



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

Identificación del daño estructural en el cabezal en doble voladizo con extremos recortados de un puente vehicular, mediante el cambio de propiedades dinámicas

TESIS

Que para obtener el grado de:
Maestro en Ciencias de la Ingeniería

Presenta:
Ing. Fernando Sánchez Cortes

Director de Tesis:
Dr. Jesús Valdés González

Ciudad Universitaria, Toluca Estado de México, Octubre 2020

RESUMEN

La importancia de este estudio se centra en que la mayoría de las revisiones de la salud estructural de los puentes que se realizan actualmente son mediante inspecciones visuales, las cuales resultan subjetivas en muchos de los casos. De esta forma, surge la necesidad de desarrollar métodos y procedimientos cuantitativos, como el que se analiza en esta investigación, que permitirán detectar en forma objetiva y confiable los distintos niveles de daño en las estructuras de las construcciones.

El daño estructural en este trabajo se entenderá como los cambios en las propiedades del material que presenta un sistema y que afecta su rendimiento, esto se asocia a diversos factores como: la corrosión, agrietamiento, fatiga, entre otros. Aquí solo se estudiara el daño a causa del agrietamiento. En este estudio se identificó el daño estructural en el cabezal de un puente vehicular con extremos recortados mediante el cambio de sus propiedades dinámicas. El cabezal es de concreto reforzado y es de tipo en doble voladizo. El modelo se analizó mediante el método de elementos finitos no lineales en 3D en el programa ANSYS v.17. Para simular el agrietamiento se empleó el enfoque de la grieta discreta con un modelo de material de zona cohesiva, después se aplicó una carga mediante el control de desplazamiento y se incrementó en magnitud para conocer la evolución del agrietamiento en el modelo. Para cada incremento de carga se obtuvo la frecuencia natural y porcentaje de amortiguamiento crítico como propiedades dinámicas. El daño del cabezal se relacionó con los cambios de sus propiedades dinámicas.

En este caso de estudio se concluye que las propiedades dinámicas se pueden considerar como buenos indicadores de la presencia de daño estructural.

ABSTRACT

The importance of this study focuses on the fact that most of the structural health reviews of bridges currently carried out are through visual inspections, which are subjective in many cases. Thus, the need arises to develop quantitative methods and procedures, such as the one analyzed in this research, which will allow the different levels of damage to building structures to be objectively and reliably detected.

Structural damage in this work will be understood as changes in the properties of the material that a system presents and that affects its performance, this is associated with various factors such as: corrosion, cracking, fatigue, among others. Here only damage due to cracking will be studied. In this study, structural damage in the head of a vehicular bridge with trimmed ends was identified by changing its dynamic properties. The head is made of reinforced concrete and is of the double cantilever type. The model was analyzed using the nonlinear finite element method in 3D in the ANSYS v.17 program. To simulate cracking, the discrete crack approach was used with a cohesive zone material model, then a load was applied by means of the displacement control and it was increased in magnitude to know the evolution of cracking in the model. For each load increase, the natural frequency and percentage of critical damping were obtained as dynamic properties. Head damage was related to changes in its dynamic properties.

In this case study, it is concluded that dynamic properties can be considered as good indicators of the presence of structural damage.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad es común construir puentes estructurados mediante cabezales en doble voladizo, los cuales soportan traveses de concreto (hormigón) presforzado con extremos recortados. Este tipo de estructuración tiene como propósito disminuir el claro de las traveses presforzadas, las cuales son simplemente apoyadas. En la Figura 1 se presenta en forma esquemática un cabezal de este tipo. Se observa una trabe portante o cabezal que descansa sobre columnas o pilas. El cabezal tiene una ménsula en la parte inferior de ambos extremos en las cuales se apoyan las traveses principales de concreto (hormigón) presforzado. En los extremos recortados de las traveses y en las ménsulas del cabezal se concentran esfuerzos (tensiones) debidos al momento flexionante y a la fuerza cortante que actúa en esas secciones. Cuando estos esfuerzos (tensiones) son superiores a los que soporta el concreto (hormigón) y el refuerzo suministrado se presentan agrietamientos. En una primera etapa, estos agrietamientos pueden provocar corrosión del acero de refuerzo, lo cual disminuye la resistencia de la ménsula, afectando la seguridad de la estructura en su conjunto (González et al., 2011). Este comportamiento resulta especialmente peligroso, ya que provoca una falla de tipo frágil en la estructura.

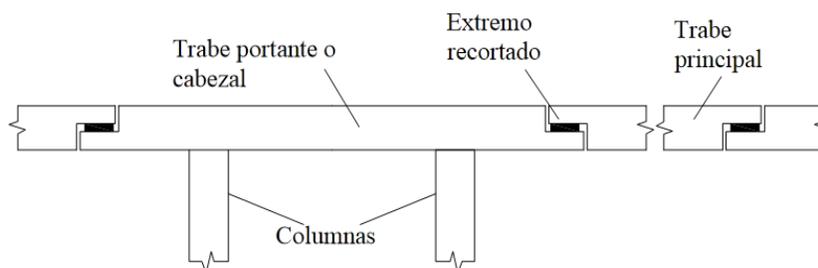


Figura 1. Cabezal en doble voladizo de un puente vehicular estructurado con traveses de extremos recortados.

La corrosión es el deterioro de un material provocado por una reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación (RCDF, 2017). Cuando el acero se corroe, se reduce la sección transversal de las varillas que refuerzan el concreto (hormigón), lo cual tiene como consecuencia que la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales sometidos a este deterioro disminuyan. En general, la corrosión del acero de refuerzo aumenta la probabilidad de falla de la estructura y puede originar un deterioro prematuro de la misma, tal que, no se garantice su operatividad dentro de los límites de seguridad aceptables por un código o reglamento de diseño (Torres et al., 2001).

El Monitoreo de la Seguridad Estructural (SHM, por sus siglas en inglés), es una técnica cuyo objetivo principal es determinar los cambios graduales o repentinos en el comportamiento de las estructuras, asociados a la ocurrencia de daño. Con dicha técnica, se busca evaluar la integridad de las estructuras, y así, aumentar su seguridad y confiabilidad, además de disminuir el costo de mantenimiento y reparación de éstas. El daño en las estructuras se debe a diversos factores: corrosión, agrietamiento, fatiga, degradación de los materiales, sobrecargas, etc. (Ramos et al., 2010). En particular, en este trabajo se estudia el daño asociado al agrietamiento de la estructura. Dependiendo de las necesidades y recursos de los administradores de la infraestructura, los datos de monitoreo estructural se pueden utilizar para alcanzar diferentes niveles de evaluación de daño. Rytter (1993), establece los siguientes niveles de evaluación:

Nivel 1: Detección de la presencia de daño.

Nivel 2: Determinación de la ubicación de los daños.

Nivel 3: Cuantificación de la gravedad de los daños.

Nivel 4: Predicción de la vida útil restante de los componentes estructurales y de la estructura en su conjunto.

El daño estructural se define en forma general como el cambio en las propiedades de los elementos que forman un sistema estructural y que afectan el comportamiento de la estructura en su conjunto, provocando disminución de resistencia e incremento de deformaciones. De acuerdo a Oller (2001), el daño estructural es el grado de degradación o pérdida de rigidez que sufre una estructura y se evalúa mediante un índice escalar que varía entre 0 y 1, donde 0 se asocia a un estado sano y 1 a un estado totalmente degradado o dañado.

Actualmente existen distintos métodos no destructivos para llevar a cabo la evaluación del daño estructural. Estos métodos se pueden clasificar en dos grupos: convencionales y dinámicos. Entre los métodos convencionales están: la inspección visual, la emisión acústica y los radiográficos, entre algunos otros. Mayores referencias acerca del uso de estos métodos se pueden encontrar en los trabajos de Prine (1998), Wang (2004) y Rhazi (2006). La principal desventaja de los métodos convencionales es que su aplicación no resulta práctica, ya que se requiere conocer a priori la localización del daño y tener libre acceso a la zona de inspección. El método de inspección visual es el más común, sin embargo, tiene el inconveniente de que la elección del nivel de

daño queda a criterio de un revisor, cuyo juicio puede ser subjetivo y depende, en general, de su experiencia y conocimiento. Lo anterior muestra la necesidad de cambiar los métodos de evaluación que se utilizan actualmente, por métodos y procedimientos cuantitativos que sean más confiables y racionales.

En contraste, los métodos dinámicos se basan en la medición de la vibración de la estructura para evaluar su daño. Estos métodos se fundamentan en la hipótesis de que cualquier cambio de las propiedades físicas de una estructura (masa, rigidez y/o capacidad de disipación de energía) a causa de un daño estructural, se asocian a una modificación de sus propiedades dinámicas. Los métodos dinámicos parecen ser uno de los procedimientos más prácticos para la detección de daño, ya que tienen la ventaja de no requerir información a priori acerca de la localización del daño, y tampoco requieren libre acceso a la zona de inspección; sin embargo se requiere conocer el estado de la estructura en su condición inicial (sin daño) para un análisis comparativo. Se han llevado a cabo distintos estudios relacionados con métodos dinámicos de detección de daño estructural, cuyos resultados muestran sus ventajas. Doebling et al., (1996) presentan una extensa descripción de varios métodos dinámicos y una revisión bibliográfica referente a ellos.

El objetivo del presente trabajo es identificar el daño estructural a causa del agrietamiento en el cabezal de concreto (hormigón) reforzado de un puente estructurado con travesaños de extremos recortados, mediante el cambio de sus propiedades dinámicas. Para ello, se realizó un análisis numérico de un modelo representativo del cabezal mediante el método de elementos finitos. A diferencia de otros trabajos (Leath et al., 1993; Vázquez et al., 2004; Simeng et al., 2016) en los cuales el daño estructural a causa del agrietamiento se ha simulado mediante una reducción del módulo de elasticidad del material, o de la rigidez de los elementos estructurales; en este estudio el daño se simuló mediante el enfoque de la grieta discreta con un método de material de zona cohesiva (Hillerborg et al., 1976).

CONTENIDO

RESUMEN.....	i
ABSTRACT	i
INTRODUCCIÓN.....	ii
PARTE 1. PROTOCOLO DE TESIS	1
I.- Problema de estudio	2
II.- Justificación.....	2
III.- Objetivos	2
<i>Objetivo general</i>	2
<i>Objetivos particulares</i>	2
IV.- Hipótesis	2
V.- Revisión bibliográfica.....	2
VI.- Metodología propuesta	3
VII.- Cronograma	4
VIII.- Referencias bibliográficas.....	4
PARTE 2. ARTÍCULO DE INVESTIGACIÓN	5
Acuse de envío del artículo	6
Abstract:	7
Resumen:	7
1. - Introducción.....	7
2. – Modelo y método de estudio	9
2.1 Modelo de estudio.....	9
2.2 Simulación numérica.....	9
2.3 Simulación del agrietamiento y modelo del cabezal	11
2.4 Etapas de daño	14
2.5 Identificación de las propiedades dinámicas.....	17
3. – Resultados.....	18
4. – Conclusiones	22
5. – Referencias	22

PARTE 1

PROTOCOLO DE TESIS

I.- Problema de estudio

El objeto de estudio del presente trabajo es identificar el daño estructural a causa del agrietamiento en el cabezal en doble voladizo con extremos recortados de un puente vehicular, mediante el cambio de propiedades dinámicas para desarrollar métodos y procedimientos cuantitativos, que permitirán detectar en forma objetiva y confiable los distintos niveles de daño en las estructuras de las construcciones.

