello se consultarán fuentes tales como: el Journal of Structural Health Monitoring, el Journal of Structural Control and Health Monitoring y Health Monitoring Encyclopedia, entre otros.
2. Se recopilarán y organizarán los registros de aceleración a los que fue sometido un marco de concreto reforzado en laboratorio. De igual forma se recabarán los registros de respuesta dinámica del mismo modelo, para distintas intensidades de aceleración.
3. Se elaborará un modelo analítico en SAP2000, que sea representativo del modelo de laboratorio.
4. Se calibrará el modelo analítico de tal forma que se obtenga una representación adecuada del modelo real en su etapa de comportamiento lineal y no lineal.
5. Se analizará el modelo analítico ante distintos escenarios de daño sísmico.
6. Se buscará una relación entre el nivel de daño de la estructura con su respuesta dinámica.

Estructura del documento

La primera sección corresponde a la Introducción del tema en estudio. Esta sección se divide en los siguientes apartados: planteamiento del problema, justificación del trabajo, hipótesis, objetivo del trabajo y metodología. El primer Capítulo corresponde al protocolo de investigación aprobado. El segundo Capítulo lo integra el artículo de investigación y el acuse de envío del mismo para su posible publicación al journal Dyna. El artículo está compuesto por cinco secciones. La primera sección es la introducción, la cual consiste en el planteamiento del problema, justificación y estado del arte. La segunda parte del artículo hace referencia a las características del modelo analítico, las consideraciones hechas para su calibración y también se describe el desarrollo de dos expresiones analíticas, utilizadas para el cálculo de las rigideces de entrepiso del modelo en estudio. En la tercera sección se indican las características de las señales empleadas para dañar el modelo analítico. Asimismo, se describe la manera en que fue procesada la información para obtener las propiedades dinámicas. En la cuarta sección se presentan los resultados obtenidos de la metodología para detección de daño desarrollada. Finalmente, en la quinta parte se presentan las conclusiones derivadas del trabajo de investigación.

Se advierte que se encontrarán diferencias entre el protocolo de investigación y el artículo enviado, esto se justifica de la siguiente forma:

Inicialmente en el trabajo de investigación se planteaba el entrenamiento de una Red Neuronal Artificial (RNA) para estimar el valor de las rigideces de entrepiso, sin embargo, conforme se avanzó en el trabajo de investigación, se desarrollaron expresiones analíticas para el cálculo de las rigideces a partir de los periodos del modelo identificados. Por ello, ya no se requirió del empleo de una red neuronal para obtener dichas rigideces. Además, la forma de obtener las rigideces de entrepiso, únicamente es una herramienta para alcanzar el objetivo principal, que es, la detección del daño estructural sísmico, lo cual no difiere entre el protocolo y el artículo.

CAPÍTULO 1

PROTOCOLO DE INVESTIGACIÓN



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO

MAESTRÍA EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROTOCOLO DE INVESTIGACIÓN

Coordinación de la Maestría y Doctorado en Ciencias de la Ingeniería

25 de agosto de 2015

Nombre del alumno: César Castillo Castillo

Director de tesis: Dr. Jesús Valdés González

Título de la tesis: *“Evaluación del daño estructural sísmico de un marco de concreto reforzado con base en un modelo de redes neuronales”*

Área principal: Ingeniería Civil con línea de acentuación en Estructuras.

Contenido

1. Descripción del Proyecto	3
2. Justificación y Planteamiento del Problema	3
3. Objetivos	4
4. Metodología propuesta	4
5. Estado del arte	5
6. Plan de trabajo	8
7. Infraestructura requerida	9
8. Contribuciones esperadas	9

1.1. Descripción del Proyecto

Se construirá un modelo analítico con el cual se simularán distintas etapas de daño estructural, para cada una de las cuales se obtendrán las propiedades dinámicas del modelo. A partir de estos resultados se entrenará una red neuronal que sea capaz de predecir el nivel de daño de la estructura.

El modelo corresponderá a un marco tridimensional de concreto reforzado de dos niveles y representará un modelo de laboratorio ya ensayado. El entrenamiento de la red se realizará a partir de los resultados del modelo analítico, el cual será calibrado con los datos experimentales disponibles, de esta forma; se espera que la red neuronal sea capaz de predecir incluso aquellos resultados observados experimentalmente

1.2. Justificación y Planteamiento del Problema

Las construcciones localizadas en zonas sísmicas están expuestas a temblores que pueden afectar su integridad estructural en diferentes niveles. Para dichas obras de ingeniería, es importante encontrar técnicas y métodos para obtener estimaciones confiables del posible daño causado por un temblor de gran magnitud. Después de un evento sísmico es importante evaluar de inmediato el daño estructural de las construcciones para tomar decisiones oportunas. Una primera inspección que sea rápida y confiable es esencial para evitar el riesgo de dichas edificaciones.

En la actualidad existen varios métodos no destructivos para evaluar el daño estructural. Dichos métodos pueden ser clasificados en dos grupos: los métodos convencionales y los métodos dinámicos. Entre los métodos convencionales se encuentran los métodos de inspección visual, acústicos, radiográficos y de ultrasonido entre otros. La principal desventaja de los métodos convencionales es que su aplicación no es práctica ya que para su implementación se requiere del conocimiento previo de la localización del daño y de libre acceso a la zona de inspección, lo cual no siempre es posible. Cabe mencionar que la aplicación de los métodos convencionales resulta tardada y subjetiva ya que depende la preparación y experiencia del inspector.

Aunado a lo anterior el personal calificado para realizar algún tipo de inspección convencional, es reducido para la gran cantidad de edificios que requieren una evaluación después de un sismo de gran magnitud. Lo anterior muestra la necesidad de reemplazar la inspección convencional por un método de monitoreo de daño estructural que sea más simple, rápido, automático y confiable.

Una alternativa que se aprecia factible para realizar la inspección estructural de manera rápida, confiable y eficiente son los métodos dinámicos, los cuales se basan en la medición de la respuesta dinámica de las estructuras.

El tema que se pretende desarrollar en esta tesis, se refiere precisamente a los métodos dinámicos de detección de daño.

1.3. Objetivos

Objetivo general

Evaluar el nivel de daño estructural de un modelo experimental por medio de una red neuronal entrenada a partir de los resultados del modelo analítico correspondiente.

Para lograr este objetivo se deberán cumplir, entre otras, con las tareas siguientes:

1. Recopilación de la información más relevante referente al tema (Estado del Arte).
2. Recabar la información relacionada con las pruebas experimentales relacionadas a un modelo de concreto de dos niveles sometido a distintas intensidades de daño.
3. Elaboración de un modelo analítico representativo del modelo de laboratorio.
4. Calibración del modelo analítico a partir de los resultados experimentales.
5. Analizar el modelo analítico ante distintos escenarios de daño sísmico posible.
6. Desarrollo, propuesta y evaluación de un índice de daño que relacione el nivel de daño de la estructura con el cambio de su respuesta dinámica.
7. Entrenamiento de una red neuronal con base en el modelo analítico a partir del índice de daño propuesto.
8. Evaluación del desempeño de la red neuronal ante escenarios simulados y experimentales.

1.4. Metodología propuesta

- Se recopilará, estudiará y clasificará en orden de importancia la información de mayor relevancia que tenga que ver con el tema de estudio (Estado del Arte). Para ello se hará uso del Journal of Structural Health Monitoring, Journal of Structural Control and Health Monitoring y Health Monitoring Encyclopedia.
- Se recopilarán y organizarán los registros de aceleración a los que fue sometido un marco de concreto reforzado en laboratorio. De igual forma, se recabarán los registros de respuesta dinámica del mismo modelo, para distintas intensidades de aceleración.
- Se elaborará un modelo analítico en SAP2000, que sea representativo del modelo de laboratorio.
- Utilizando los registros de aceleración ya obtenidos y clasificados, se calibrará el modelo analítico de tal forma que se obtenga una representación adecuada del modelo real en su etapa de comportamiento lineal y no lineal.
- Se analizará el modelo analítico ante distintos escenarios de daño sísmico.
- Se desarrollará un índice de daño que relacione el nivel de daño de la estructura con su respuesta dinámica.

- Se entrenará una red neuronal artificial que utilice el índice de daño propuesto y que sea capaz de predecir el daño en el modelo analítico.
- El desempeño de la red neuronal será evaluado ante escenarios generados por el modelo analítico y los registros ya existentes del modelo real.
- Se emitirán las conclusiones y recomendaciones para la correcta implementación del método propuesto.

1.5. Estado del arte

La estimación del daño que una estructura sufre al ser sometida a una carga que excede su resistencia como puede ser un temblor de gran intensidad, ha sido un tema de interés en la ingeniería estructural. Antes de que se estableciera el marco teórico para estudiar los efectos de los temblores sobre las estructuras, la capacidad destructiva de los mismos se estimaba observando el daño que causaban. Actualmente se han desarrollado procedimientos basados en resultados cuantitativos. Existen varios métodos no destructivos para evaluar el daño estructural. Dichos métodos pueden ser clasificados en dos grupos: convencionales y dinámicos. Algunos de los llamados métodos convencionales pueden ser visuales, emisión acústica, radiográficos y de ultrasonido entre otros [1]. La principal desventaja de los métodos convencionales es que no son de aplicación práctica, ya que requieren del conocimiento previo de la localización exacta del elemento dañado. También se requiere del libre acceso al elemento a inspeccionar, lo cual no suele ser fácil de conseguir en la mayoría de los casos. Aunado a lo anterior, también se requiere de personal altamente calificado para realizar las inspecciones. En contraste, los métodos dinámicos se basan en la medición de vibraciones de la estructura a evaluar y se basan en la hipótesis de que cualquier daño estructural representa una degradación en la rigidez de la estructura, lo cual modifica sus características dinámicas [1].

Con relación a lo antes descrito, se tiene por ejemplo que Valdés et al. [1] realizaron un estudio experimental mediante un marco de concreto reforzado de dos niveles, el cual fue dañado de manera progresiva hasta alcanzar daño estructural significativo. El marco de concreto reforzado fue sujeto a cargas dinámicas que fueron en aumento, algo típico de la intensidad ascendente que se presenta en terremotos. La estructura fue colocada en un péndulo y sometida a una aceleración armónica de frecuencia controlada por un excitador de masas. Para cada nivel de daño, se hicieron pruebas de vibración ambiental y forzada con base en las cuales se obtuvieron las propiedades dinámicas del modelo. De esta forma, fue posible relacionar el nivel de daño estructural con el cambio en las propiedades dinámicas del marco. Esta relación se estableció en términos de la correlación estadística entre un par de funciones de respuesta en frecuencia, obtenidas para las condiciones relacionadas con el estado sano de la estructura y las subsecuentes condiciones de deterioro o daño estructural.