II.- Justificación

Actualmente en México la mayoría de las revisiones de la salud estructural de los puentes son realizadas mediante inspecciones visuales. El método de inspección visual, tiene el inconveniente de que la elección del nivel de daño queda a criterio de un revisor, cuyo juicio puede ser subjetivo y depende, en general, de su experiencia y conocimiento. Lo anterior muestra la necesidad de cambiar los métodos de evaluación que se utilizan actualmente, por métodos y procedimientos cuantitativos que sean más confiables y racionales.

III.- Objetivos

Objetivo general

Identificar el daño estructural en el cabezal en doble voladizo con extremos recortados de un puente vehicular, mediante el cambio de sus propiedades dinámicas.

Objetivos particulares

Modelar el daño estructural en el cabezal en doble voladizo con extremos recortados de un puente vehicular, a partir de la teoría de la mecánica de la fractura.

Relacionar el cambio de las propiedades dinámicas del cabezal en doble voladizo con extremos recortados con la severidad del daño estructural.

Este trabajo se limita al análisis de un modelo analítico mediante simulación numérica.

IV.- Hipótesis

Cualquier reducción de la rigidez en el cabezal en doble voladizo con extremos recortados de un puente vehicular, debido a la presencia de agrietamiento a consecuencia del daño estructural, produce cambios en sus propiedades dinámicas. Por lo que es factible identificar distintos niveles de daño en función de los cambios de sus propiedades dinámicas.

V.- Revisión bibliográfica

González et. al. 2011, llevaron a cabo un estudio de traveses con extremos recortados mediante el método de puntales y tensores. Los estudios fueron analíticos y experimentales. Probaron dos diseños distintos de acuerdo a las recomendaciones FIP 2009. Se analizaron los resultados experimentales y se compararon las resistencias obtenidas en los extremos recortados con los valores teóricos usados en el diseño. Se observó que las resistencias teóricas fueron ligeramente menores a las experimentales. También se apreció que el patrón de agrietamiento observado en las pruebas experimentales resultó congruente con el patrón de agrietamiento supuesto en las metodologías de diseño.

Gutiérrez et. al. 2014 propusieron un modelo numérico (elementos finitos y mecánica del daño) para predecir el comportamiento no lineal de estructuras de concreto reforzado. Para el concreto se utilizó un modelo de aproximación de discontinuidades

interiores. Para el acero de refuerzo se consideró un modelo constitutivo elasto-plástico perfecto. El modelo se validó con la simulación numérica del comportamiento de una viga de concreto reforzado simplemente apoyada, sujeta a un incremento de desplazamientos en el centro del claro, comparando la respuesta de la solución analítica con los resultados experimentales reportados por Burns y Siess (1962). Los resultados numéricos fueron consistentes con las pruebas experimentales, verificándose que el modelo de daño reproduce satisfactoriamente el ablandamiento del concreto debido a la presencia del agrietamiento.

Moreno et. al. 2014 elaboraron modelos de elementos finitos no-lineales en 3D, simularon el ancho de la grieta en extremos recortados de vigas en condiciones de servicio empleando el programa ANSYS v.11. Los especímenes modelados tuvieron dos tipos de refuerzo. El primero correspondió a una solución típica a base de estribos, anillos verticales y horizontales. En el segundo se sustituyó parte del refuerzo vertical y horizontal por barras en diagonales a 45°. Para simular el agrietamiento bajo carga de servicio se usó el enfoque de la grieta discreta. El comportamiento de las curvas carga-desplazamiento mostró buena correlación con los resultados experimentales, al igual que para los anchos de las grietas.

Molina et. al. 2012 presentaron el estudio dinámico de un puente a escala para fines de detección de daño, aplicaron un análisis modal experimental y un modelo numérico. El modelo experimental constó de una malla metálica de secciones rectangulares huecas, el daño se realizó mediante cortes de sierra con diferentes grados de severidad y localización. El modelo numérico se realizó con la finalidad de poder ver el comportamiento dinámico del prototipo del puente para obtener los parámetros modales. Para la detección del daño se compararon las frecuencias de vibración, en las cuales se observó que el cambio de frecuencias producido por el daño infligido es mínimo por lo que no se puede considerar como un método confiable para determinar si la estructura tiene daño o no.

Esfandiari et al. 2016, utilizaron una función de respuesta de frecuencia, la cual se obtuvo utilizando una ecuación de sensibilidad cuasi-lineal para estimar la rigidez a flexión de una viga. De esta forma calibraron el modelo de elementos finitos de la estructura intacta. Se aplicó una carga con diferentes magnitudes a una viga simplemente apoyada de concreto reforzado para introducir daño, de esta manera se determinó la frecuencia natural de la estructura dañada y las formas de modo de la estructura intacta y así evaluar la función de respuesta de frecuencia de la estructura dañada. Se calibró el modelo de elementos finitos de la estructura intacta, y se aplicaron las mismas cargas presentándose daños distribuidos en la viga, estas reducciones de rigidez a flexión se localizaron y cuantificaron con éxito. La aplicación del método propuesto reveló su potencial para la identificación del daño distribuido utilizando Funciones de Respuesta de Frecuencias.

Simeng et al. 2016 investigaron la falla de una viga en el modo de flexión para establecer la relación entre la gravedad de daño y la curvatura de la estructura. Para ello utilizaron una viga de concreto reforzado simplemente apoyada a la cual se le aplicó una carga y se simuló el daño reduciendo la rigidez del material mediante una grieta. Tanto el modelo experimental como el modelo analítico mostraron su modo de falla a flexión y la curvatura de deflexión fue linealizada. Se observó que hubo una fuerte correlación entre el índice de gravedad de daño y el estado de los defectos en la viga, por lo que este método de identificación de daño se considera confiable.

VI.- Metodología propuesta

1) Revisión bibliográfica.

2) Modelación del daño estructural.

- El modelo analítico se trata de un cabezal con extremos recortados de concreto reforzado.

- Definir dimensiones, propiedades de los materiales y cargas.

- Realizar un análisis no lineal con el método de elementos finitos en el programa Ansys v.17, el daño (agrietamiento) se modelará mediante criterios de la mecánica de la fractura.

3) Identificación del daño estructural.

- Aplicar carga al modelo analítico, la cual se incrementará su magnitud y para cada incremento se obtendrá las propiedades dinámicas.

4) Relacionar el daño del cabezal con los cambios de sus propiedades dinámicas.

VII.- Cronograma

Actividad	Meses																								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
1.- Revisión bibliográfica																									
2.- Modelación del daño estructural																									
3.- Identificación del daño estructural																									
4.- Evaluación de resultados																									
5.- Conclusiones																									
6.- Escribir tesis																									

VIII.- Referencias bibliográficas

González Cuevas, Ó. M., y Arteaga Ángeles, J. M. (2011). Comportamiento de extremos recortados de traveses prefabricados. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo, 18-34.

Moreno Martínez, J. Y., y Meli Piralla, R. (2014). Enfoque de la grieta para el agrietamiento en extremos recortados de vigas de concreto. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1-13.

J. J. Gutiérrez Trejo, G. Ayala Milián y J. Retama Velasco. (2014). Análisis Inelástico de elementos de concreto reforzado basado en la mecánica del daño. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 39-48.

M. S. Molina Menache, R. Salgado Estrada, S. A. Zamora Castro, E. G. Lagunes Lagunes y M. O. Viguera Zúñiga. (2012). Detección de daño en puentes mediante un modelo experimental. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 1-13.

A. Esfandiari, A. Rahai, M. Sanayei y F. Bakhtiari-Nejad. (2016). Model Updating of a Concrete Beam with Extensive Distributed Damage Using Experimental Frequency Response Function. J. Bridge Eng, vol. 21, nº 4, pp. 04015081 1-13, 2016.

L. Simeng, Z. Liangliang, C. Zengshun, Z. Jianting y Z. Chao. (2016). Mode-specific damage identification method for reinforced concrete beams: Concept, theory and experiments. Construction and Building Materials, vol. 124, p. 1090–1099, 2016.

PARTE 2

ARTÍCULO DE INVESTIGACIÓN

Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería
Received on 06/08/20

Identification of structural damage to the double cantilever head with cut ends of a vehicular bridge, by monitoring change of dynamic properties

F. Corres, J. Valdes-González, J. Martínez

[Read document](#) [Review](#) [Edit](#) [Visual Editor](#) [Edit data](#) [History](#)

REVIEWERS COMMENTS

The review forum is hidden from the authors until the editor has given his/her decision for the manuscript. You will be notified by email once it is ready.

REVIEW STATUS

Article is in the review phase

REVIEW STATUS

1 reviewer is reviewing your manuscript.

SUBMISSION STATUS

Confirmation by the editor of the publication is pending

[CHANGE SUBMISSION](#)

[FURTHER INFORMATION](#)

Acuse de envió del artículo

Identification of structural damage to the double cantilever head with cut ends of a vehicular bridge, by monitoring change of dynamic properties

Fernando Sánchez Cortes¹, Jesús Valdés González², Jaime De la Colina Martínez²

1 Universidad Autónoma del Estado de México

2 Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México

Abstract:

In this work, the structural damage to the head of a vehicular bridge with cut ends was identified by monitoring its change of dynamic properties (frequency and damping). The head is made of reinforced concrete and has double cantilever. The importance of the study relies on the fact that most of the reviews of the structural health of bridges that are currently carried out are through visual inspections, which are subjective in many cases. Thus, the need arises to develop quantitative methods and procedures, such as the one analyzed in this work, which will allow objective and reliable detection of the different levels of damage to building structures.

The behavior of a double-cantilever type reinforced concrete head, whose ends are cut to receive the girders that form the bridge superstructure, was analyzed. The damage assessment of the head was related to the changes that occurred in its dynamic properties (frequency and damping).

Keywords: damage assessment, bridge damage, dynamic properties, frequency response function, discrete crack approach.

Resumen:

En este trabajo se identificó el daño estructural en el cabezal de un puente vehicular con extremos recortados mediante el cambio de sus propiedades dinámicas (frecuencia y amortiguamiento). El cabezal es de concreto (hormigón) reforzado y es de tipo en doble voladizo. La importancia del estudio se centra en que la mayoría de las revisiones de la salud estructural de los puentes que se realizan actualmente son mediante inspecciones visuales, las cuales resultan subjetivas en muchos de los casos. De esta forma, surge la necesidad de desarrollar métodos y procedimientos cuantitativos, como el que se analiza en este trabajo, que permitirán detectar en forma objetiva y confiable los distintos niveles de daño en las estructuras de las construcciones.

Se analizó el comportamiento de un cabezal de concreto (hormigón) reforzado en doble voladizo, cuyos extremos están recortados para recibir a las traveses que forman la superestructura del puente. El daño del cabezal se relacionó con los cambios de sus propiedades dinámicas (frecuencia y amortiguamiento).

Palabras clave: evaluación de daño, daño en puentes, propiedades dinámicas, función de respuesta en frecuencia, enfoque de la grieta discreta.

1. - Introducción

En la actualidad es común construir puentes estructurados mediante cabezales en doble voladizo, los cuales soportan traveses de concreto (hormigón) presforzado con extremos recortados. Este tipo de estructuración tiene como propósito disminuir el claro de las traveses presforzadas, las cuales son simplemente apoyadas. En la Figura 1 se presenta en forma esquemática un cabezal de este tipo. Se observa una trabe portante o cabezal que descansa sobre columnas o pilas. El cabezal tiene una ménsula en la parte inferior de ambos extremos en las cuales se apoyan las traveses principales de concreto (hormigón) presforzado. En los extremos recortados de las traveses y en las ménsulas del cabezal se concentran esfuerzos (tensiones) debidos al momento flexionante y a la fuerza cortante que actúa en esas secciones. Cuando estos esfuerzos (tensiones) son superiores a los que soporta el concreto (hormigón) y el refuerzo suministrado se presentan agrietamientos. En una primera etapa, estos agrietamientos pueden provocar corrosión del acero de refuerzo, lo cual disminuye la resistencia de la ménsula, afectando la seguridad de la estructura en su conjunto [1]. Este comportamiento resulta especialmente peligroso, ya que provoca una falla de tipo frágil en la estructura.

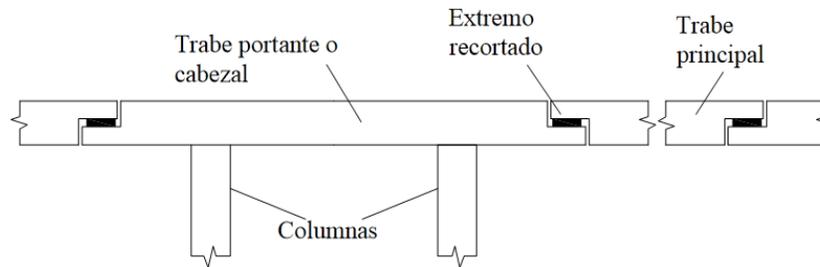


Figura 1. Cabezal en doble voladizo de un puente vehicular estructurado con travesaños de extremos recortados.

La corrosión es el deterioro de un material provocado por una reacción química o electroquímica. En el caso de un metal se identifica como oxidación [2]. Cuando el acero se corroe, se reduce la sección transversal de las varillas que refuerzan el concreto (hormigón), lo cual tiene como consecuencia que la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales sometidos a este deterioro disminuyan. En general, la corrosión del acero de refuerzo aumenta la probabilidad de falla de la estructura y puede originar un deterioro prematuro de la misma, tal que, no se garantice su operatividad dentro de los límites de seguridad aceptables por un código o reglamento de diseño [3].

El Monitoreo de la Seguridad Estructural (SHM, por sus siglas en inglés), es una técnica cuyo objetivo principal es determinar los cambios graduales o repentinos en el comportamiento de las estructuras, asociados a la ocurrencia de daño. Con dicha técnica, se busca evaluar la integridad de las estructuras, y así, aumentar su seguridad y confiabilidad, además de disminuir el costo de mantenimiento y reparación de éstas. El daño en las estructuras se debe a diversos factores: corrosión, agrietamiento, fatiga, degradación de los materiales, sobrecargas, etc. [4]. En particular, en este trabajo se estudia el daño asociado al agrietamiento de la estructura. Dependiendo de las necesidades y recursos de los administradores de la infraestructura, los datos de monitoreo estructural se pueden utilizar para alcanzar diferentes niveles de evaluación de daño. Rytter [5], establece los siguientes niveles de evaluación:

Nivel 1: Detección de la presencia de daño.

Nivel 2: Determinación de la ubicación de los daños.

Nivel 3: Cuantificación de la gravedad de los daños.

Nivel 4: Predicción de la vida útil restante de los componentes estructurales y de la estructura en su conjunto.

El daño estructural se define en forma general como el cambio en las propiedades de los elementos que forman un sistema estructural y que afectan el comportamiento de la estructura en su conjunto, provocando disminución de resistencia e incremento de deformaciones. De acuerdo a Oller [6], el daño estructural es el grado de degradación o pérdida de rigidez que sufre una estructura y se evalúa mediante un índice escalar que varía entre 0 y 1, donde 0 se asocia a un estado sano y 1 a un estado totalmente degradado o dañado.

Actualmente existen distintos métodos no destructivos para llevar a cabo la evaluación del daño estructural. Estos métodos se pueden clasificar en dos grupos: convencionales y dinámicos. Entre los métodos convencionales están: la inspección visual, la emisión acústica y los radiográficos, entre algunos otros. Mayores referencias acerca del uso de estos métodos se pueden encontrar en los trabajos de Prine, Wang y Rhazi [7, 8, 9]. La principal desventaja de los métodos convencionales es que su aplicación no resulta práctica, ya que se requiere conocer a priori la localización del daño y tener libre acceso a la zona de inspección. El método de inspección visual es el más común, sin embargo, tiene el inconveniente de que la elección del nivel de daño queda a criterio de un revisor, cuyo juicio puede ser subjetivo y depende, en general, de su experiencia y conocimiento. Lo anterior muestra la necesidad de cambiar los métodos de evaluación que se utilizan actualmente, por métodos y procedimientos cuantitativos que sean más confiables y racionales.

En contraste, los métodos dinámicos se basan en la medición de la vibración de la estructura para evaluar su daño. Estos métodos se fundamentan en la hipótesis de que cualquier cambio de las propiedades físicas de una estructura (masa, rigidez y/o capacidad de disipación de energía) a causa de un daño estructural, se asocian a una modificación de sus propiedades dinámicas. Los métodos dinámicos parecen ser uno de los procedimientos más prácticos para la detección de daño, ya que tienen la ventaja de no requerir información a priori acerca de la localización del daño, y tampoco requieren libre acceso a la zona de inspección; sin embargo se requiere conocer el estado de la estructura en su condición inicial (sin daño) para un análisis comparativo. Se han llevado a cabo distintos estudios relacionados con métodos dinámicos de detección de daño estructural, cuyos resultados muestran sus ventajas. Doebling [10] presentan una extensa descripción de varios métodos dinámicos y una revisión bibliográfica referente a ellos.

El objetivo del presente trabajo es identificar el daño estructural a causa del agrietamiento en el cabezal de concreto (hormigón) reforzado de un puente estructurado con travesaños de extremos recortados, mediante el cambio de sus propiedades dinámicas. Para

ello, se realizó un análisis numérico de un modelo representativo del cabezal mediante el método de elementos finitos. A diferencia de otros trabajos Leath, Vázquez y Simeng [11, 12, 13]; en los cuales el daño estructural a causa del agrietamiento se ha simulado mediante una reducción del módulo de elasticidad del material, o de la rigidez de los elementos estructurales; en este estudio el daño se simuló mediante el enfoque de la grieta discreta con un método de material de zona cohesiva [14].

2. – Modelo y método de estudio

2.1 Modelo de estudio

El modelo analítico que se estudia corresponde al modelo probado en laboratorio por Moreno [15]. Se trata de un cabezal con extremos recortados de concreto (hormigón) reforzado, cuyo refuerzo está formado por estribos verticales y horizontales. Las dimensiones del cabezal se muestran en la Figura 2. El diseño de los extremos recortados del cabezal cumplen con lo establecido por el PCI (Prestressed Concrete Institute) [16], el cual distingue cinco principales modos de falla, para cada uno de los cuales especifica el acero de refuerzo que se requiere para evitarlos. Las resistencias para las cuales se diseñaron los extremos recortados del cabezal fueron las siguientes: 1) flexión y tensión (tracción) axial en el extremo ($P = 951 \text{ kN}$), 2) corte directo ($P = 637 \text{ kN}$), 3) tensión (tracción) diagonal en la esquina reentrante ($P = 402 \text{ kN}$), 4) tensión (tracción) diagonal en la sección de la ménsula y 5) tensión (tracción) diagonal en la porción sin ménsula ($P = 1039 \text{ kN}$). De las resistencias anteriores se aprecia que rige la falla por fluencia de los estribos verticales, es decir, la falla asociada a tensión (tracción) diagonal en la porción sin ménsula. El refuerzo horizontal y vertical para este modo de falla son 6 estribos de 3/4" y 16 estribos del número 5/16" respectivamente.

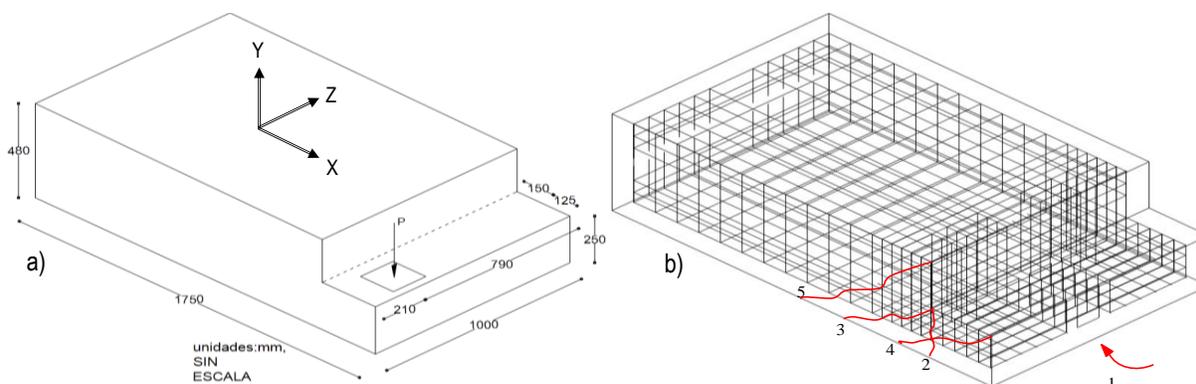


Figura 2. a) Geometría del modelo, b) Configuración del armado propuesto por el PCI.

En las pruebas experimentales, el modo de falla que rigió fue la tensión diagonal en la esquina reentrante. Esta falla se ocasionó debido a la carga vertical que se aplicó sobre la nariz, la cual causó en forma progresiva el agrietamiento en la esquina reentrante, después el agrietamiento en la parte del cambio de sección y finalmente la fluencia del acero de refuerzo hasta que se alcanzó su capacidad. Esta forma de falla correspondió al criterio de falla que especifica el PCI (1999). El inicio del agrietamiento en la esquina reentrante se presentó para una carga de $P = 88 \text{ kN}$ y la propagación a lo largo de la sección, se presentó para una carga de $P = 294 \text{ kN}$.

2.2 Simulación numérica

El cabezal se modeló con elementos finitos mediante el software ANSYS v.17 [17]. El método de los elementos finitos (MEF en castellano o FEM en inglés) es un método numérico que permite obtener una solución aproximada de un medio continuo, dividiéndolo en un número de subdominios llamados elementos finitos, los cuales se unen a través de los puntos nodales donde se plantea el equilibrio del sistema. El comportamiento del modelo se determina cuando se obtienen los desplazamientos de los grados de libertad de los nodos. Calculados los desplazamientos de los nodos, se pueden obtener las deformaciones unitarias y los esfuerzos (tensiones) en el interior de los elementos finitos mediante relaciones cinemáticas y funciones de forma.

Para modelar el concreto (hormigón) reforzado, se utilizó el elemento SOLID65, el cual se ilustra en la Figura 3. Este elemento está definido por ocho nodos, cada nodo tiene tres grados de libertad: traslación en las tres direcciones nodales (x,y,z). Este elemento permite modelar estructuras de concreto (hormigón) con o sin refuerzo.

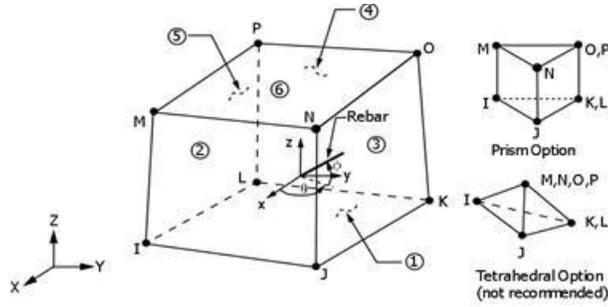


Figura 3. Propiedades geométricas SOLID65 (ANSYS v.17)

La ley constitutiva para este elemento es el modelo de William y Warnke [18], el cual permite que el elemento falle por agrietamiento a tensión (tracción) y por aplastamiento en compresión, se define como:

$$\frac{F}{f'_c} - S \geq 0 \quad (1)$$

Donde, F es una función del estado de esfuerzos (tensiones) principales. S es la superficie de falla, Figura 4.