Por otro lado, Bandara et al. [2] utilizaron una red neuronal artificial para detectar el daño estructural de un marco de aluminio de tres niveles utilizando funciones de respuesta en frecuencia. Con base en esta red fue posible detectar el daño del marco bajo un comportamiento no lineal. En

primer lugar se obtuvieron las Funciones de Respuesta en Frecuencia para la estructura sin deterioro, y después se realizó lo mismo para la estructura con daño. El deterioro fue inducido con el aumento de masas en los entrepisos y con golpeteo en la estructura para simular grietas que se abren y cierran (daño no lineal). Una vez obtenidas las FRFs, se redujeron en dimensión y a partir de las funciones de transferencia reducidas, se obtuvieron distintos índices de daño obtenidos al comparar entre el caso con presencia de deterioro contra las características del modelo sin daño. La red neuronal empleada fue entrenada con dichos índices de daño, de tal forma que posteriormente fuera capaz de reconocer por sí misma la existencia de daño no lineal. Los resultados mostraron que los niveles de daño no lineal pueden ser identificados por la red neuronal entrenada. Más aún, se identificó que la red neuronal entrenada con la suma de funciones de respuesta en frecuencia aporta mayor precisión en detección de daño en comparación con el entrenamiento de la red hecho con funciones de respuesta en frecuencia individuales.

Por otra parte, Frizzarin et al. [3] desarrollaron un método de detección de daño para estructuras de concreto, a partir del estudio de un modelo representativo de un puente. Dicho método se basó en el análisis de la no linealidad del amortiguamiento medido a partir de la respuesta estructural del modelo ante vibración forzada y ambiental. La principal ventaja del método propuesto es que no se requiere la comparación entre un estado con daño de la estructura y su estado sano, sino que es suficiente con analizar el estado actual de la estructura.

La eficacia del método propuesto fue demostrada en un puente de concreto de gran escala sujeto a diferentes niveles de daño sísmico mediante una mesa vibradora. Aplicando la técnica de decremento aleatorio de señales fue posible identificar el comportamiento no lineal del amortiguamiento de la estructura para cada prueba. El método propuesto logró identificar exitosamente la no linealidad en el amortiguamiento de la estructura a partir de la respuesta del puente ante vibración ambiental. El nivel de la no linealidad en el amortiguamiento aumentó en la medida en que el daño por sismo fue más severo. En este trabajo también se compararon los resultados obtenidos, en relación a los que se obtienen con métodos basados en la rigidez. Se observó que existe una fuerte correlación entre el aumento de la no linealidad del amortiguamiento y la disminución en la rigidez de la estructura asociada con el aumento en la severidad del daño.

Al igual que en los trabajos anteriores, González et al. [4] utilizaron redes neuronales artificiales (ANNs) para detectar el daño estructural a flexión en las vigas del modelo de un puente vehicular. A partir de dicho modelo se generaron 12,800 escenarios de daño, en los cuales la rigidez a flexión de los elementos fue modificada para simular el daño. Dichas rigideces fueron utilizadas como datos de entrada para la red, mientras que las diferencias de la energía de deformación modal fueron utilizadas como datos de salida. Para verificar la capacidad de generalización de la red neuronal ante presencia de ruido blanco en las mediciones, se analizaron cuatro niveles de ruido (2.5, 5.0, 7.5, y 10.0 por ciento). De lo anterior se observó que la red entrenada es capaz de predecir con un nivel aceptable de precisión la localización y severidad del daño en el puente estudiado.

Adicionalmente, Xu et al [5] propusieron una identificación de parámetros estructurales y un enfoque de detección de daño que utiliza series de medición de desplazamientos en el tiempo. Dicho estudio experimental se basa en el análisis de un marco estructural sin daño en relación a la condición con daño de dicho modelo. El deterioro a la estructura se genera a partir del daño en sus conexiones el cual se induce mediante la pérdida de los pernos que conectan vigas y columnas. El desplazamiento dinámico de la estructura fue medido mediante sensores láser. El método utiliza dos redes neuronales, la primera es llamada emulador de desplazamiento (DNNE) y se encarga de

obtener los desplazamientos del modelo analítico de la estructura real (modelo de referencia), los datos de entrada son los primeros dos desplazamientos de la estructura obtenidos a partir de un método numérico de integración y la aceleración a la cual será sometida la estructura. El dato de salida de la red es el desplazamiento que le sigue a los dos desplazamientos de entrada y de esta manera la red va calculando la respuesta de desplazamiento dinámico paso a paso para un periodo de tiempo dado.

La segunda red utilizada es llamada evaluación paramétrica (PENN) la cual utiliza un índice de identificación llamado (RMSPDDV) raíz cuadrada del cuadrado del promedio del vector de diferencia entre la predicción de desplazamiento calculado en el modelo de referencia y el desplazamiento obtenido de un modelo asociado al de referencia (con daño). El método en términos generales trabaja de la manera siguiente: En primer lugar la estructura de referencia es modelada y la DNNE es entrenada con la respuesta de desplazamientos en el tiempo obtenidos a partir de una aceleración dada, lo anterior es obtenido a partir de simulación. El segundo paso consiste en proponer un número determinado de estructuras asociadas a la de referencia (casos de daño) y también es calculado su desplazamiento dinámico mediante métodos analíticos. Estos desplazamientos son utilizados como datos de entrada para la red DNNE, y los datos de salida son comparados con los datos simulados y los correspondientes RMSPDDV son obtenidos. Después la red PENN es entrenada con los RMSPDDV asociados a cada estructura asociada así como también con sus respectivos parámetros estructurales. Finalmente, la identificación de daño se puede predecir al introducir el valor de RMSPDDV, se obtendrán como datos de salida los parámetros estructurales (entre ellos rigidez). Los resultados obtenidos al implementar la metodología son comparados con aquellos métodos basados en frecuencias de vibración, y se observa que la metodología propuesta puede identificar la variación de la rigidez de entrepiso debida al daño de sus conexiones con exactitud aceptable utilizando únicamente las frecuencias extraídas de las pruebas dinámicas.

Por otro lado Ulrike et al. [6] desarrollaron un método de detección de daño basado en la reconstrucción de una FRF obtenida de un análisis modal operacional (OMA). Una vez obtenida la función de transferencia se comprime utilizando PCA y después se utiliza como índice de daño para que con ayuda de una red neuronal se determine la existencia del mismo. El método propuesto fue probado en un marco de acero de dos niveles. Las vigas del marco fueron diseñadas para poder intercambiar sus conexiones de fijas a que permitan rotación en un solo sentido. El método comienza aplicando una técnica de procesamiento de señales llamada *cepstrum* a un análisis modal experimental (OMA) para así determinar la función de respuesta de frecuencia de la estructura a partir de su respuesta únicamente. Un análisis de Componentes principales es aplicado a la FRF para reducir la dimensión de los datos y entonces el daño estructural es detectado utilizando un ensamble en dos etapas de redes neuronales. El presente método es verificado de manera experimental utilizando un modelo de laboratorio y también numéricamente representando el marco de acero con un modelo de elemento finito. Ambos casos fueron estudiados bajo una sola excitación de entrada. El marco del laboratorio fue probado sobre una mesa vibratoria generando vibración ambiental con distribución Gaussiana. Por otra parte en el modelo numérico, la misma excitación fue aplicada en el modelo de EF, pero las respuestas obtenidas fueron contaminadas con diferentes niveles de ruido blanco Gaussiano para replicar de mejor manera las condiciones de la vida real. El daño es simulado tanto en el modelo experimental como en el numérico, cambiando las condiciones de las conexiones de fijas en articuladas. En total, se investigaron cuatro cambios de conexión. Los resultados de la investigación muestran que el método propuesto es efectivo identificando daño en las conexiones de la estructura a partir de tener únicamente su respuesta ante excitación y con una

sola excitación de entrada. Debido a que esta técnica no requiere un conocimiento preciso de la excitación de entrada, tiene el potencial para ser utilizada en un caso más general en el cual se tengan múltiples señales de entrada.

1.6. Plan de trabajo

Se explican brevemente los puntos que se tratan en este plan de trabajo de la Figura 1.1

Actividad	2014					2015												2016						
	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J
Estado del Arte	■	■	■	■	■																			
Recopilación de información				■	■																			
Elaboración de modelo analítico						■	■																	
Calibración del modelo analítico								■	■	■	■	■	■	■										
Análisis ante distintos escenarios de daño														■										
Desarrollo de índice de daño														■	■									
Entrenamiento de red neuronal																■	■	■	■	■	■			
Evaluación de la red neuronal																							■	
Conclusiones y recomendaciones																								■

Figura 1.1. Diagrama de Gantt del plan de trabajo de este proyecto.

Los puntos principales son los siguientes:

- Revisión del estado del arte. Esto se llevará a cabo en forma exclusiva, en los primeros seis meses. Pero continuará durante la duración total del proyecto.
- Recopilación de información. Esta actividad se tiene contemplado que se realice en tres meses, paralelamente a la actividad anterior.
- Elaboración de modelo analítico. Esta actividad será realizada en dos meses.
- Calibración del modelo analítico. Esta tarea será realizada en seis meses.
- Análisis ante distintos escenarios de daño. La ejecución de este trabajo se realizará en un mes.
- Desarrollo de índice de daño. Para esta parte del trabajo se tiene contemplada una duración de dos meses.
- Entrenamiento de la red neuronal. Esta actividad será llevada a cabo en un lapso de cinco meses.
- Evaluación de la red neuronal. Esta actividad será realizada en un mes.
- Conclusiones y recomendaciones. Se dedicarán los últimos dos meses del programa para la ejecución de esta actividad.

Aunado a lo anterior en cada semestre se haría lo siguiente:

Ago.-Dic., 2014 “Dinámica Estructural”, con el Dr. Jesús Valdés González. “Fundamentos del Método del Elemento Finito” con el Dr. Jaime de la Colina Martínez. “Investigación I”, con el Dr. Jesús Valdés González. “Metodología de la Investigación”, con el Dr. Marco Ramos Corchado. “Resistencia de Materiales Avanzada”, con la M. en I Diana Aurora Guzmán Coria.

Feb.-Jun., 2015 “Investigación II”, con el Dr. Jesús Valdés González. “Ingeniería Sísmica”, con el Dr. Jesús Valdés González, “Concreto Reforzado I”, con el Dr. David Delgado. “Seminario de Investigación II”, con la Dra. Rosa María Valdovinos Rosas. “Análisis Modal”, con el Dr. Jaime De la Colina Martínez.

Ago.-Dic., 2015 “Investigación III”, con el Dr. Jesús Valdés González. “Tema Selecto II”, con el Dr. Jaime De la Colina Martínez. “Seminario de Investigación”, con la Dra. Vianneny Muñoz Jiménez.

Ene.-Ago., 2016 “Investigación IV”, con el Dr. Jesús Valdés González. “Seminario de Investigación III”, con la Dra. Rosa María Valdovinos Rosas, Examen de Maestría.

1.7. Infraestructura requerida

Para poder llevar a cabo este trabajo de investigación se requiere de la infraestructura siguiente:

Son necesarios, los resultados obtenidos por un trabajo previo, de un marco de concreto reforzado realizado en el laboratorio de estructuras de la Facultad de Ingeniería por el Dr. Jesús Valdés González.