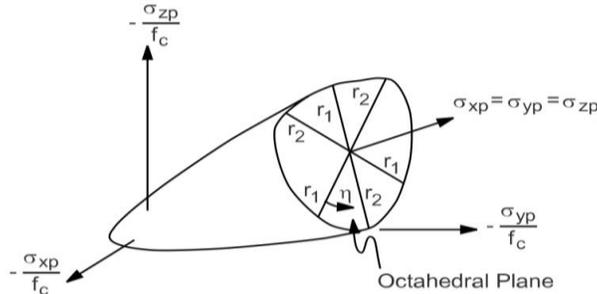


Figura 4. Superficie de falla (ANSYS v. 17)

La superficie de falla se expresa en términos de esfuerzos (tensiones) principales y de cinco parámetros: f'_t es la máxima resistencia uniaxial, f'_c es la máxima resistencia a compresión uniaxial, f'_{cb} es la máxima resistencia compresión biaxial, f_1 es la máxima resistencia a la compresión para un estado de compresión biaxial sometida a un estado de esfuerzos (tensiones) hidrostáticos (σ_h), f_2 es la máxima resistencia a la compresión para un estado de compresión uniaxial sometida a un estado de esfuerzos (tensiones) hidrostáticos (σ_h). Sin embargo, la superficie de falla se puede especificar con un mínimo de dos constantes (f'_t y f'_c) y las otras constantes son calculadas de la siguiente manera, según William y Warnke [18].

$$f'_{cb} = 1.2 f'_c \quad (2)$$

$$f_1 = 1.45 f'_c \quad (3)$$

$$f_2 = 1.725 f'_c \quad (4)$$

Las propiedades mecánicas de los materiales se obtuvieron del estudio experimental de Moreno [15], y se presentan en la tabla 1, donde: f'_c es la resistencia a compresión del concreto (hormigón), E_c el módulo de elasticidad, f_t la resistencia a la tensión (tracción), ν el coeficiente de Poisson. Por su parte F_y es la resistencia a la fluencia del acero y E_s su módulo de elasticidad.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de los materiales

Material	f'_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ν
Concreto (hormigón)	57.5	4.39	28.2	-----	-----	0.23
Barras horizontales	-----	-----	-----	407.8	161.8	0.30
Barras verticales	-----	-----	-----		149	

Para representar el comportamiento del concreto (hormigón) se utilizó el modelo constitutivo de plasticidad de Drucker-Prager [19], el cual se define mediante tres parámetros: la cohesión (c), el ángulo de rozamiento interno (Φ) y el ángulo de dilatación (Ψ). Los valores utilizados para estas variables, se presentan en la tabla 2 [15].

Tabla 2. Propiedades no lineales del material

Material	c (MPa)	Φ (grados)	Ψ (grados)
Concreto (hormigón)	23.47	11.54	11.54

Para modelar el comportamiento del acero de refuerzo se utilizó el modelo de endurecimiento isotrópico multilínea, cuyo comportamiento se describe mediante una curva de esfuerzo (tensión)-deformación lineal por partes. En la Figura 5 [15], se muestra el comportamiento del acero de refuerzo para las barras de diámetros 3/4" y 5/16", correspondientes a estribos horizontales y verticales, respectivamente.

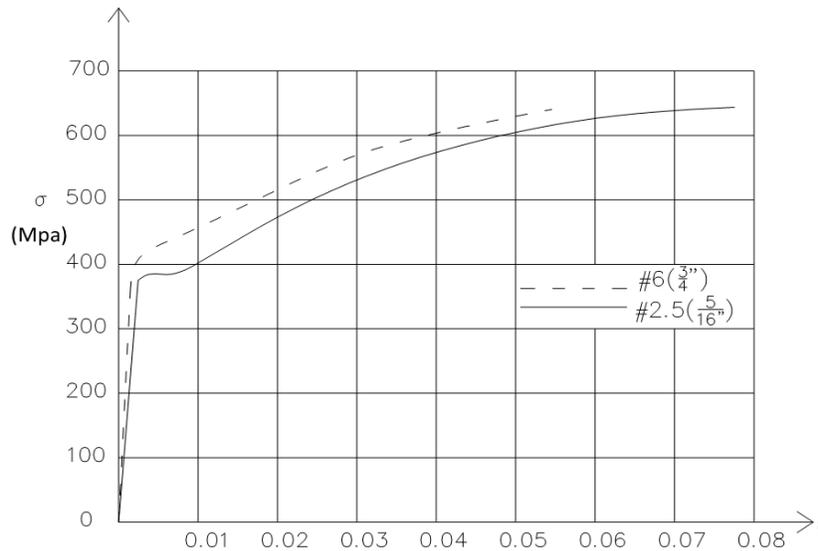


Figura 5. Curvas esfuerzo (tensión)-deformación del acero de refuerzo

2.3 Simulación del agrietamiento y modelo del cabezal

Para modelar el agrietamiento del concreto (hormigón) se usó el método de elementos finitos extendido (XFEM) propuesto por Belytschko y Black [20]. Este método se utiliza para modelar grietas y otras discontinuidades, enriqueciendo los grados de libertad en el modelo con funciones de desplazamientos adicionales que explican el salto en los desplazamientos a través de la discontinuidad.

El método XFEM tiene las siguientes características:

- Permite el crecimiento arbitrario de grietas dentro de la malla existente.
- Las fisuras iniciales deben estar presentes en el modelo y pueden ser modeladas como libres de tensión (tracción) o con un comportamiento de zona cohesiva.
- Supone que las discontinuidades cortan el elemento completamente.
- A medida que crece la grieta, siempre se supone que los segmentos de grieta recién introducidos tienen un comportamiento de zona cohesiva (ANSYS v.17).

Las técnicas utilizadas en XFEM se pueden clasificar en:

Enfoque basado en la singularidad. Considera las singularidades de la punta de la grieta, así como los saltos en los desplazamientos a través de las superficies de la grieta. Las grietas pueden terminar dentro de un elemento finito, ver Figura 6a.

Método del nodo fantasma. La singularidad de la punta de la grieta no se tiene en cuenta. La grieta termina en el borde (o cara) de un elemento finito.

Bajo este enfoque la formulación de los desplazamientos se formula como:

$$u(x) = N_I(x)u_I + H(x)N_I a_I \quad (5)$$

Al introducir nodos fantasmas superpuestos en los nodos del elemento, como se muestra en la Figura 6b, la función de desplazamiento puede reescribirse en términos de los desplazamientos de los nodos reales y los nodos fantasmas como:

$$u(X, t) = u_I^1(t)N_I(X)H(-f(X)) + u_I^2(t)N_I(X)H(f(X)) \quad (6)$$

Lo que conduce a una formulación de elementos superpuestos que esencialmente divide el elemento en dos subelementos. Donde:

$u_I^1(t)$ es el vector de desplazamiento en el subelemento 1

$u_I^2(t)$ es el vector de desplazamiento en el subelemento 2

$f(X)$ define la superficie de la grieta ($f(X) = 0$)

$N_I(X)$ funciones convencionales de forma nodal

$H(f(-X))$ y $H(f(X))$ son las funciones paso a paso de Heaviside, definidas como: $H(x) = \begin{cases} 1, & x > 0 \\ 0, & x \leq 0 \end{cases}$

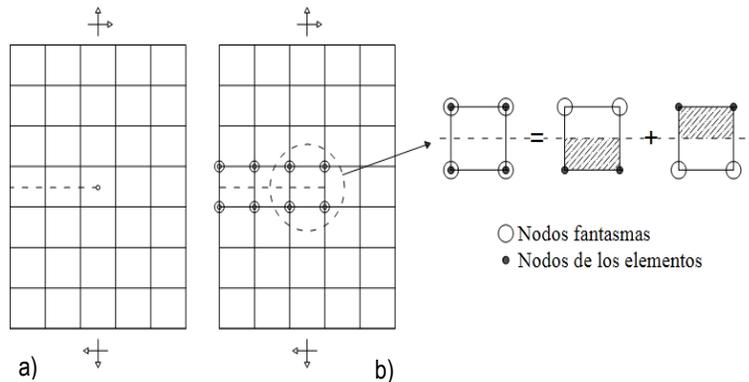
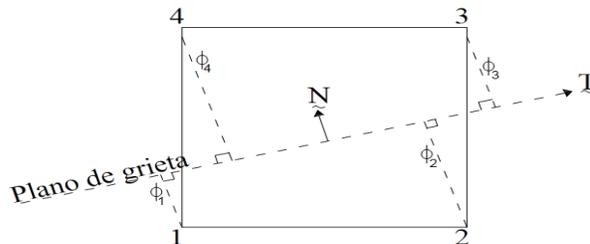


Figura 6. Representación de grietas XFEM en un modelo

El procedimiento para modelar el agrietamiento es:

a) Definir una región en el modelo con la posible propagación de la grieta.

b) Definir la grieta inicial. La geometría de la grieta en un elemento se define especificando dos funciones de distancia con signo en los nodos del elemento. Las dos funciones de distancia en los nodos representan la posición de los nodos desde la superficie de la grieta y desde el frente de la grieta, Figura 7.



\vec{N} = Normal al plano de agrietamiento

\vec{T} = Tangente al plano de agrietamiento

$\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$ = Distancia con signo en los nodos del elemento, distancia de nodo 1,2,3,4 desde el plano de agrietamiento

Figura 7. Definición de la grieta inicial, ANSYS v.17

El proceso de fractura comienza cuando se alcanza la resistencia a tensión (tracción) del material, f_t , Figura 8. Inicialmente se forma una zona con pequeñas fisuras que debilitan el material, pero que no impiden que se siga transmitiendo tensión (tracción) de un lado a otro. A esta zona se le llama zona de proceso de fractura. Estas pequeñas fisuras se unen una a otras y terminan

rompiéndose todos los ligamentos que permiten la transmisión de esfuerzos (tensiones), formándose finalmente una fractura abierta [21].

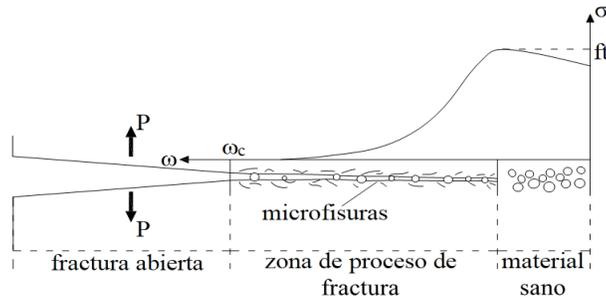


Figura 8. Zona de proceso de fractura

El proceso de fractura se apoya en un modelo de material cohesivo, propuesto por Hillerborg [14], donde la zona de proceso de fractura se idealiza como una apertura, ω , mientras que las tensiones (tracciones) simulan el ablandamiento del material y se supone función de ω . Cuando la grieta avanza barriendo completamente un área, las tensiones (tracciones) y desplazamientos en cada punto de esta área recorren completamente la curva de ablandamiento, lo que requiere un suministro energético por unidad de área que se denomina energía específica de fractura, G_F (Figura 9) la cual está dada por:

$$G_F = \int_0^{\infty} \sigma d\omega = \int_0^{\omega_c} f(\omega) d\omega \quad (7)$$

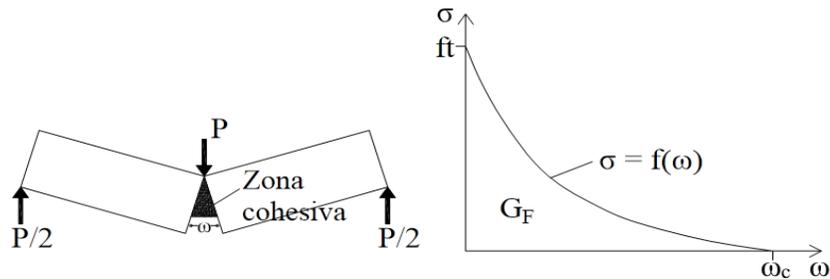


Figura 9. Grieta cohesiva y curva de ablandamiento de fractura en modo I del concreto a tensión uniaxial

Desde la formulación del modelo de la fisura cohesiva se han propuesto diferentes aproximaciones a la curva de ablandamiento experimental. La curva real de ablandamiento del concreto (hormigón) es curvilínea, pero tiene una primera parte que se puede aproximar por un segmento recto (Figura 10a). La curva completa es a menudo aproximada por una curva bilineal, como se ilustra en la Figura 10b [22].

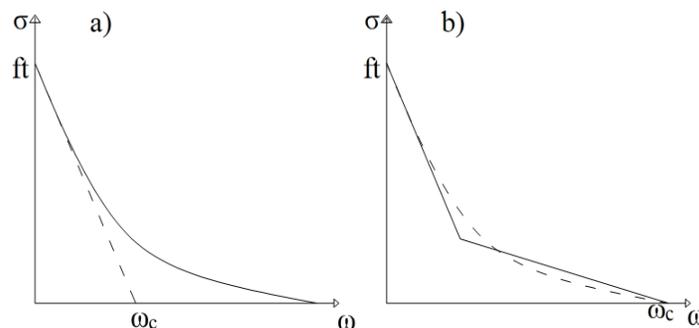


Figura 10. Curvas de ablandamiento: a) primera aproximación lineal y b) aproximación bilineal.

Se admite que el material fuera de la zona de fractura tiene un comportamiento isotrópico, lineal y elástico caracterizado por su módulo de Young (E) y su relación de Poisson (ν) [23].

La grieta discreta inicial se define en la esquina reentrante del cabezal (Figura 2b), que es donde se presentó la grieta en las pruebas experimentales. De acuerdo al modelo utilizado, esta grieta tendrá un comportamiento bilineal de material de zona cohesiva que activará el desprendimiento del material. Los datos que se introdujeron en el modelo son los que se muestran en la tabla 3, y fueron tomados del estudio de Moreno [15].

Tabla 3. Propiedades no lineales del material usando el enfoque discreto (comportamiento bilineal)

$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	δ_n^c (mm)	$\tau_{m\acute{a}x}$ (MPa)
4.39	0.1	2.19

donde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ es el máximo esfuerzo de contacto normal,
 δ_n^c es la abertura de contacto al término de desprendimiento y,
 $\tau_{m\acute{a}x}$ es el máximo esfuerzo de contacto equivalente tangencial.

En la Figura 11 se presenta el modelo del cabezal con extremos recortados de concreto (hormigón) reforzado que se analiza con ANSYS v.17 [17]. Se aprecia la región con la posible propagación de la grieta y la definición de la grieta inicial con un comportamiento de zona cohesiva. Se restringió el desplazamiento en las direcciones $u_x = u_y = u_z = 0$ en una longitud del cabezal de 1475 mm, esto en base a la estabilidad física del modelo. El modelo se segmentó en 20,561 elementos finitos solid65 (Figura 3) y tiene 23,280 nodos.

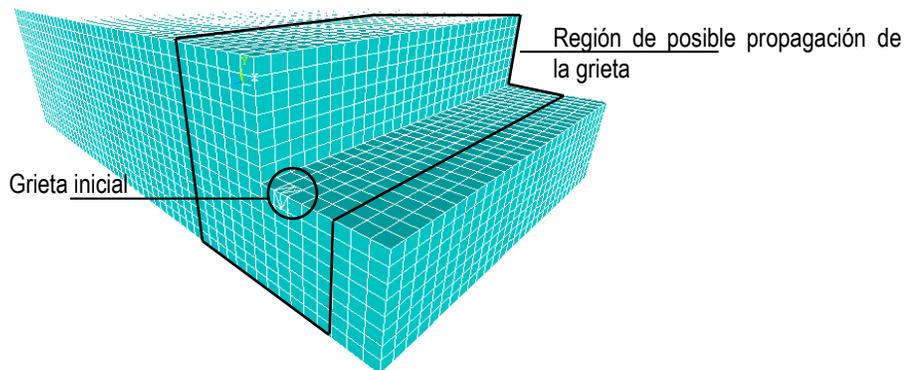


Figura 11. Modelo de elemento finito representativo del cabezal con extremos recortados.

2.4 Etapas de daño

El daño se define como el conjunto de cambios que experimentan los materiales y/o la geometría de los elementos que forman un sistema, los cuales afectan negativamente su rendimiento [24, 25].

El daño de un sólido continuo, en el sentido de degradación de rigidez, es una alteración de las propiedades elásticas durante la aplicación de la carga como consecuencia de una disminución del área efectiva resistente. Esta pérdida de área efectiva es normalmente causada por el crecimiento de vacíos y/o microfisuras. Se expresa mediante un índice que mide de forma cuantitativa la degradación de rigidez que sufre un punto del material de un sólido sometido a acciones externas. Con el propósito de establecer una medida escalar del deterioro que sufre el modelo que se analiza, se define un índice de daño, el cual es una medida normalizada y objetiva del daño total, producido por la plasticidad y la degradación de rigidez, de tal forma que:

$$\delta_d = \delta d^p + \delta d^r \quad (8)$$

donde:

δd es la variación del daño total.

δd^p es el daño provocado por la plasticidad.

δd^r es el daño provocado por la degradación.

El índice de daño, D , varía de $0 \leq D \leq 1$. Cero corresponde a un material sano y, uno a un material totalmente degradado (sin resistencia). Una manera de medir este índice, es mediante el concepto de la norma de fuerzas internas. Este indicador representa el nivel de resistencia que posee la estructura en cualquier proceso termodinámico (f_{int}), respecto de un estado idealmente elástico (f_{int}^e), [6].

$$D = 1 - \frac{\|f_{int}\|}{\|f_{int}^e\|} \quad (9)$$

El modelo se dañó aplicando una carga estática en la ménsula, simulando la reacción que las travesas de la superestructura del puente le transmiten al cabezal. Se generaron en total dieciséis etapas de daño al modelo ($N = 1$ a 16). La carga se aplicó mediante el control de desplazamientos, iniciando con un desplazamiento inicial de $U_y = -0.1$ mm, etapa $N = 1$, incrementando su magnitud en el orden de 0.1 mm, hasta un valor de $U_y = -1.0$ mm, etapa $N = 10$. A partir de $N = 11$, correspondiente a $U_y = 1.2$ se incrementó su magnitud en el orden de 0.2 mm, hasta un valor de $U_y = 2.2$ mm, etapa $N = 16$. Para cada etapa de daño se realizó una prueba de vibración ambiental, la cual consistió en registrar durante diez segundos la vibración del sistema con daño para una excitación correspondiente a un segmento de ruido de muy baja amplitud, la cual trató de simular el efecto de la vibración ambiental (0.0001 mm). Los análisis de vibración ambiental fueron dinámicos y tuvieron como propósito identificar la vibración del modelo bajo las condiciones de daño correspondientes a la etapa de análisis. Con las respuestas obtenidas en cada análisis de vibración ambiental, se identificaron las propiedades dinámicas del sistema asociadas a esa etapa de daño. En la Figura 12, se presenta a manera de ejemplo, el desplazamiento vertical de la punta de la ménsula (nodo 1369) en la prueba de vibración ambiental realizada para la etapa de daño $N = 1$. El nodo se localiza en la punta de la ménsula (Figura 14) y la respuesta corresponde al desplazamiento vertical.

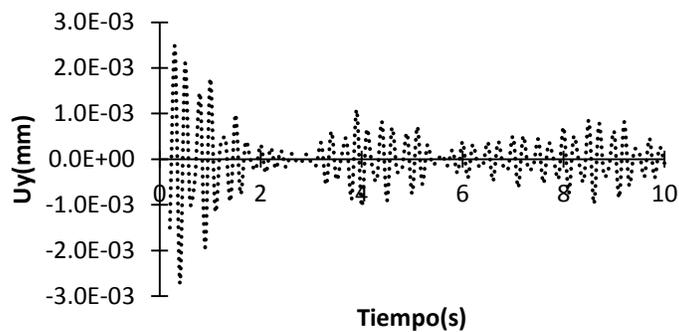


Figura 12. Respuesta en el tiempo (desplazamiento vertical) del nodo 1369 correspondiente a la prueba de vibración ambiental para la etapa de daño $N = 1$

En la Figura 13 se presenta el comportamiento, tanto del modelo de elemento finito, como del modelo que se probó experimentalmente [15]. En el eje horizontal se muestran los desplazamientos globales de los modelos, así como los índices de daño calculados para la etapa de comportamiento inelástico del modelo. En el eje vertical se muestra la fuerza aplicada en la ménsula. La línea continua corresponde a las pruebas experimentales y la discontinua a los resultados numéricos.

La caracterización del nivel de daño correspondiente a cada etapa se obtuvo mediante el desplazamiento máximo global del modelo ($\delta_{m\acute{a}x}$). En la Figura 13, se observa que el modelo permaneció bajo comportamiento elástico sin daño durante las primeras cuatro pruebas ($N = 1$ a 4), en las cuales se alcanzaron deformaciones máximas de $\delta_{m\acute{a}x} < 0.4$ mm aproximadamente. Las primeras grietas se detectaron después de la etapa $N = 4$ ($\delta_{m\acute{a}x} = 0.4$ mm), (ver Figura 14). De acuerdo al comportamiento observado, la fluencia del modelo se presentó para un desplazamiento $\delta_{m\acute{a}x} = 1.2$ mm (Figura 13), el cual se presentó para la etapa de daño $N = 11$.