1.8. Contribuciones esperadas

Las contribuciones originales que se espera se deriven de este trabajo de investigación son las siguientes:

- Método de evaluación de daño estructural sísmico de un marco de concreto reforzado.
- Artículos, publicaciones, congresos.
- Tesis.

Referencias

- [1] Valdés J, De-La-Colina J. Experiments for seismic damage detection of a RC frame using ambient and forced vibration records. *Journal of Structural Control and Health Monitoring* 2014; DOI:10.1002/stc.
- [2] Bandara R, Chan T, Thambiratnam D. Structural damage detection method using frequency response functions. *Journal of Structural Health Monitoring* 2014; 13(4) 418-429
- [3] Frizzarin M, Feng M, Soyoz S, Modena C. : Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data. *Journal of Structural Control and Health Monitoring* 2010; 17:368-385
- [4] González C, Valdés J. Identification of structural damage in a vehicular bridge using artificial neural networks. *Journal of Structural Health Monitoring* 2014; 10(1): 33-16
- [5] Xu B, Song G, Masri S. Damage detection for a frame structure model using vibration displacement measurement. *Journal of Structural Health Monitoring* 2012; 11: 281

Fecha de inicio

Agosto de 2014

Fecha de terminación

Agosto de 2016

Firma del alumno: _____

César Castillo Castillo

Director (es) del tema de tesis

Dr. "Jesús Valdés González" _____

Dr. "Jaime De la Colina Martínez" _____

Dr. "Carlos González Pérez" _____

Dr. "David Joaquín Delgado
Hernández" _____

CAPÍTULO 2

ARTÍCULO DE INVESTIGACIÓN

2/7/2017

Envío de artículos - REVISTA DE INGENIERIA DYNA

Título:*

Estudio analítico para detectar el daño estructural sísmico

Disciplina /

Subdisciplina:

Ingeniería Civil/Estructuras

Palabras Clave:*

detección de daño, daño sísmico, estructura de concreto,

Adjuntar Artículo:*

Seleccionar archivo Ningún archivo seleccionado

Resumen:*

En este trabajo se desarrolla una metodología de evaluación del daño estructural sísmico, de un modelo analítico representativo de un marco de concreto reforzado. El modelo se calibró con los

He leído y acepto las condiciones de Envío de Artículos *

La solicitud N°0118/2017 ha sido enviada correctamente.

Estudio analítico para detectar el daño estructural sísmico de un marco de concreto reforzado

César Castillo Castillo, Jesús Valdés González

Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, Cerro de Coatepec S/N, Ciudad Universitaria, Toluca, México CP 50100

Correo-e: cecastillocastillo@gmail.com, jvaldes@uaemex.mx

Resumen. *En este trabajo se desarrolla una metodología de evaluación del daño estructural sísmico, de un modelo analítico representativo de un marco de concreto reforzado. El modelo se calibró con los resultados de pruebas experimentales de un modelo de laboratorio. Se desarrollan expresiones analíticas para calcular las rigideces de entrepiso. Dichas ecuaciones son función de las masas y los periodos de vibrar del sistema. El modelo fue sometido a distintas intensidades de movimiento en su base asociadas a distintos niveles de daño. Para cada nivel de daño se obtuvieron los periodos del modelo y sus rigideces de entrepiso bajo vibración ambiental. La vibración ambiental se modeló mediante segmentos de ruido blanco y los periodos se obtuvieron con base en las funciones de respuesta en frecuencia del sistema (FRF). Con base en los periodos identificados en cada etapa de daño y utilizando las expresiones desarrolladas se pudo evaluar el deterioro de rigidez que había sufrido el modelo, respecto a su condición original. Esta pérdida de rigidez se relacionó con la distorsión de entrepiso del modelo, la cual se asoció con los niveles de daño establecidos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Con base en esto fue posible conocer que una pérdida en la rigidez de entrepiso inferior al 8 % ubica al modelo estudiado en un nivel de daño identificado como ocupación inmediata. Esta metodología para detección del daño estructural puede ser utilizada para implementar acciones de mantenimiento oportuno.*

Abstract. *In this work, a methodology for the assessment of seismic structural damage, of an analytical model representative of a reinforced concrete frame, is presented. The model was calibrated with the results of experimental tests of a laboratory model. Analytical expressions were developed to calculate the interstory stiffness of the model. The equations obtained are a function of the masses and vibration periods of the system. The model was submitted to different intensities of movement in its base associated to different levels of damage. For each level of damage, the periods of the model and its interstory stiffness were obtained under environmental vibration. The ambient vibration was modeled by white noise segments and the periods were obtained based on the frequency response functions of the system (FRF). Based on the periods identified in each damage stage and using the expressions developed, it was possible to evaluate the stiffness loss of the model, in comparison with its original condition. This stiffness loss was related to the interstory drift of the model, a parameter that was associated with a level of damage established by the Federal Emergency Management Agency (FEMA). Based on this it was possible to know that a stiffness loss of less than 8% locate the model in a level of damage identified as immediate occupancy. This methodology for detecting structural damage can be used to implement timely maintenance actions.*

Palabras clave: *detección de daño, daño sísmico, estructura de concreto, modelo calibrado, pruebas de vibración ambiental, funciones de respuesta en frecuencia.*

Key words: *damage detection, seismic damage, concrete buildings, calibrated model, ambient vibration tests, frequency response functions.*

2.1 Introducción

Las construcciones están expuestas a temblores que pueden afectar su integridad estructural en diferentes niveles. Por esta razón, es importante encontrar métodos para obtener estimaciones confiables del daño sísmico que puedan sufrir las estructuras a lo largo de su vida. Después de un evento sísmico es importante evaluar de manera rápida y confiable el daño estructural en las construcciones para tomar decisiones oportunas.

En la actualidad existen distintos métodos no destructivos para evaluar el daño estructural. Dichos métodos se clasifican en métodos convencionales y dinámicos. Algunos métodos convencionales se basan en inspección visual, acústica, mediante radiografías o ultrasonido. Una de las desventajas de estos métodos radica en que la evaluación del daño es local, y en algunas ocasiones es necesario restringir el funcionamiento de la edificación para realizar la evaluación.

Por otro lado, los métodos dinámicos establecen como premisa que el daño de una estructura se asocia a la pérdida de rigidez, lo cual ocasiona cambios en sus parámetros dinámicos, mismos que determinan la respuesta dinámica de la estructura ante vibración ambiental o forzada. Su principal ventaja radica en que se obtiene información de daño global de una estructura, sin que se requieran tareas complicadas en su implementación. Su desventaja es que son métodos en vías de desarrollo.

Entre los métodos dinámicos existentes, se encuentran los que se basan en las formas modales, el amortiguamiento y las Funciones de Respuesta en Frecuencia (FRF) [1]. Las FRFs permiten obtener las características dinámicas de las estructuras (periodos, amortiguamientos y formas modales) de manera simple y confiable. Se ha demostrado en varios estudios que las FRFs son una herramienta confiable para detectar daño estructural [2], [3], [4]. Tal es el caso de Valdés et al [2] quienes estudiaron en laboratorio un marco de concreto reforzado tridimensional de dos niveles, el cual fue dañado progresivamente. El modelo se sometió a movimientos armónicos en su base que le generaron distintas etapas de daño. Para cada etapa de daño se calcularon las propiedades dinámicas del marco a partir de vibración forzada y ambiental. En ese trabajo fue posible caracterizar la ocurrencia de daño en el marco en términos de la correlación estadística entre pares de FRFs obtenidas para condiciones sin daño y con daño.

Bandara et al [3] desarrollaron un método para detección de daño basado en FRFs con las cuales entrenaron una Red Neuronal Artificial (RNA). El método logró detectar el daño para cierto nivel de excitación. Ensayaron un modelo de aluminio de pequeña escala representativo de un marco de tres niveles. En dicho trabajo se propuso un índice de daño derivado del cociente de las FRFs reducidas para cierta etapa de daño divididas entre FRFs promedio del modelo sin daño. Estos índices de daño alimentan la red neuronal, la cual determina si la estructura está dañada, y el nivel de daño. El método se probó experimentalmente, simulando el daño del modelo mediante un mecanismo de choque que representa agrietamiento. Los resultados muestran que es posible la identificación del nivel de daño utilizando la RNA entrenada.

Dackermann et al [4] desarrollaron una técnica basada en una RNA para detección de daño en un marco tridimensional de aluminio de pequeña escala a partir de su respuesta ante vibración ambiental. El método comienza aplicando una técnica de procesamiento de señales llamada análisis *cepstral*. Este análisis separa la señal de salida medida en el modelo en dos partes; efectos de la señal de entrada y efectos propios del medio de transmisión. Con esto se calcula la FRF a partir de la respuesta estructural ante vibración ambiental, sin tener información de la excitación de entrada. Se aplica un análisis de componentes principales a las FRFs obtenidas para reducir su tamaño, y el

daño estructural se detecta utilizando el ensamble de dos RNAs. En este caso, el daño es simulado cambiando las condiciones de los nodos de la estructura, de fijos a articulados.

González et al [5] desarrollaron un modelo de elemento finito de un puente vehicular. A las trabes se les redujo rigidez a flexión disminuyendo su momento de inercia para simular daño. La rigidez a flexión fue el dato de salida de una RNA y la diferencia de la energía de deformación modal se utilizó como dato de entrada para alimentar la RNA. Se observó que la RNA entrenada fue capaz de predecir la localización y severidad del daño en el modelo del puente estudiado.

Por otro lado Frizzarin et al [6] realizaron un estudio no paramétrico, en el dominio del tiempo para detección de daño en un puente a escala, de concreto reforzado. El método estudia el comportamiento no lineal del amortiguamiento obtenido de la respuesta de vibración como índice de daño. El puente fue sometido a vibración forzada utilizando una mesa vibratoria. Aplicando una técnica llamada firma de decremento aleatorio (*random decrement signature*), el método identificó amortiguamiento no lineal a partir de la respuesta ante vibración ambiental en el puente, asociado al daño sísmico. El amortiguamiento no lineal era más notorio conforme el daño ocasionado por sismo aumentaba.

El trabajo que se presenta en este artículo, estudia el comportamiento dinámico de un modelo analítico representativo de un marco tridimensional de concreto reforzado. El modelo fue calibrado con base en resultados de pruebas experimentales [2] y sometido a distintas etapas de daño ocasionadas por diferentes niveles de excitación en su base. A partir de los periodos de vibración del modelo, identificados en las distintas etapas de daño, se pudo estimar su deterioro de rigidez. Los cambios en el periodo y rigidez se relacionaron con las distorsiones de entrepiso del modelo y con los niveles de daño establecidos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) [7]. Los periodos se identificaron por medio de las FRFs, las cuales se obtuvieron para la condición de vibración ambiental representada por segmentos de ruido blanco. El principal impacto del trabajo es la formulación de una metodología para la detección del daño sísmico de edificios con características similares a las del modelo estudiado, que establece en forma clara el nivel de daño de acuerdo a la clasificación de FEMA.