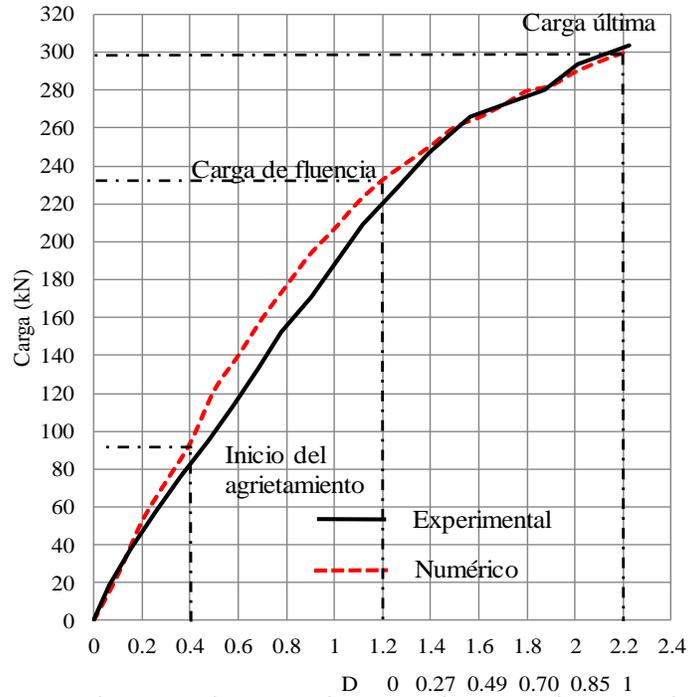
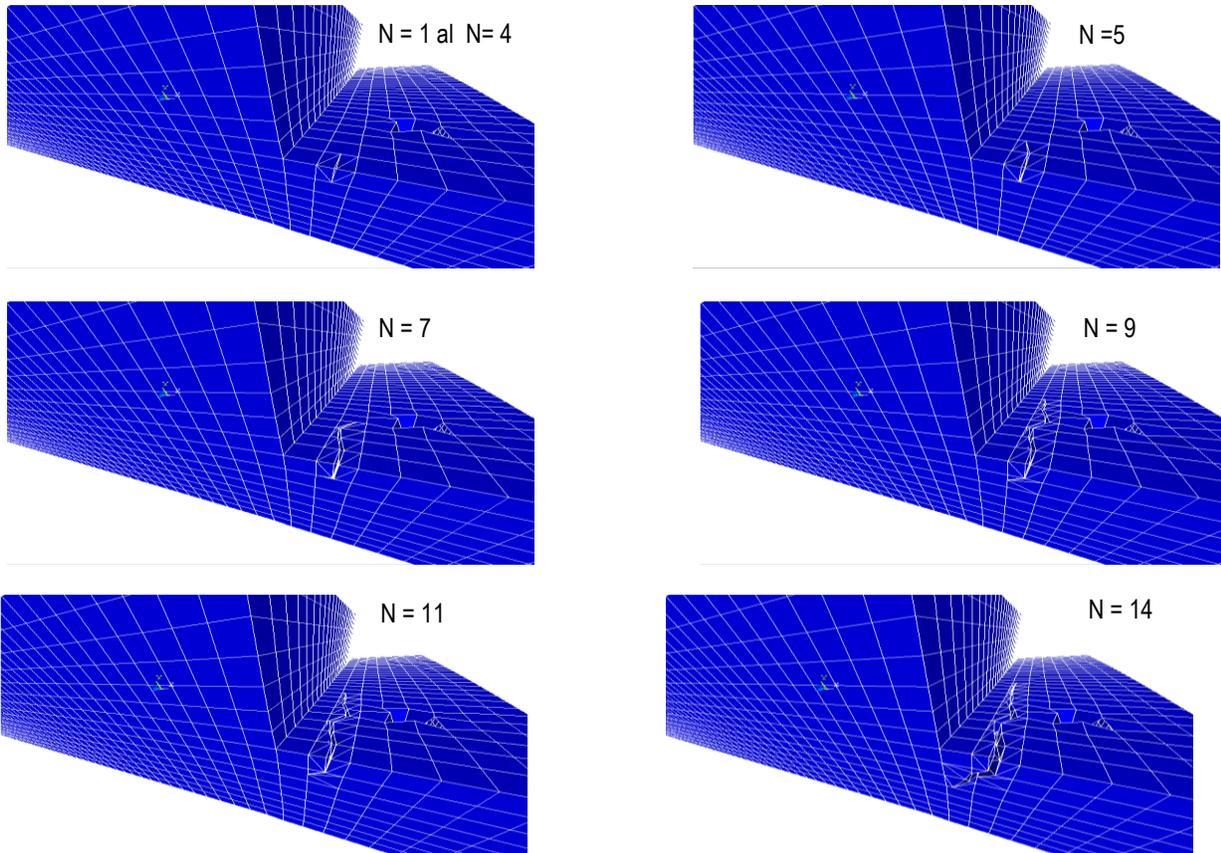


Figura 13. Relación entre la carga máxima y el desplazamiento global del modelo, para las distintas etapas de daño

En la Figura 14 se muestra la propagación del agrietamiento discreto que se presentó en el modelo del extremo recortado durante distintas etapas de daño.



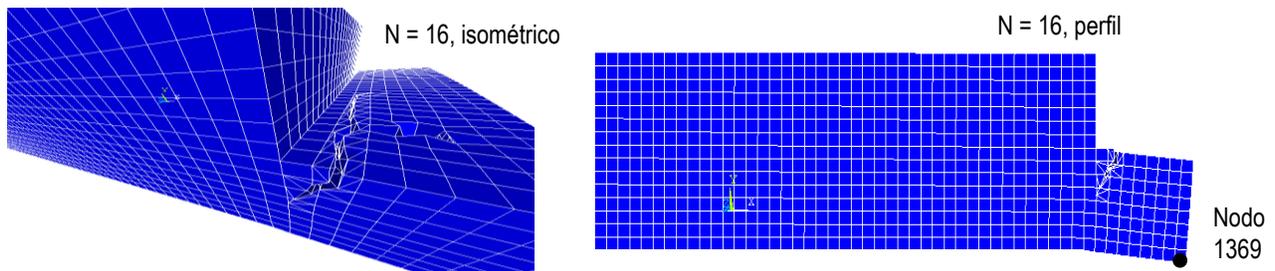


Figura 14. Agrietamiento discreto del modelo para distintas etapas de daño.

2.5 Identificación de las propiedades dinámicas

Con base en los desplazamientos calculados en el nodo 1369 durante las pruebas de vibración ambiental, se identificaron para cada etapa de daño las propiedades dinámicas del modelo. Se analizó la primera frecuencia de traslación en la dirección Y (Figura 2a), denotada como f y su correspondiente porcentaje de amortiguamiento crítico, ζ . La identificación se realizó con base en la técnica de análisis modal [26], la cual se fundamenta en el análisis de las funciones de respuesta en frecuencia (FRF), a veces también llamadas funciones de transferencia (FT). Las FRF se calculan de la siguiente manera:

$$\alpha(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)}; \text{ FRF de recepción.} \quad (10)$$

$$Y(\omega) = \frac{X'(\omega)}{F(\omega)}; \text{ FRF de movilidad.} \quad (11)$$

$$A(\omega) = \frac{X''(\omega)}{F(\omega)}; \text{ FRF de acelerancia.} \quad (12)$$

donde: $X(\omega)$, $X'(\omega)$, $X''(\omega)$ corresponden a la transformada de Fourier de la respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente. $F(\omega)$ es la función de excitación.

El método de la elección del pico o método de la potencia es el método que más se utiliza en el análisis modal. El método se basa en el análisis de los datos de las FRF en la vecindad de una resonancia (Figura 15a). El procedimiento para aplicar este método es el siguiente [26]:

- Estimación de la frecuencia natural (Figura 15b). Se identifica a partir del valor máximo de la FRF de recepción ($|\alpha(\omega_r)|$).
- El amortiguamiento (Figura 15b), se estima a partir del ancho del pico de resonancia, los puntos medios de potencia en ω_a y ω_b se ubican a cada lado de la frecuencia resonante y corresponden a una ordenada igual a $|\alpha(\omega_r)|/\sqrt{2}$. La fracción crítica de amortiguamiento se calcula como:

$$\zeta_r = \frac{\omega_b^2 - \omega_a^2}{4\omega_r^2} \approx \frac{\omega_b - \omega_a}{2\omega_r} \quad (13)$$

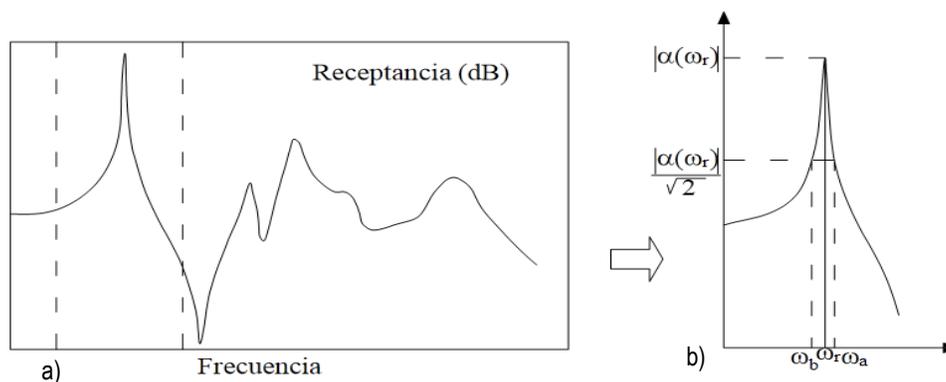


Figura 15. Método del pico.

En la Figura 16 se muestra la manera en que se calcularon las frecuencias de resonancia y sus correspondientes amortiguamientos. El caso que se muestra corresponde al nivel de daño $N = 1$ y la respuesta analizada es el desplazamiento del nodo 1369 medida en la dirección Y. En la Figura 16a se muestra la gráfica que relaciona la magnitud de la FRF con la frecuencia para un ancho de banda de 0 a 50 Hz. En la Figura 16b se muestra la misma función FRF para un ancho de banda reducido de 35 a 40 Hz, en la cual se identifica el valor máximo de la FRF, con su correspondiente frecuencia (frecuencia resonante), ω_r . De la misma manera se aprecia en esta figura (Figura 16b) el ancho del pico de resonancia, así como los puntos medios de potencia correspondientes a ω_a y ω_b , los cuales tienen una amplitud de $FRF = |\alpha(\omega_r)|/\sqrt{2}$.

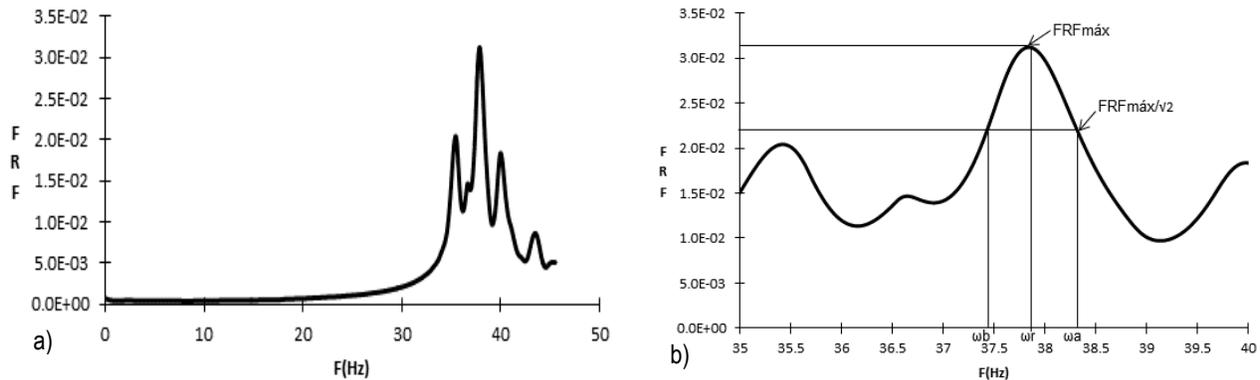


Figura 16. a) Función de Respuesta en Frecuencia (FRF) vs Frecuencia, b) Cálculo de la frecuencia resonante y su correspondiente amortiguamiento.

Del análisis de la FRF (Figura 16), se observa que la primera frecuencia del cabezal podría identificarse como $f_r = 37.77$ Hz, en tanto, que el porcentaje de amortiguamiento crítico resulta $\zeta_r \approx \frac{\omega_a - \omega_b}{2\omega_r} = \left(\frac{38.31 - 37.44}{2(37.77)} \right) 100\% = 1.15\%$ para esa etapa de daño ($N = 1$). Para las demás etapas de daño se procedió de la misma manera y se obtuvieron las frecuencias resonantes y sus correspondientes fracciones de amortiguamiento crítico, cuyos valores se presentan y analizan a continuación.