2.2 Modelo analítico

El modelo analítico que se estudia representa a un marco de concreto reforzado (hormigón armado) tridimensional de dos niveles, formado por vigas, columnas y contratrabes. Las características del modelo analítico corresponden a las del modelo de laboratorio ensayado por Valdés et al [2] (Figura 1). La Figura 2 muestra las dimensiones de la estructura ensayada y la Figura 3 las secciones de sus elementos estructurales.



Figura 1. Modelo experimental del marco de CR [2].

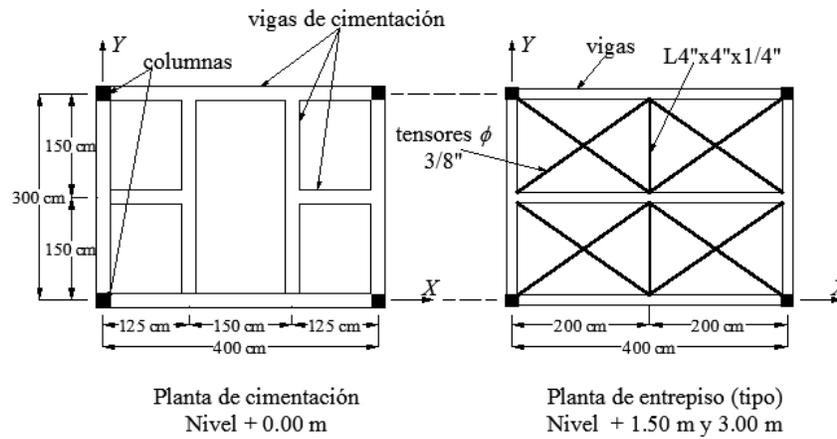


Figura 2. Dimensiones en planta del marco de concreto [2].

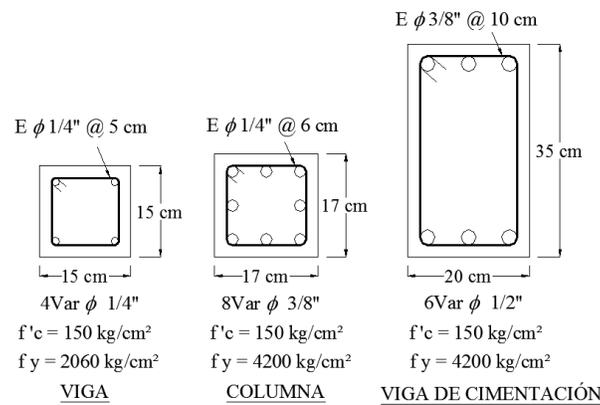


Figura 3. Refuerzo de vigas, columnas y vigas de cimentación [2].

El modelo analítico de elemento finito fue generado en SAP2000 [8]. La excitación correspondió al movimiento de la base en el sentido longitudinal (L). En la Figura 4 se muestra una imagen del modelo ensayado.

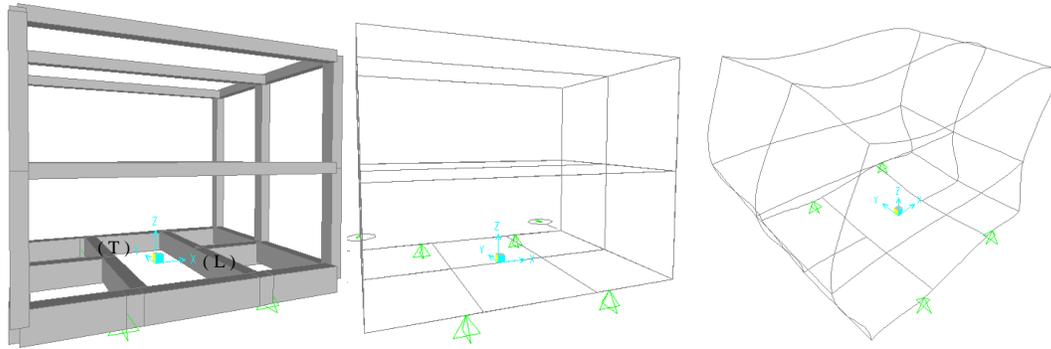


Figura 4. Modelo analítico representativo del modelo probado en laboratorio [8].

El modelo se calibró a partir de su respuesta ante excitaciones de tipo armónico en la base similares a las utilizadas en las pruebas experimentales. La amplitud y frecuencia de los armónicos utilizados para la calibración, se modificó hasta encontrar las señales aplicadas en la base que propiciarán la mayor semejanza posible de la respuesta del modelo matemático, con la respuesta del modelo de laboratorio.

Los parámetros más relevantes del modelo analítico que se variaron en la calibración fueron la masa de la estructura, el módulo de elasticidad del concreto y el amortiguamiento. Los valores óptimos de estos tres parámetros fueron obtenidos después de realizar varias pruebas de calibración, procurando en primer lugar, calibrar el modelo para la etapa de comportamiento elástico y una vez conseguido ello, realizar pruebas para la calibración en etapa inelástica. La masa fue estimada con el peso volumétrico de los elementos estructurales (2200 kg/m^3) y su geometría. El módulo de elasticidad (E) del concreto utilizado fue de $97,979 \text{ kg/cm}^2$, y se obtuvo de acuerdo al reglamento del Distrito Federal (NTC-DCEC del RCDF, 2004) [9]. El valor de E corresponde al de un concreto de resistencia a compresión simple $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ [2]. Para el amortiguamiento se utilizó la matriz de amortiguamiento tipo Rayleigh [10], cuyos coeficientes de proporcionalidad de masa y rigidez son $\alpha = 0.4786$ y $\beta = 4.75\text{E-}04$ respectivamente. Una vez encontrados los valores óptimos de masa, módulo de elasticidad y amortiguamiento, estos valores se mantuvieron fijos para cada etapa de daño. El daño estructural fue modelado mediante articulaciones plásticas localizadas en las 6 vigas longitudinales. En las articulaciones plásticas fue utilizado el diagrama momento rotación de la sección correspondiente. La localización óptima de las articulaciones plásticas se encontró a 10 % y 90 % de su longitud total. La no linealidad del material ocurre a flexión y el modelo histerético que arrojó mejores resultados fue el de pivote [11] y [12]. No se asignaron articulaciones plásticas en las columnas ya que en las pruebas de laboratorio estos elementos no presentaron daño [2]. Las señales de excitación aplicadas en la base del modelo fueron unidas para que el modelo tomara en cuenta la pérdida de rigidez acumulada por cada señal. Un aspecto que influyó notablemente en la calibración fue la cimentación, ya que inicialmente el modelo se modeló empotrado en su base, sin embargo al cambiar las condiciones de apoyo a articuladas, mejoraron los resultados. Los parámetros utilizados en la calibración que se buscaron igualar entre el modelo analítico y el experimental fueron: la respuesta del modelo en desplazamiento (distorsión máxima de entrepiso; ver Figura 5) y los periodos asociados al primer modo de vibrar (Tabla 1) para cada etapa de daño.

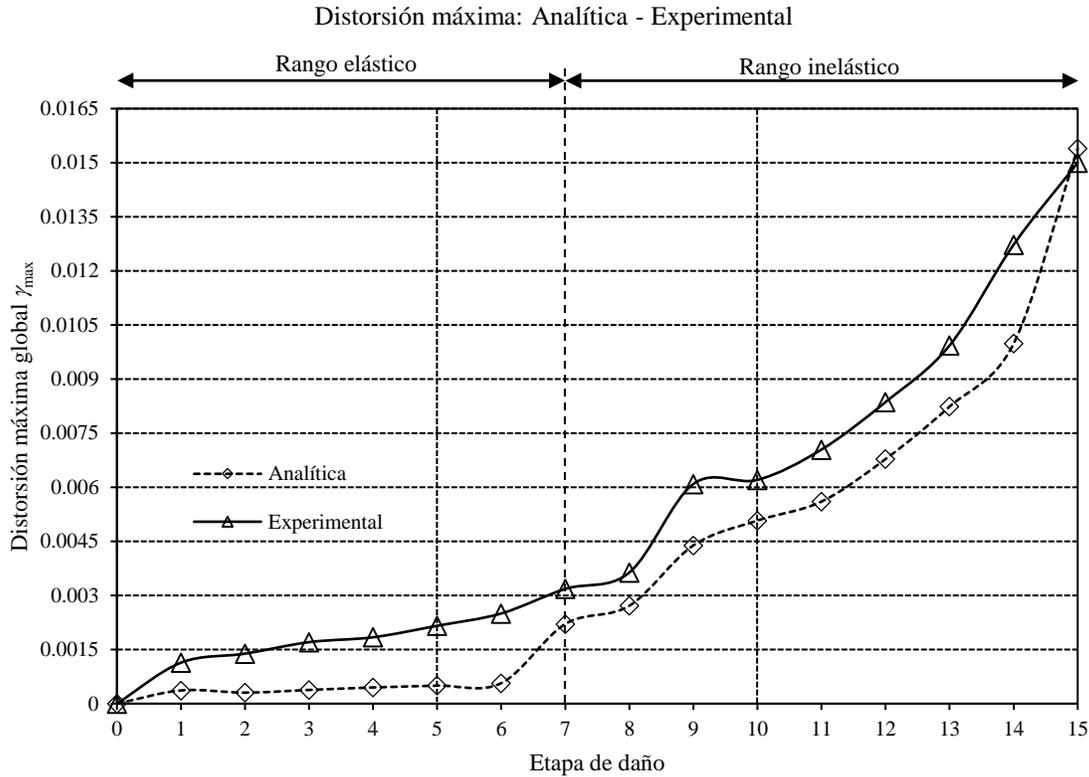


Figura 5. Comparación entre distorsión máxima global de entrepiso analítica contra experimental para cada etapa de daño.

En la Figura 5 se comparan las distorsiones máximas de entrepiso experimentales y analíticas, medidas en la fase estable de cada prueba, donde el eje vertical corresponde al valor de la distorsión máxima de entrepiso, y el eje horizontal indica la etapa de daño. A simple vista se aprecia un mejor ajuste en la etapa de comportamiento no lineal que en el rango de comportamiento elástico (lineal). Esto se debe a que el proceso de calibración no contempló la actualización de las características de la estructura en cada prueba (secciones agrietadas, cambio en amortiguamiento, etc), por lo que el proceso de calibración fue centrado en la etapa de comportamiento no lineal, y en consecuencia la etapa de comportamiento lineal no obtuvo el mejor ajuste posible. Este aspecto no afecta el desarrollo del trabajo, ya que el objetivo principal es la detección de daño estructural en la etapa de comportamiento no lineal.

La diferencia relativa máxima registrada en la etapa no lineal es de 30.6 % y corresponde a la etapa de daño 7. En las etapas 8 y 9 las diferencias relativas disminuyen a 25.3 % y 27.9 % respectivamente. De la etapa 10 a la 14 la diferencia relativa oscila entre 18.8 % y 21.5 %. La diferencia relativa mínima es de 2.6 % y corresponde a la etapa de daño 15. La posición de la curva experimental con respecto a la analítica indica que el modelo experimental es más flexible que el analítico.

En la Tabla 1 se muestran los periodos asociados al primer modo de vibrar del modelo analítico (traslación longitudinal), y del modelo experimental [2], para algunas etapas de daño con su respectiva diferencia relativa.

Tabla 1. Periodos (T_1) asociados al primer modo de vibrar para distintos niveles de daño.

Prueba	T_1 (s)		Diferencia
	Modelo experimental	Modelo analítico	
1	0.310	0.320	2.34%
4	0.320	0.320	0.16%
6	0.336	0.320	5.22%
11	0.436	0.398	9.61%
13	0.436	0.409	6.61%
15	0.483	0.487	0.93%

En general, se aprecia que las diferencias entre los periodos del modelo analítico y los del modelo experimental son bajas para las distintas etapas de daño (máxima 9.61% y mínima 0.16%).

Una vez calibrado el modelo analítico se desarrollaron expresiones para calcular la rigidez del primer y segundo nivel del modelo en estudio. Para obtener dichas expresiones se recurre a la ecuación de frecuencias del sistema (Ecuación 1).

$$\left\| \mathbf{K} - \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \mathbf{M} \right\| = \mathbf{0} \quad (1)$$

Donde el símbolo $\| - \|$ denota al determinante de la matriz indicada, \mathbf{K} , T y \mathbf{M} son la matriz de rigidez, el vector de periodos del sistema y la matriz de masas respectivamente. La matriz de rigidez \mathbf{K} , es de 2×2 ya que únicamente interesa considerar dos grados de libertad en el modelo (traslación longitudinal del primer y segundo nivel). Sin embargo en el modelo en estudio se presentan 6 grados de libertad considerando la rotación de cada nodo (Figura 6a). Por esta razón \mathbf{K} es la matriz que resulta de la condensación estática de una matriz de 6×6 (6 grados de libertad) para obtener una matriz de 2×2 que corresponde a un sistema con 2 grados de libertad (Figura 6b).

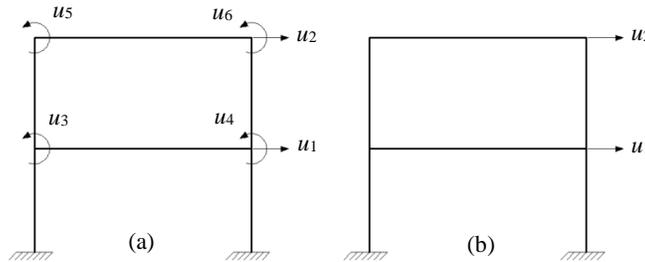


Figura 6. Reducción de grados de libertad del modelo en estudio mediante condensación estática [10].

Tomando en cuenta lo anterior, la ecuación 1 se puede expandir y reescribir de la siguiente forma

$$\left\| \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_3 \end{bmatrix} - \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \right\| = 0 \quad (2)$$

Donde m_1 es la masa del primer nivel, m_2 es la masa del segundo nivel, k_1 y k_2 son las rigideces de entrepiso del primer y segundo nivel respectivamente. El valor k_3 es una rigidez que resulta de considerar que la rigidez a flexión de las vigas es finita [13]. Los parámetros mencionados se observan en la Figura 7.

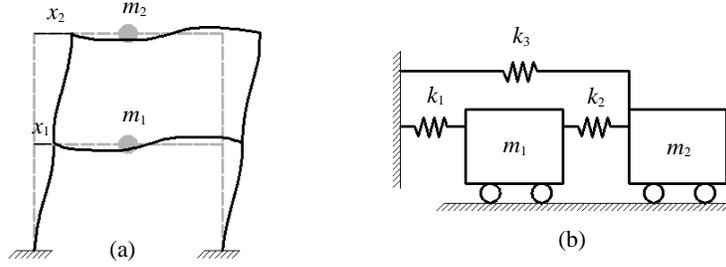


Figura 7. (a) Configuración deformada de un marco de dos niveles con vigas de rigidez finita. (b) Modelo masa – resorte del marco (a) [13].

La solución del determinante planteado en la ecuación 2, da como resultado un polinomio de segundo grado en términos de z (donde $z = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2$, T es el periodo) que al resolverlo se obtienen dos ecuaciones en función de k_1 , k_2 , k_3 , m_1 , m_2 , z_1 y z_2 . Utilizando estas dos ecuaciones es posible plantear un sistema de ecuaciones y resolverlo para k_1 y k_2 . La solución de este sistema da como resultado las siguientes expresiones (ecuaciones 3 y 4).

$$k_1 = \frac{z_1 m_1 m_2 + m_1 m_2 z_2 + \sqrt{A}}{2m_2} \quad (3)$$

$$k_2 = \frac{-(m_1 m_2^2 z_1^2 - m_1 m_2^2 z_1 z_2 - k_3 m_1 m_2 z_1 + k_3 m_1 m_2 z_2 - m_2 z_1 \sqrt{A} + k_3 \sqrt{A})}{-z_1 m_1 m_2 + m_1 m_2 z_2 - 2m_2^2 z_1 + 2k_3 m_2 + \sqrt{A}} \quad (4)$$

donde

$$A = m_1^2 m_2^2 z_1^2 - 2m_1^2 m_2^2 z_1 z_2 + m_1^2 m_2^2 z_2^2 - 4m_1 m_2^3 z_1 z_2 + 4k_3 m_1 m_2^2 z_1 + 4k_3 m_1 m_2^2 z_2 - 4k_3^2 m_1 m_2$$

Ya que las propiedades dinámicas de las estructuras se pueden obtener mediante su instrumentación, es posible dar por conocido a $z_1 = \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2$ y $z_2 = \left(\frac{2\pi}{T_2}\right)^2$, donde T_1 y T_2 son los periodos asociados al primer y segundo modo de vibrar respectivamente. Las masas de entrepiso m_1 y m_2 son valores que pueden ser estimados con el peso volumétrico del material y la geometría de los elementos estructurales.

La rigidez k_3 se obtiene con ayuda del modelo analítico de la siguiente forma: Como primer paso se restringe la traslación de los nodos del segundo nivel y se aplica una fuerza cualquiera F_1 en el primer entrepiso, y el cociente de la fuerza aplicada entre el desplazamiento obtenido (Δ_1) da como resultado $k_1 + k_2$ (Ver Figura 8a). Lo siguiente es restringir la traslación de los nodos del primer nivel y aplicar una fuerza cualquiera F_2 en el segundo nivel, y el cociente de la fuerza aplicada entre el desplazamiento obtenido (Δ_2) da como resultado $k_2 + k_3$ (Ver Figura 8b). Finalmente se aplica una fuerza igual a $k_1 + k_2$ (ver Figura 9), y la reacción en los nodos del primer nivel corresponde a k_2 , con este valor y lo obtenido en el paso anterior es posible calcular k_3 .

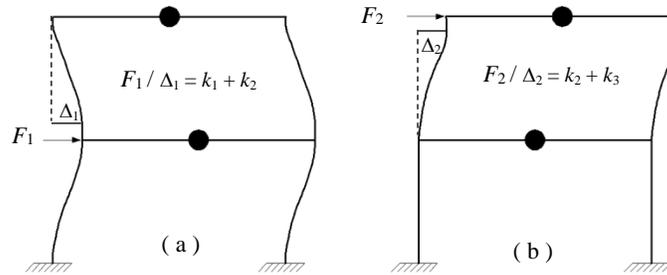


Figura 8. (a) Obtención del valor de $k_1 + k_2$ con ayuda del modelo analítico. (b) Obtención del valor de $k_2 + k_3$.

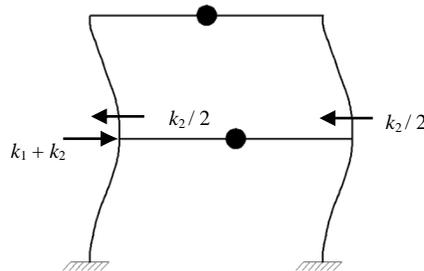


Figura 9. Obtención del valor k_2 de forma estática.

2.3 Casos de estudio

El modelo analítico fue sometido a diferentes etapas de vibración forzada, cada una de las cuales correspondió a una intensidad sísmica que fue creciendo de una etapa a otra. Esta carga dinámica aplicada en la base del modelo tuvo una duración total de 187.5 segundos con una frecuencia de muestreo de 400 Hz ($\Delta t = 0.0025$). En total se analizaron 15 etapas de daño, correspondientes a señales armónicas cuyas amplitudes variaron desde 70 cm/s^2 para la primera etapa de daño, hasta 520 cm/s^2 , para la última. La frecuencia de la señal armónica varió de 3 Hz para la primera etapa de daño, hasta 1.5 Hz para la última.

Al finalizar cada una de las señales armónicas, se agregó una señal de ruido blanco con una duración total de 563.2 segundos, la cual representó a la vibración ambiental para la cual se identificaron las propiedades dinámicas del modelo. El ruido blanco ha sido utilizado en distintos trabajos para representar la vibración ambiental que se presenta en las construcciones [4, 5].

La amplitud y frecuencia de los armónicos fue escogida para asegurar distintas etapas de daño en el modelo analítico. Esta manera de representar el daño acumulado en el modelo analítico, pretende

simular el deterioro que sufren las construcciones reales, ya que a lo largo de su vida deben soportar sismos que dañan progresivamente sus elementos estructurales. Y se pueden presentar distintas intensidades de daño en función del tiempo que lleve de operación la construcción, y de la cantidad e intensidad de sismos que haya soportado.

El propósito de agregar un segmento de ruido blanco que representara la vibración ambiental al final de la señal armónica, fue para simular la condición en la cual la estructura se inspecciona y analiza después de haber ocurrido el temblor, en cuyo caso, la estructura se encuentra bajo vibración ambiental.

En la Figura 10 se muestra un esquema de la excitación de entrada, utilizada en la prueba 3, donde seguida de la vibración forzada se aprecia un segmento de ruido blanco, mismo que fue utilizado para la obtención de los periodos asociados al primer y segundo modo de vibrar.