3. – Resultados

En la tabla 4, columna 5, se presentan las frecuencias naturales del modelo para las distintas etapas de daño, las cuales van de $N = 1$ (caso sin daño) hasta $N = 16$. Se observa que la frecuencia varía de $f = 37.77$ Hz para la etapa $N = 1$, hasta $f = 31.97$ Hz para la etapa $N = 13$. Esta diferencia representa un cambio del 18.14% (tabla 4, columna 6) en el valor de la frecuencia. De acuerdo a la Figura 13, la etapa de daño $N = 4$ corresponde al caso en el cual empieza el comportamiento inelástico del cabezal, en este caso se aprecia una diferencia del 0.29% entre los valores de las frecuencias obtenidas para $N = 1$ respecto a $N = 4$. Al empezar a cargar el cabezal ($N = 1$), su comportamiento es elástico y toda la sección contribuye a resistir la fuerza externa aplicada. Cuando la tensión (tracción) en la fibra más esforzada de alguna sección excede la resistencia del concreto (hormigón) a la tensión (tracción), aparecen grietas. A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del cabezal ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión (tracción). En esta etapa, la tensión (tracción) en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga-deflexión (Figura 13). A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto (hormigón) en esta zona es incapaz de tomar la compresión y se aplasta. El primer indicio del aplastamiento es el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esto ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema, hasta que se produce el colapso final [27].

Por lo que se refiere al amortiguamiento, se observa que la fracción de amortiguamiento crítico varía entre $\zeta = 1.15\%$ para $N=1$, hasta $\zeta = 13.23\%$ para $N=14$ (tabla 4, columna 7). Lo cual representa una variación de 1150.43% (tabla 4, columna 8). Por su parte, se aprecia un cambio notable de 331% en el amortiguamiento para la etapa $N=5$, respecto a la etapa $N=1$. Esto parece confirmar que es en esta etapa de daño en la que inicia el comportamiento inelástico del cabezal.

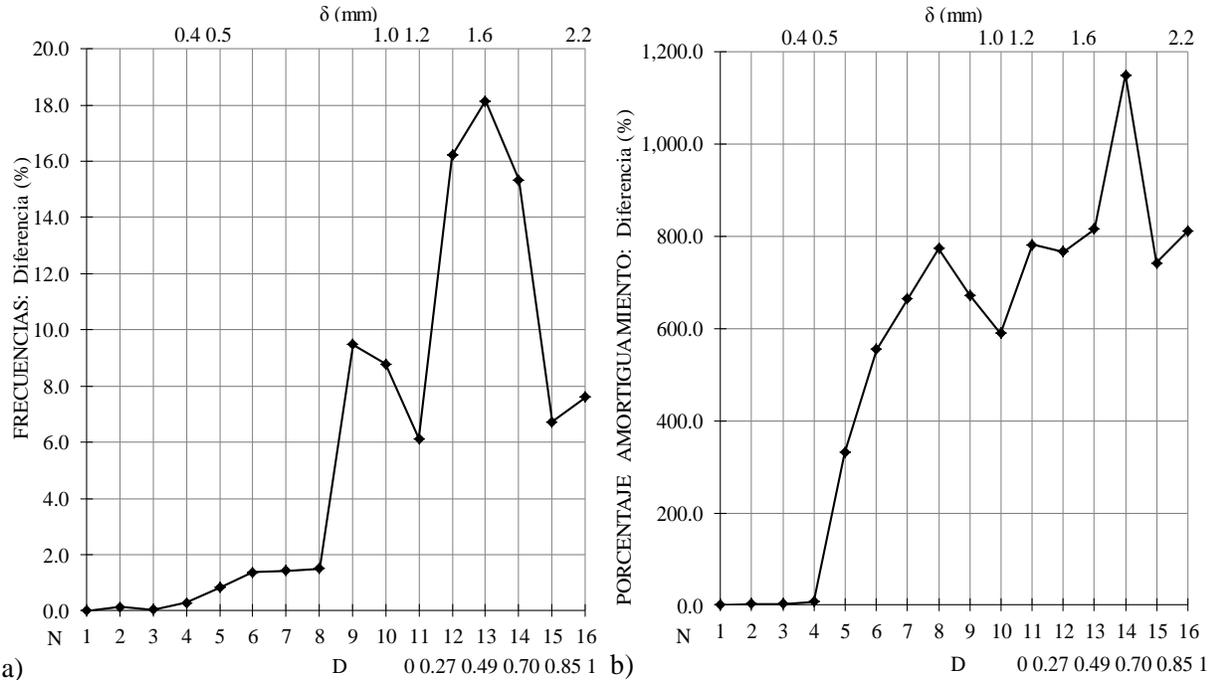
De acuerdo a estos resultados, se observa que el cambio de la primera frecuencia natural del cabezal, f , y su correspondiente porcentaje de amortiguamiento crítico, ζ , indican con buena aproximación el nivel de daño alcanzado en las distintas pruebas realizadas. Estos cambios permiten establecer si el modelo tuvo comportamiento elástico o inelástico, pero no permiten conocer el

nivel de daño que se alcanzó durante las pruebas. Como complemento, en la tabla 4 (columna 2) se presenta el índice de daño, el cual se calculó con la ec. 9 a partir de la fuerza aplicada en cada etapa de daño (tabla 4, columna 3).

Tabla 4. Propiedades dinámicas en cada etapa de daño

<i>Etapas de carga</i> <i>N</i>	<i>Índice de daño</i> <i>D</i>	<i>F (kN)</i>	<i>δ (mm)</i>	<i>f(Hz)</i>	<i>%Cambio</i>	<i>ζ (%)</i>	<i>%Cambio</i>
1	----	24.18	0.10	37.77	0.00	1.15	0.00
2	----	52.36	0.20	37.72	0.13	1.18	2.61
3	----	73.35	0.30	37.75	0.05	1.18	2.61
4	----	93.60	0.40	37.66	0.29	1.24	7.83
5	----	121.42	0.50	37.46	0.83	3.81	331.30
6	----	139.86	0.60	37.26	1.37	6.38	554.78
7	----	159.48	0.70	37.24	1.42	7.64	664.35
8	----	176.63	0.80	37.21	1.51	8.90	773.91
9	----	193.48	0.90	34.50	9.48	7.73	672.17
10	----	206.81	1.00	34.72	8.78	6.78	589.57
11	0.00	232.64	1.20	35.59	6.13	8.99	781.74
12	0.27	250.59	1.40	32.50	16.22	8.82	766.96
13	0.49	265.51	1.60	31.97	18.14	9.38	815.65
14	0.70	279.55	1.80	32.75	15.33	13.23	1,150.43
15	0.85	289.54	2.00	35.39	6.73	8.54	742.61
16	1.00	299.68	2.20	35.10	7.61	9.34	812.17

En la Figura 17 se muestran las variaciones de las frecuencias naturales y de los porcentajes de amortiguamiento crítico, en función de: las etapas de daño (N), del desplazamiento global del modelo (δ) y del índice de daño (D). La variación se presenta en términos de la diferencia en porcentaje del valor de f y ζ para cada etapa de carga (daño) en comparación al valor de f y ζ identificado para el caso sin daño (N=1). En las gráficas correspondientes a las Figuras 17a y 17b se observan tres etapas de daño. La primera corresponde a valores de N=1 a 4. En esta etapa se aprecia un comportamiento elástico del cabezal, ya que no se observan variaciones importantes del valor de f , ni de ζ . En la segunda etapa (N=5 a 10) se observa una degradación inicial de la rigidez del cabezal debida a su agrietamiento inicial, el cual se detectó visualmente a partir de la prueba N=5. La mayor variación de f y ζ durante la segunda etapa fue de 9.48% (aprox.) y 773.91% (aprox.) respectivamente. La tercera etapa corresponde a la fluencia del cabezal y comenzó a partir de la prueba N=11. En esta etapa se presentó una caída abrupta del valor de f y ζ , en cuyo caso la diferencia en porcentaje de ambas variables fue cercana al 6.13% y 781.74%, respectivamente, en relación al valor de f y ζ para el caso sin daño (N=1). Las tres etapas de comportamiento del cabezal que se aprecian en la Figura 17, corresponden con buena aproximación a las etapas de comportamiento que se identifican en la Figura 13.



a) b)
 Figura 17. Variación en porcentaje en función de las etapas de carga y/o daño. a) Frecuencias, f ; b) Porcentajes de amortiguamiento crítico, ζ .

Las FRF, también conocidas como funciones de transferencia (FT), han sido ampliamente utilizadas para detectar el daño de distintos sistemas estructurales [28, 29, 30]. En general, se ha demostrado que el uso de las FRF son una herramienta útil y confiable para detectar el daño estructural en modelos experimentales y analíticos, aún para etapas de daño inicial.

En este trabajo se utiliza el coeficiente de Pearson (r) como un posible indicador de daño. Para ello se calcula dicho coeficiente entre una FRF que corresponde al estado sin daño del modelo (FRFu) y otra FRF correspondiente a un determinado nivel de daño (FRFd). El coeficiente de Pearson es un índice que se utiliza para medir la relación entre dos variables aleatorias, y varía de -1 a 1. Un valor de $r=1$ indica una correlación positiva perfecta entre ambas variables, es decir, que cuando una variable se incrementa la otra también lo hace en una proporción constante. Un valor de $r=0$ indica que no existe relación entre ambas variables. Esta condición no necesariamente representa que ambas variables sean independientes entre sí, ya que es posible que exista una relación no lineal entre ellas. Valores de r entre 0 y 1 representan correlaciones positivas y muestran cierto nivel de dependencia entre ambas variables. Valores negativos de r señalan que cuando una variable se incrementa la otra tiene un decremento. De acuerdo a estos conceptos, se esperaría que los valores de r tiendan a 0 en la medida que la estructura se encuentre con daño. Valores de r cercanos a 1 indican que existe poco daño en el cabezal, mientras que los valores de r próximos a 0 alertarían de la presencia de un alto nivel de daño estructural en el cabezal. Esto se debe a que se espera que las FRF sean muy similares al comparar el estado sin daño del cabezal respecto a un estado con daño menor, y a su vez, se espera que las FRF sean poco parecidas al comparar el estado sin daño del cabezal respecto a un estado con alto nivel de daño estructural [31]. El coeficiente de correlación se calculó con base en las siguientes expresiones:

$$r = \frac{S_{ud}}{\sqrt{S_{uu}S_{dd}}} \quad (14)$$

donde:

$$S_{uu} = \sum_{i=1}^m FRF_{ui}^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^m FRF_{ui} \right)^2}{m} \quad (15)$$

$$S_{dd} = \sum_{i=1}^m FRF_{di}^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^m FRF_{di} \right)^2}{m} \quad (16)$$

$$S_{ud} = \sum_{i=1}^m (FRF_{ui})(FRF_{di}) - \frac{\left(\sum_{i=1}^m FRF_{ui}\right)\left(\sum_{i=1}^m FRF_{di}\right)}{m} \quad (17)$$

donde m es el tamaño de la muestra de las FRF (número de frecuencias contenidas en las FRF).

El uso del coeficiente de Pearson en este trabajo no supone que exista una relación lineal entre las FRF para dos estados de daño del modelo; simplemente se utiliza para investigar si este parámetro puede asociarse con el nivel de daño de la estructura. Los resultados muestran que el coeficiente de Pearson puede ser útil para esta estimación, sin que esto represente un análisis estadístico formal.

La Figura 18 muestra la variación del coeficiente de correlación r para distintos pares de FRF en función de la etapa de daño del modelo (δ) y el número de pruebas N . Las FRF se calcularon como el cociente de la respuesta en el nodo 1369, dirección Y respecto a la excitación. En todos los cálculos FRFu correspondió a la prueba $N=1$, mientras que las FRFd correspondieron a cada una de las pruebas realizadas, desde $N=1$ hasta $N=16$.

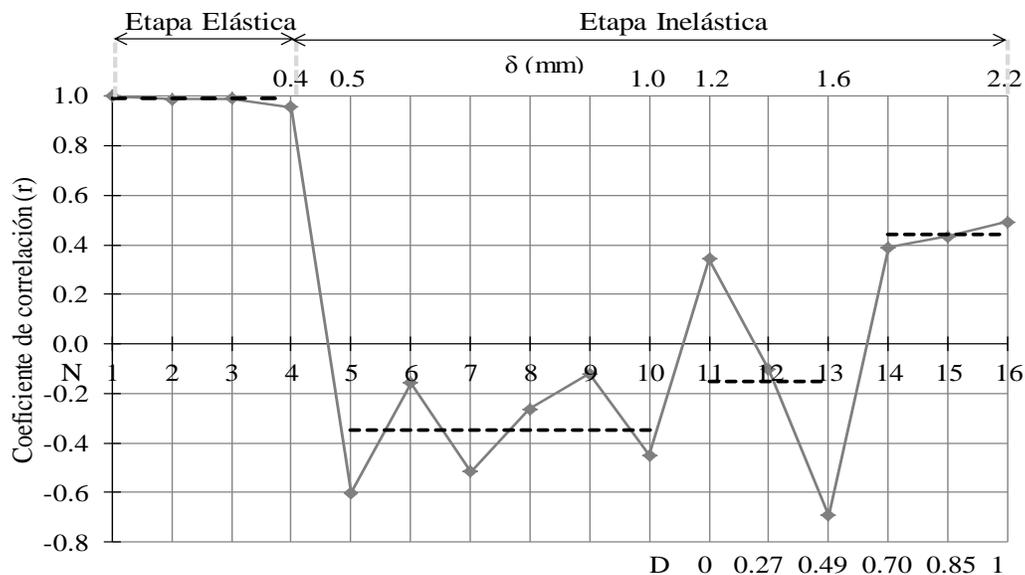


Figura 18. Variación del coeficiente de correlación r en función de la etapa de daño (N), del desplazamiento global del modelo (δ) y del índice de daño (D)

Los resultados muestran que los valores de r cambian considerablemente para valores de $\delta_{\text{máx}} > 0.4$ mm ($N=4$) en comparación a los que se obtienen para $\delta_{\text{máx}} \leq 0.4$ mm. Tomando en cuenta que $\delta_{\text{máx}} = 0.4$ mm representa el punto del límite elástico, los resultados indican que la etapa de intervalo inelástico puede detectarse mediante el coeficiente de correlación r entre las FRF obtenidas en distintas etapas de daño (elástica e inelástica). En la tabla 5 se muestra el promedio de r denotado como \bar{r} , considerando ambas etapas de comportamiento del modelo, elástica e inelástica. Se puede observar que r tiende a cero cuando el daño del modelo se incrementa. Además, se identifica cuatro etapas de comportamiento del cabezal. La primera corresponde al comportamiento elástico ($N=1$ a 4), mientras que las otras tres se presentan en la etapa inelástica para valores de N que van de $N=5$ al 10 , $N=11$ a 13 y $N=14$ a 16 .

Tabla 5. Valores promedio del coeficiente de correlación, \bar{r}

Estado de daño	\bar{r}
Etapa elástica	0.98
Etapa inelástica 1	-0.35
Etapa inelástica 2	-0.15
Etapa inelástica 3	0.44

4. – Conclusiones

Se identificó el daño estructural en un cabezal con extremos recortados de concreto (hormigón) reforzado mediante el cambio de sus propiedades dinámicas. Para ello, se desarrolló un modelo de elementos finitos no lineales en 3D con ayuda del programa ANSYS v.17 [17]. El agrietamiento se simuló con el enfoque de la grieta discreta mediante el modelo de material de zona cohesiva. Se aplicó una carga mediante el control de desplazamiento y se incrementó en magnitud para conocer la evolución del agrietamiento en el modelo. Para cada incremento de carga se obtuvo la frecuencia natural y el porcentaje de amortiguamiento crítico. Las propiedades dinámicas del modelo (frecuencias y amortiguamientos) se obtuvieron a partir de las FRF mediante la técnica de análisis modal. Se identificó el daño global del cabezal mediante un índice normalizado, D , el cual representa el nivel de degradación del cabezal y varía entre 0 y 1, donde 0 representa la ausencia de daño y 1 la degradación total de la resistencia del cabezal. Este índice se relacionó con los cambios de las frecuencias naturales (f) y los porcentajes de amortiguamiento crítico (ζ) para cada etapa de daño. Con base al análisis del modelo y en la interpretación de sus resultados, las principales conclusiones son las siguientes:

1.- La frecuencia de traslación f correspondiente al primer modo de vibrar del modelo en la dirección Y, experimentó cambios durante la etapa de comportamiento elástico menores a 0.29%, mientras que el porcentaje de amortiguamiento crítico ζ , experimentó variaciones menores a 7.83%. En la etapa inelástica la variación de f llegó a ser de hasta 18.14% y la de ζ de hasta 1,150%. Estos cambios o variaciones de las propiedades del cabezal fueron suficientes para distinguir entre ambos tipos de comportamiento del modelo (elástico e inelástico), y de esta forma identificar la presencia de daño en el cabezal. El nivel de daño en la etapa inelástica se obtuvo mediante el cálculo de un índice de daño, el cual es función de los cambios de ambas variables f y ζ , para cada etapa de daño. Se identificó como punto de fluencia, la etapa de daño correspondiente a $N=11$, para la cual se alcanzó un desplazamiento $\delta = 1.20$ mm, para una carga $F=232.64$ kN. A partir de esta prueba, el cabezal experimentó un daño progresivo hasta que alcanzó su resistencia última en la prueba $N=16$.

2.- Los valores que se obtuvieron para el coeficiente de correlación r , el cual se calculó entre pares de FRF correspondientes a dos estados diferentes de daño, sin daño ($N=1$) y con daño ($N=2$ a 16), permitiendo identificar en forma clara los dos tipos de comportamiento del cabezal, elástico e inelástico (sin daño o con daño), y además, para la etapa inelástica fue factible identificar tres niveles de daño. En general, se observó que en las pruebas para las cuales los valores de r fueron mayores a 0.98, el cabezal no sufrió daño, es decir, presentó un comportamiento elástico. En promedio, el valor de r correspondiente a las tres etapas de daño que se identificaron durante la etapa inelástica, fue de $\bar{r} = -0.35, -0.15$ y 0.44 .

En resumen se concluye que: las propiedades dinámicas (frecuencias naturales y porcentajes de amortiguamiento crítico) se pueden considerar como buenos indicadores de la presencia de daño estructural para el caso de estudio. Por su parte, el coeficiente de correlación es un parámetro que permite identificar, tanto la presencia de daño, como su nivel. En ambos casos es primordial contar con los valores de frecuencia, amortiguamiento y FRF correspondientes al caso sin daño. Por ello es importante realizar pruebas de vibración, tanto en las estructuras nuevas como en las estructuras existentes que se consideren sanas, para establecer una relación que sirva en una futura identificación de daño estructural.

5. – Referencias

- [1] González Cuevas, Ó. M., y Arteaga Ángeles, J. M. (2011). Comportamiento de extremos recortados de trabes presforzadas. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo, 18-34.
- [2] Gobierno de la Ciudad de México, (15 de Diciembre de 2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.
- [3] Torres Acosta, A., y Martínez Madrid, M. (2001). Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad. Instituto Mexicano del Transporte, 1-89.
- [4] Ramos, L. F., Aguilar, R., and Lourenco, P. (2010). Operational modal analysis of historical constructions using commercial wireless platforms. Structural Health Monitoring, 1-25.
- [5] Rytter, A. (1993). Vibrational based inspection of civil engineering structures. Tesis, University of Aalborg, 206.

- [6] Oller, S. (2001). *Fractura Mecánica: Un Enfoque Global*. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos de Ingeniería.
- [7] Prine, D. (1998). Steel bridge retrofit evaluation. *Proceedings of SPIE-The International Society for Optical Engineering*, 442-450.
- [8] Wang, H. (2004). Theoretical evaluation of embedded plate-like and solid cylindrical concrete structures with guided waves. Tesis. Northwestern University.
- [9] Rhazi, J. (2006). Evaluation of concrete structures by the acoustic tomography technique. *Structural Health Monitoring, An International Journal*, 333-342.
- [10] Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., and Shevitz, D. W. (1996). Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review. Los Alamos-National Laboratory, 1-134.
- [11] Leath, W., and Zimmermam, D. (1993). Analysis of Neural Network Supervised Training with Application to Structural Damage Detection. *Damage and Control of Large Structures*, 553-593.
- [12] Vázquez Torres, L. E., Suárez, L. E., y López, R. R. (2004). Identificación de daño en vigas de hormigón experimentales y analíticas utilizando metodologías modales. *Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 183.
- [13] Simeng, L., Liangliang, C., Zengshun, Z., Jianting, Z., and Chao, Z. (2016). Mode-specific damage identification method for reinforced concrete beams: Concept, theory and experiments. *Construction and Building Materials*, 1090-1099.
- [14] Hillerborg, A., Modéer, M., and Petersson, P. E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*, 773-782.
- [15] Moreno Martínez, J. Y., y Meli Piralla, R. (2014). Enfoque de la grieta para el agrietamiento en extremos recortados de vigas de concreto. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 1-13.
- [16] PCI. (1999). *Prestressed Concrete Institute. Design Handbook*, 6th. Chicago Illinois.
- [17] ANSYS. (2017). *Documentation for ANSYS. ANSYS Workbench Release 17.0*. USA.
- [18] William, K. J., and Warnke, E. D. (1975). Constitutive model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering*, 174.
- [19] Drucker, C. D., R. E. Gibson, and D.J. Henkel. 1957. Soilmechanics and work-hardening theories of plasticity. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.* 122: 338-346.
- [20] Belytschko, T., and Black, T. (1999). Elastic Crack Growth in Finite Elements with Minimal Remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 601-620.
- [21] Tarifa Crespo, M. A. (2012). *Procesos de fractura dinámica en hormigón de alta resistencia*. Tesis. Real: Universidad de Castilla-La Mancha, 1-332.
- [22] López Salinas, E. M. (2011). *Modelos de fisura cohesiva difusa y fisura cohesiva discreta para materiales cuasifrágiles*. Tesis, Madrid, 1-96.
- [23] Graffe, R., y Linero, D. (2010). Simulación numérica del proceso de fractura en modo I de vigas de concreto con trayectoria de fisuración conocida mediante un modelo discreto de fisura cohesiva. *Ingeniería de Construcción*, 399-418.

- [24] Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W., and Nadler, B. R. (2003). A Review of Structural Health Monitoring Literature. Los Alamos Laboratory Report.
- [25] Cruz, G. J. (2012). Propuesta de un Procedimiento Integral para la Evaluación Estructural de Puentes. Tesis Licenciatura. Facultad de ingeniería Civil. Universidad Veracruzana.
- [26] He, J., and Fu, Z. F. (2001). Modal Analysis. India: Planta tree.
- [27] González Cuevas, Ó. M., y Robles Fernández, F. (2008). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. México: Limusa.
- [28] Roitman, N., Viero, P. E., Magluta, C., Bastista, R. C., and Rosa, L. F. (1992). Identification of offshore platform structural damage using modal analysis technique. Mechanical Systems and Signal Processing, 287-295.
- [29] Lew, J. S. (1995). Using transfer function parameter changes for damage detection of structures. AIAA Journal, 2189-2193.
- [30] Li, J., Dackermann, U., Xu, Y., and Samali, B. (2011). Damage identification in civil engineering structures utilizing PCA-compressed residual frequency response functions and neural network ensembles. Journal of Structural Control and Health Monitoring, 207-226.
- [31] Valdés González, J., De la Colina Martínez, J., y González Pérez, C. A. (2015). Detección del daño sísmico de un marco tridimensional de concreto reforzado mediante pruebas de vibración ambiental y forzada . Revista de Ingeniería Sísmica, 22-46.