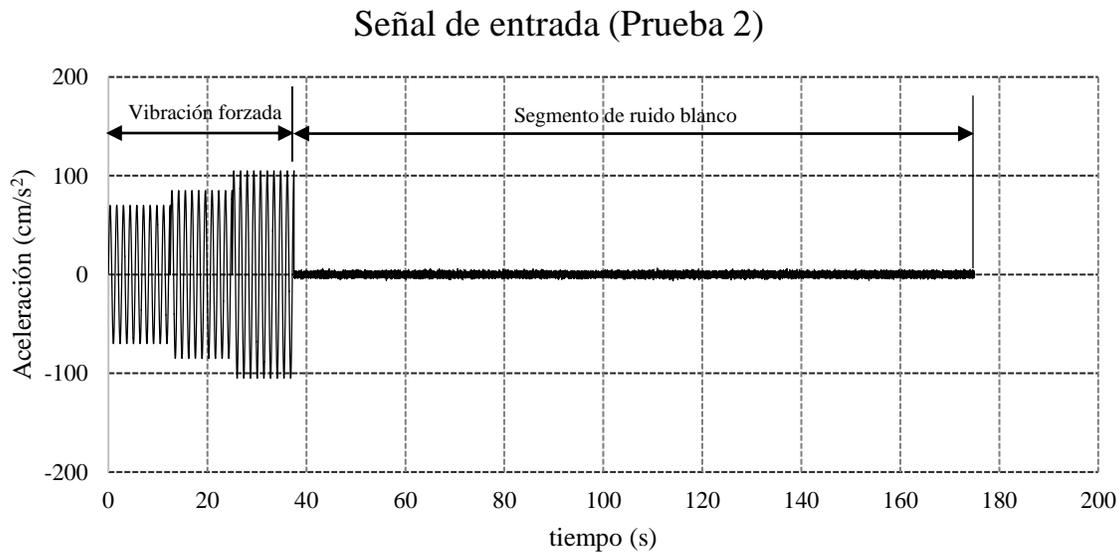


Figura 10. Esquema de excitación aplicada en la base para la prueba 3.

La identificación de los periodos del modelo se llevó a cabo de la siguiente forma: Se aplicó la transformada de Fourier a las señales en el dominio del tiempo correspondientes a la respuesta del modelo para la excitación armónica de esa etapa $[\ddot{x}(t)]$. Es decir

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (5)$$

La ecuación 5 se puede reescribir, tal que

$$\ddot{X}(f) = \int_0^T \ddot{x}(t)\cos(2\pi ft)dt - i \int_0^T \ddot{x}(t)\sen(2\pi ft)dt \quad (6)$$

Los auto-espectros de potencia de las señales se calcularon de acuerdo con la siguiente ecuación

$$S_{xx}(f) = \dot{X}^*(f)\dot{X}(f) \quad (7)$$

donde $\dot{X}^*(f)$ es el espectro conjugado de Fourier de la aceleración y como el espectro de amplitud es una función simétrica, esto implica lo siguiente

$$X^*(f) = X(-f) \quad (8)$$

También se calculan los espectros cruzados de potencia

$$S_{xy}(f) = \dot{X}^*(f)\dot{Y}(f) \quad (9)$$

Una vez calculadas S_{xx} y S_{xy} , se calcularon los promedios de varios eventos utilizando la metodología de Welch, dividiendo la señal en ventanas de 4096 puntos, traslapadas al 50 % [14] para así poder calcular la FRF utilizando la siguiente expresión [15].

$$FRF = \frac{S_{xx}(f)}{S_{xy}(f)} \quad (10)$$

Finalmente, los periodos son obtenidos de los picos resonantes observados en las FRF correspondientes a cada etapa de daño. Un ejemplo del procedimiento se muestra en la Figura 11, en la cual el eje horizontal representa al periodo en segundos y el eje vertical la FRF. En este caso el cociente espectral realizado fue de un nodo de entrepiso (señal de salida, $\dot{y}(t)$) entre la señal en la base del modelo (señal de entrada, $\ddot{x}(t)$).

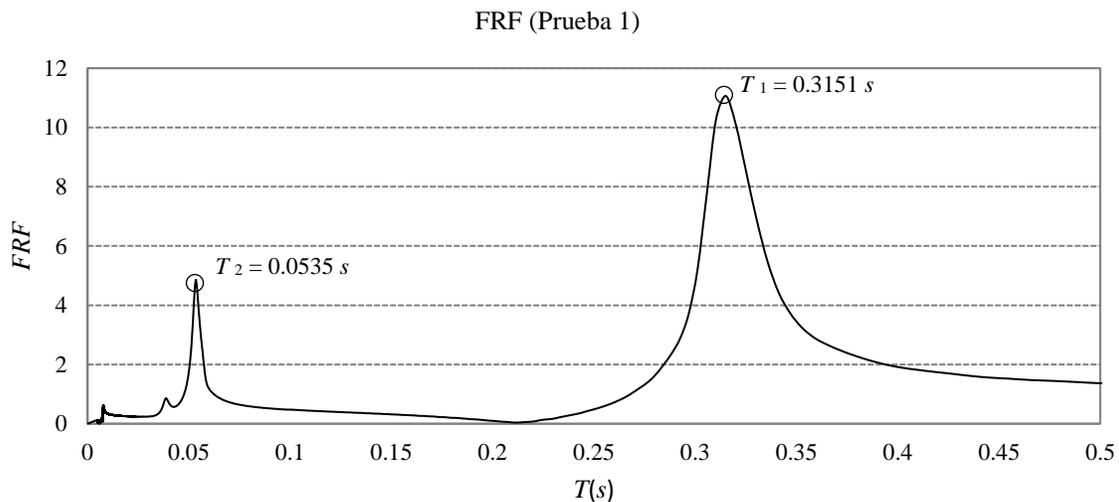


Figura 11. Identificación del primer y segundo periodo de vibrar del modelo mediante la FRF (Prueba 1).

Una vez obtenidos los periodos del modelo, se calcularon las rigideces de entrepiso del marco en cada etapa de daño, llevando a cabo los siguientes pasos: 1) Se analizó el modelo sometido a la función armónica correspondiente en el programa SAP 2000, bajo un análisis de tipo no lineal (inelástico), paso a paso. 2) Se obtuvieron las propiedades dinámicas del modelo para esa etapa de daño, mediante una técnica de identificación no paramétrica en el dominio de la frecuencia (Funciones de Densidad Espectral) [14]. En el proceso de identificación se tomó como datos de entrada la respuesta del modelo al segmento de ruido blanco (vibración ambiental). 3) Con base en las fórmulas desarrolladas (ecs. 3 y 4) se calcularon las rigideces de entrepiso, sustituyendo los valores de los periodos identificados para esa etapa, en dichas ecuaciones. Finalmente, los parámetros que se obtuvieron para cada etapa de daño (periodos T_1 y T_2 , rigideces de entrepiso k_1 y k_2 y máximas distorsiones de entrepiso γ), se relacionaron con los niveles de daño que establece FEMA.

2.4 Resultados

Se analizó la respuesta del modelo ante ruido blanco para 18 etapas de daño, de las cuales, las primeras 15 etapas son comparables con las etapas de daño del modelo experimental. Los últimos tres casos de daño corresponden sólo al modelo analítico, y se llevaron a cabo para conocer el comportamiento del modelo ante estados de daño superiores a los del modelo de laboratorio. Después de cada señal armónica se aplicaron 9.4 minutos de ruido blanco, con una frecuencia de muestreo de 400 Hz. Esta duración del ruido corresponde a 55 ventanas de 4096 puntos cada una. Algunos autores llegan a utilizar entre 15 y 20 minutos de mediciones de vibración ambiental [14, 16], sin embargo, en este caso no fue necesaria tal cantidad de tiempo ya que la información recabada en los 9.4 minutos fue suficiente para obtener resultados razonables. La frecuencia de muestreo puede obtenerse eligiendo un valor, tal que al dividirlo a la mitad siga siendo mayor a la frecuencia de interés más alta (f) [15], la cual, en este caso, se obtiene del periodo asociado al segundo modo de vibrar ($T_2 = 0.0535s$ ó $f_2 = 1 / T_2 = 18.701 Hz$). Aplicando este valor teórico de frecuencia de muestreo, a las señales en estudio, bastaría muestrear a 50 Hz ($\Delta t = 0.02$). Sin embargo, después de realizar varias pruebas con frecuencias de muestreo distintas a la teórica, se concluyó que, muestreando a 400 Hz ($\Delta t = 0.0025$) se obtenían mejores resultados. Se recomienda que para otro tipo de modelos se realicen pruebas preliminares con la frecuencia de muestreo teórica y en base a los resultados, se aumente este valor de ser necesario. Para el procesamiento de la señal se utilizó la fase estable de la respuesta ante ruido blanco, para lo cual se desecharon los primeros 51 segundos de ruido blanco después de terminada la vibración forzada.

En la Tabla 3 se observa que las primeras 7 etapas, ubican al modelo en estudio en el rango de comportamiento elástico, ya que no existe cambio en los periodos asociados al primer y segundo modo de vibrar (T_1 y T_2), con respecto a su valor inicial. Por lo tanto, tampoco hubo pérdida en las rigideces del primer y segundo entrepiso (k_1 y k_2) con respecto a sus valores iniciales. Esto es congruente con lo observado en las pruebas experimentales correspondientes [2].

De la etapa de daño 9 a la 13 se observa que la pérdida de rigidez k_1 aumenta a una razón de cambio positiva entre cada prueba, iniciando en 2.26 % hasta llegar a 15.96 %. En el intervalo de las pruebas 14 a 18 se aprecia comportamiento no lineal, pero es donde se encuentra el valor máximo de pérdida de rigidez k_1 , y es de 17.85% (etapa 17). En cuanto al cambio de periodo T_1 , también se observa de comportamiento no lineal, y el valor máximo es de 15.39% que corresponde a la etapa de daño 13.

Por otro lado en el caso de la rigidez del segundo nivel k_2 , la pérdida de rigidez máxima registrada es de 1.73 %, y corresponde a la prueba 11, mientras que el valor máximo en el cambio de T_2 es de 6 % y corresponde a la etapa 17. Estos resultados indican que el daño se concentró, fundamentalmente, en el primer entrepiso.

Tabla 3. Periodos del primer y segundo modo de vibrar. Rigideces de primer y segundo entrepiso y su pérdida para cada etapa de daño con respecto al valor inicial.

Etapa de daño	Periodos en s				Rigidez en kg/cm				Distorsión de entrepiso
	T_1	Cambio en T_1	T_2	Cambio en T_2	k_1	Pérdida en k_1	k_2	Pérdida en k_2	
1	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00037
2	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00031
3	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00038
4	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00045
5	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00050
6	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00057
7	0.3151	0.00%	0.0535	0.00%	16448.47	0.00%	4374.09	0.00%	0.00221
8	0.3303	4.62%	0.0542	1.31%	15891.07	3.39%	4342.80	0.72%	0.00271
9	0.3357	6.15%	0.0540	1.04%	16077.41	2.26%	4303.92	1.60%	0.00439
10	0.3303	4.62%	0.0540	1.04%	16040.08	2.48%	4330.96	0.99%	0.00508
11	0.3413	7.69%	0.0543	1.57%	15844.57	3.67%	4298.29	1.73%	0.00560
12	0.3471	9.23%	0.0555	3.66%	14767.87	10.22%	4366.99	0.16%	0.00678
13	0.3724	15.39%	0.0567	5.74%	13823.84	15.96%	4365.30	0.20%	0.00824
14	0.3657	13.84%	0.0563	4.96%	14204.56	13.64%	4349.61	0.56%	0.00998
15	0.3657	13.84%	0.0560	4.44%	14489.34	11.91%	4321.80	1.20%	0.01539
16	0.3657	13.84%	0.0558	4.18%	14630.55	11.05%	4308.55	1.50%	0.01972
17	0.3531	10.77%	0.0569	6.01%	13511.69	17.85%	4474.40	-2.29%	0.02634
18	0.3471	9.23%	0.0558	4.18%	14481.69	11.96%	4394.62	-0.47%	0.04489

La manera de relacionar un nivel de daño establecido por FEMA [7] al modelo en estudio, fue a través de la distorsión de entrepiso. En dicho reglamento se identifican tres niveles de daño, mismos que se explican en la Tabla 4.

Tabla 4. Descripción de los niveles de daño y su valor de distorsión de entrepiso de referencia.

Nivel de daño	Descripción	Distorsión de entrepiso
Ocupación inmediata (OI)	Después de ocurrido el sismo la estructura puede seguir funcionando en forma segura.	1% transitoria
Seguridad de vida (SV)	Después ocurrido un sismo algunos elementos estructurales presentan daño severo, pero se mantiene un margen contra el colapso parcial o total.	2 % transitoria 1% permanente
Prevención del colapso (PC)	Después de ocurrido el sismo el edificio está al borde de colapso parcial o total.	4% transitoria o permanente

En la Figura 12 se muestran los resultados del modelo analítico, relacionando las distorsiones globales máxima de entrepiso (γ) medidas para la fase estable de cada prueba, con el nivel de daño establecido por FEMA. En la misma figura se observa un ajuste de los resultados a una curva exponencial ($r^2 = 0.964$).

En la Figura 12 se aprecia que las primeras 14 pruebas se asocian a la etapa de daño identificada como ocupación inmediata (OI), las pruebas 15 y 16 colocan al modelo analítico en la etapa de daño identificada como seguridad de vida (SV). Las pruebas 17 y 18 se asocian a la etapa de daño de prevención del colapso (PC).

De esta manera se logra asociar un nivel de daño establecido por FEMA a cada una de las etapas de daño analizadas en el modelo analítico.

En la Figura 13 se grafica en el eje vertical la pérdida de rigidez k_1 para cada etapa de daño (eje horizontal), y se establecen los límites para cada nivel de daño en términos de la distorsión de entrepiso. Se observa una tendencia de pérdida de rigidez k_1 con respecto al valor de la primera etapa de daño, que va en aumento de la prueba 9 a la 13. Después la pérdida de rigidez disminuye, lo que indica una recuperación de la estructura, hasta la etapa de daño 16. En la etapa 17 se registra la pérdida máxima de k_1 , que es de 17.85 %.

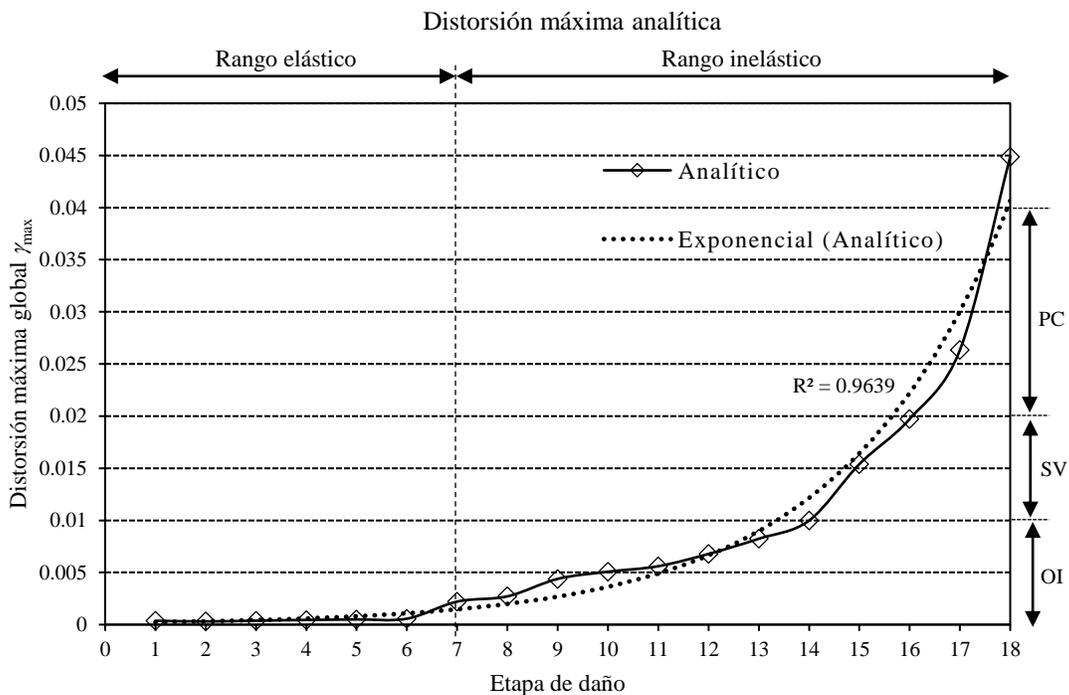


Figura 12. Distorsión máxima global de entrepiso y ajuste exponencial de los datos.

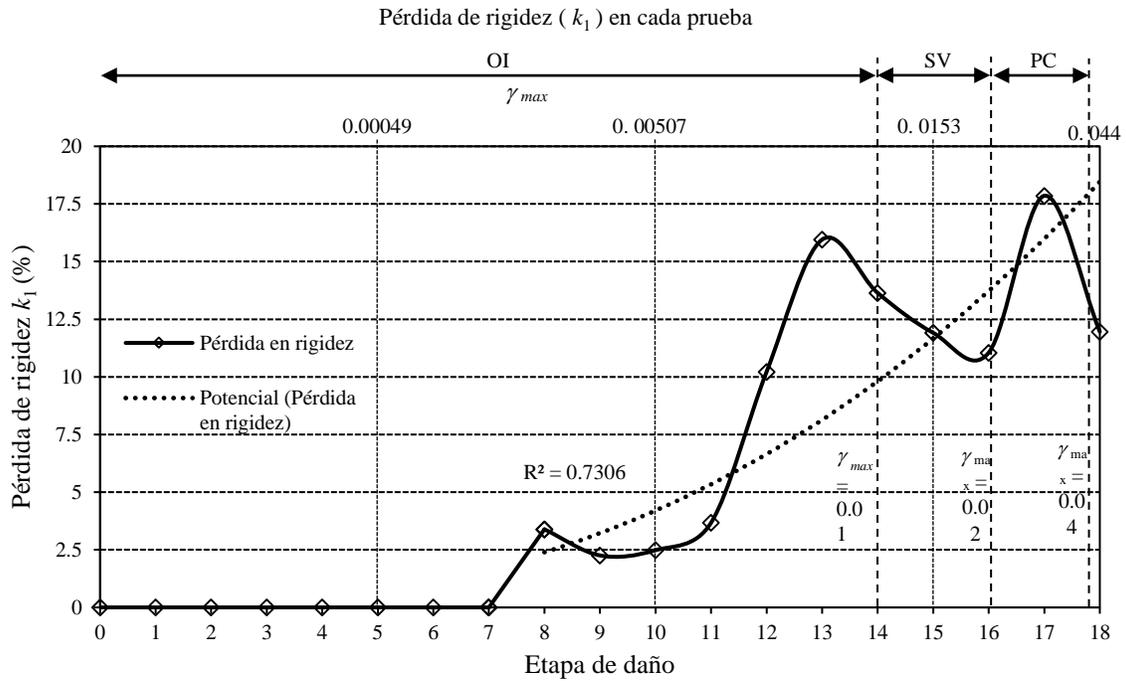


Figura 13. Pérdida de rigidez k_1 para cada etapa de daño.

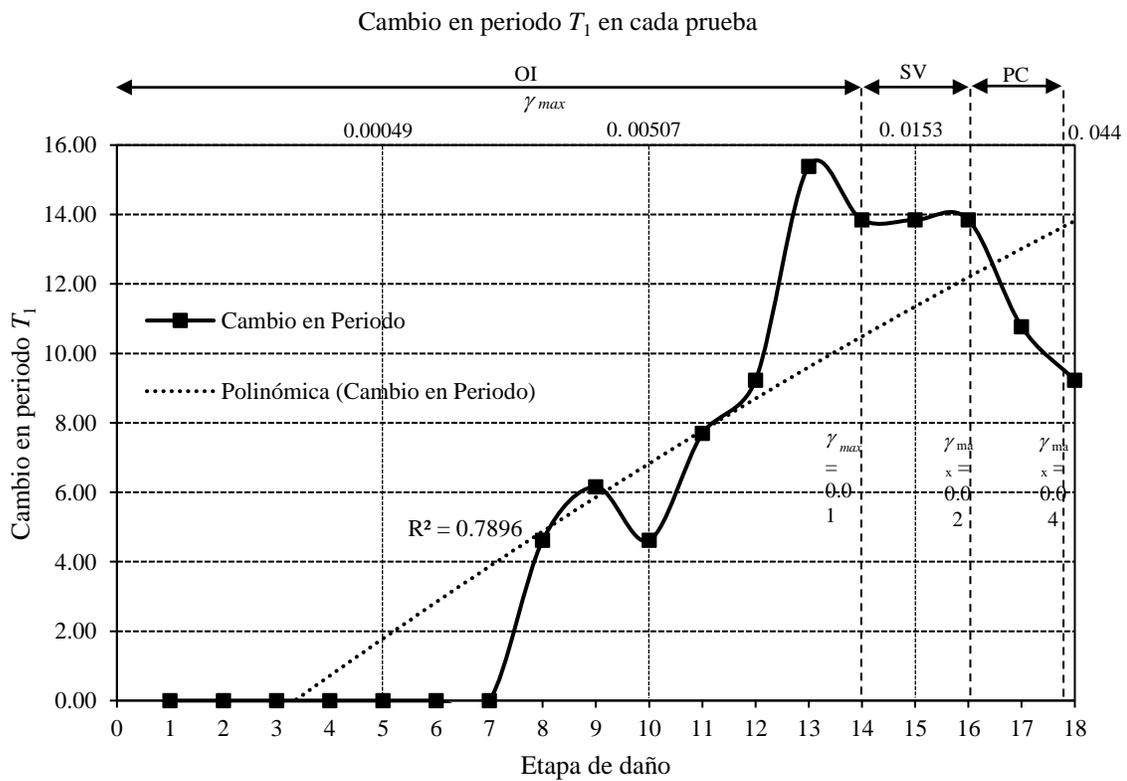


Figura 14. Cambio en el periodo T_1 para cada etapa de daño.

En la Figura 14 se muestra en el eje vertical el cambio en periodo asociado al primer modo de vibrar del modelo (T_1), y en el eje horizontal la etapa de daño correspondiente. También se establecen los límites para cada nivel de daño en términos de la distorsión de entrepiso. Se observa que el cambio del periodo T_1 con respecto al valor de la primera etapa de daño, aumenta de la prueba 10 a la 13, encontrando el máximo cambio de T_1 con respecto a su valor inicial, para la prueba 13, cuyo valor es de 15.36 %. De las pruebas 14 a la 16 el cambio en T_1 permanece constante y es de 13.84 %. En las pruebas 17 y 18 el cambio en T_1 es de 10.77% y 9.23% respectivamente. Esto es indicador de la recuperación de la estructura. En la Figura 14 también se observa el ajuste estadístico de los datos por medio de una curva polinómica ($r^2 = 0.7896$)

En la Tabla 5 se muestran valores límite de distorsión de entrepiso (γ), pérdida de rigidez de entrepiso (k_1) y el cambio en porcentaje del periodo (T_1) que se relacionan a cada nivel de daño establecido por FEMA [7].

Tabla 5. Valores límite de γ , pérdida de rigidez k_1 y cambio en T_1 (Límites obtenidos de resultados)

γ	Pérdida en k_1 (%)	Cambio en T_1 (%)	Nivel de daño (FEMA)
0.00998	13.00	13.00	OI
0.01972	11.00	13.00	SV
0.04489	11.00	9.00	PC

Los valores límite mostrados en la tabla 5, corresponden a los resultados de las pruebas hechas al modelo analítico. La distorsión de entrepiso (γ), es el único parámetro que muestra mayor distorsión conforme transcurren las etapas de daño (ver Figura 12). Sin embargo, en el caso de la pérdida de rigidez de entrepiso k_1 y el cambio en periodo T_1 , la variación de estos parámetros a lo largo de las pruebas de daño es no lineal, como se puede apreciar en las Figuras 13 y 14. Condición que se ve reflejada en la Tabla 5, al no tener aumento en cada límite de pérdida en k_1 y de cambio en T_1 , conforme cambia la etapa de daño establecida en FEMA a un nivel más crítico.

Una alternativa razonable, es replantear la tabla 5, utilizando como base las curvas de ajuste de los datos obtenidos del modelo analítico. Dichas curvas de ajuste se muestran en las Figuras 12, 13 y 14. En la Tabla 6 se indican los valores límite de los parámetros en estudio (γ , k_1 y T_1) asociados a cada nivel de daño establecido por FEMA [7].

Tabla 6. Valores límite de γ , pérdida en k_1 y cambio en T_1 (Límites obtenidos de curvas de ajuste)

γ	Pérdida en k_1 (%)	Cambio en T_1 (%)	Nivel de daño (FEMA)
0.009	8.00	9.00	OI
0.0165	11.00	11.00	SV
0.0405	18.00	13.00	PC

Al emplear los límites asociados a las curvas de ajuste (Tabla 6) se obtiene una evaluación más conservadora que utilizando los límites correspondientes a los datos obtenidos del modelo (Tabla 5).

En la tabla 6 se observa un aumento en el límite de cada etapa de daño, lo cual es consistente con el comportamiento estructural esperado en una construcción, en la cual, a mayor daño estructural, disminuye su rigidez y en consecuencia, el periodo T_1 aumenta. En este sentido, fue como se eligió el ajuste más adecuado en cada curva (Figuras 12-14), buscando que el comportamiento de cada parámetro (γ , pérdida en k_1 y cambio en T_1) fuera ascendente, conforme se acumulaban etapas de daño. Y se sacrificó un mejor ajuste estadístico (en términos de r^2) cuyo valor mínimo fue de 0.7306 (ver Figura 13).

En términos generales, la manera de implementar la metodología para evaluación del daño estructural sísmico desarrollada en este trabajo es la siguiente: 1) Obtener las propiedades dinámicas de la estructura sana. 2) Obtener la rigidez de entrepiso. 3) Una vez ocurrido el sismo se obtienen nuevamente las propiedades dinámicas y rigideces de entrepiso y se observa el porcentaje perdido en rigidez y en qué medida cambió el periodo asociado al primer modo de vibrar. 4) Estos porcentajes se comparan con los límites propuestos en este trabajo y se obtiene la etapa de daño en la cual se encuentra la estructura de acuerdo a FEMA [7].

Esta metodología puede aplicarse en construcciones cuyas características sean similares al modelo estudiado. Escapa de los alcances de la metodología planteada, la evaluación del daño en construcciones cuyo sistema estructural no sea a base de marcos rígidos de concreto reforzado y/o tengan varios niveles.

2.5 Conclusiones

A partir de un modelo analítico calibrado con los resultados de las pruebas experimentales de un modelo de laboratorio fue posible caracterizar el nivel de daño estructural establecido por FEMA, en términos de la pérdida de rigidez de cada entrepiso y el cambio de periodo del modelo. Con base en los valores que se obtienen de las curvas de ajuste de los resultados, las conclusiones son las siguientes:

1. Se determinó que una pérdida de rigidez menor a 8 % y un cambio de periodo menor a 9 %, corresponden un nivel de daño identificado por FEMA como ocupación inmediata, el cual se asocia a una distorsión de entrepiso de $\gamma = 0.01$.
2. Se determinó que una pérdida de rigidez k_1 entre 8% y 11%, un cambio de periodo entre 9% y 11% corresponden un nivel de daño identificado por FEMA como seguridad de vida, el cual se asocia a una distorsión de entrepiso de $\gamma = 0.02$.
3. Se determinó que una pérdida de rigidez k_1 entre 11% y 18%, un cambio de periodo entre 11% y 13% corresponden un nivel de daño identificado por FEMA como prevención del colapso, el cual se asocia a una distorsión de entrepiso de $\gamma = 0.04$.

Las conclusiones derivadas de este trabajo son exclusivas para estructuras con características similares a las del modelo estudiado (edificios de pocos niveles estructurados a base de marcos de concreto reforzado).

Bibliografía

- [1] Fan W, Qiao P. “Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study”. *Structural Health Monitoring*. Vol 10 p. 418 – 429. DOI:10.1177/1475921710365419
- [2] Valdés-González J, De la Colina-Martínez J, González-Pérez C. “Experiments for seismic damage detection of a RC frame using ambient and forced vibration records”. *Structural Control Health Monitoring*. 2014, Vol. 22(2) p. 330-346. DOI: 10.1002/stc.1678
- [3] Bandara R , Chan T , Thambiratnam D . “Structural damage detection method using frequency response functions”. *Structural Health Monitoring*. 2014, Vol. 13 p. 418 – 429. DOI: 10.1177/1475921714522847
- [4] Dackermann U, Smith W , Randall R. “Damage identification based on response-only measurements using cepstrum analysis and artificial neural networks”. *Structural Health Monitoring*. 2014, Vol.10(1) p. 33-16. DOI: 10.1177/1475921714542890
- [5] González-Pérez C, Valdés-González J. “Identification of structural damage in a vehicular bridge using artificial neural networks”. *Structural Health Monitoring*. 2014, Vol. 10:1 p. 33 – 16. DOI: 10.1177/1475921710365416
- [6] Frizzarin M, Feng M, Soyoz S, Franchetti P, et al. “Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data”. *Journal of Structural Control and Health Monitoring*. 2010, Vol. 17 p.368-385. DOI: 10.1002/stc.296
- [7] Federal Emergency Management Agency (FEMA). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA-356, 2000.
- [8] Computer and Structures, Inc. SAP 2000. *Static and dynamic finite element analysis of structures*. Nonlinear Version 14.0.0 Berkeley (CA); 2009.
- [9] NTC-Concreto. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, 2004.
- [10] Chopra, A. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. ISBN 0-13-855214-2. Prentice Hall, 1995.
- [11] Lepage A, Hopper M, Delgado S, et al. “Best-fit Models for nonlinear seismic response of Reinforced Concrete Frames”. *ELSEVIER, Engineering Structures*. Vol 32(2010) p. 2931-2939.
- [12] Dowell R, Seible F, Wilson E. “Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members”. *ACI Structural Journal*. 1998, Vol. 95(5) p. 607-617.
- [13] De la Cruz S T, Granados A, Sotero O. “Uso de modelos Masa – Resorte para determinar la respuesta dinámica de edificios de dos plantas, sujetos a cargas sísmicas”. *Memorias Técnicas del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Ciudad de Puebla 2009.
- [14] Henao A D. “Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral”. *Tesis de Maestría Universidad EAFIT, Colombia*, 2013.
- [15] Manolakis D, Ingle V. *Applied digital signal processing*. ISBN: 978-0-521-11002-0 Cambridge University Press, 2011
- [16] Murià Vila D, González R. *Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1995. ISSN 0185 – 092X

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Fan W, Qiao P. “Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study”. *Structural Health Monitoring*. Vol 10 p. 418 – 429. DOI:10.1177/1475921710365419
- [2] Valdés-González J, De la Colina-Martínez J, González-Pérez C. “Experiments for seismic damage detection of a RC frame using ambient and forced vibration records”. *Structural Control Health Monitoring*. 2014, Vol. 22(2) p. 330-346. DOI: 10.1002/stc.1678
- [3] Bandara R , Chan T , Thambiratnam D . “Structural damage detection method using frequency response functions”. *Structural Health Monitoring*. 2014, Vol. 13 p. 418 – 429. DOI: 10.1177/1475921714522847
- [4] Dackermann U, Smith W , Randall R. “Damage identification based on response-only measurements using cepstrum analysis and artificial neural networks”. *Structural Health Monitoring*. 2014, Vol.10(1) p. 33-16. DOI: 10.1177/1475921714542890
- [5] González-Pérez C, Valdés-González J. “Identification of structural damage in a vehicular bridge using artificial neural networks”. *Structural Health Monitoring*. 2014, Vol. 10:1 p. 33 – 16. DOI: 10.1177/1475921710365416
- [6] Frizzarin M, Feng M, Soyoz S, Franchetti P, et al. “Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data”. *Journal of Structural Control and Health Monitoring*. 2010, Vol. 17 p.368-385. DOI: 10.1002/stc.296
- [7] Federal Emergency Management Agency (FEMA). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA-356, 2000.
- [8] Computer and Structures, Inc. SAP 2000. *Static and dynamic finite element analysis of structures*. Nonlinear Version 14.0.0 Berkeley (CA); 2009.
- [9] NTC-Concreto. *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, 2004.
- [10] Chopra, A. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. ISBN 0-13-855214-2. Prentice Hall, 1995.
- [11] Lepage A, Hopper M, Delgado S, et al. “Best-fit Models for nonlinear seismic response of Reinforced Concrete Frames”. *ELSEVIER, Engineering Structures*. Vol 32(2010) p. 2931-2939.
- [12] Dowell R, Seible F, Wilson E. “Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members”. *ACI Structural Journal*. 1998, Vol. 95(5) p. 607-617.
- [13] De la Cruz S T, Granados A, Sotero O. “Uso de modelos Masa – Resorte para determinar la respuesta dinámica de edificios de dos plantas, sujetos a cargas sísmicas”. *Memorias Técnicas del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Ciudad de Puebla 2009.
- [14] Henao A D. “Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral”. Tesis de Maestría Universidad EAFIT, Colombia, 2013.
- [15] Manolakis D, Ingle V. *Applied digital signal processing*. ISBN: 978-0-521-11002-0 Cambridge University Press, 2011
- [16] Murià Vila D, González R. Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1995. ISSN 0185 – 092X