

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**DETECCIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL
EN VIGAS DE CONCRETO
PARCIALMENTE AGRIETADAS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A:

EMMANUEL MARTÍNEZ ZACARÍAS

Asesor:

DR. GELACIO JUÁREZ LUNA

Coasesor:

DR. MANUEL EURÍPIDES RUIZ SANDOVAL HERNÁNDEZ

Ciudad de México, 2017

Agradecimientos

Quiero expresar mi gratitud a todas aquellas personas e instituciones que de alguna u otra manera han aportado a la realización de este trabajo.

Le doy gracias a mis padres Sergio y Guadalupe por apoyarme en todo momento, por creer en mí e impulsarme a realizar cada una de mis metas, pero sobre todo por su amor y cariño.

A mis hermanos con quienes he compartido mi vida: Jovani, que como hermano mayor se ha preocupado por mi bienestar y a Cristian quien no solo me ha apoyado, sino que además me ha dado lecciones de vida y fortaleza.

A mi tía Mireya por su apoyo, confianza y cuidados a lo largo de mi vida.

A mis asesores: Dr. Gelacio Juárez Luna y Dr. Manuel E. Ruiz Sandoval Hernández por la orientación, confianza y paciencia depositada en mí. Aprovecho también para agradecer su amistad y diversas formas de apoyo personal.

A todos mis compañeros del posgrado, en especial a Lorena, Eymard y Victor por la ayuda y amistad brindada durante todo este tiempo.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por la beca otorgada durante mis estudios de maestría.

Al Posgrado en Ingeniería Estructural de la Universidad Autónoma Metropolitana por ofrecer una educación de alta calidad; además de los recursos y materiales que me brindaron.

Índice

1	Introducción.....	1
1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2	ANTECEDENTES.....	2
1.3	ALCANCES Y OBJETIVOS.....	5
1.3.1	<i>Objetivo general</i>	5
1.3.2	<i>Objetivos específicos</i>	5
1.4	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	6
2	Daño estructural.....	8
2.1	DAÑO.....	8
2.2	MECÁNICA DEL DAÑO.....	8
2.2.1	<i>Energía de fractura</i>	9
2.2.2	<i>Ablandamiento por deformación</i>	10
2.2.3	<i>Rigidez rotacional</i>	10
2.3	MODELOS DE DAÑO.....	14
2.3.1	<i>Agrietamiento discreto</i>	14
2.3.2	<i>Agrietamiento distribuido</i>	15
2.3.3	<i>Mecánica de fractura</i>	15
2.3.4	<i>Discontinuidades interiores</i>	16
2.4	CARGA DE INICIO DE AGRIETAMIENTO EN VIGAS.....	16
3	Detección de daño.....	19
3.1	MÉTODOS PARA LA DETECCIÓN DE DAÑO.....	19
3.1.1	<i>Variación de frecuencias naturales</i>	19
3.1.2	<i>Variación en los modos de vibrar</i>	20
3.1.3	<i>Variación en las matrices de flexibilidad y rigidez</i>	20
3.1.4	<i>Métodos no lineales</i>	21
3.2	MONITOREO DE LA SALUD ESTRUCTURAL.....	21
3.2.1	<i>Algoritmo AR-ARX</i>	23
3.3	CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE ESTRUCTURAS.....	26
3.3.1	<i>Peak Picking</i>	26
3.3.2	<i>Representación de estados</i>	28
4	Programa experimental.....	30
4.1	METODOLOGÍA.....	30
4.2	MATERIALES Y EQUIPO.....	32
4.3	ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES.....	34
4.4	ENSAYES.....	37
4.4.1	<i>Pruebas con acelerómetros</i>	38
4.4.2	<i>Pruebas a flexión</i>	40
4.4.3	<i>Pruebas a compresión</i>	41
4.5	RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	42
4.5.1	<i>Pruebas a compresión</i>	42

4.5.2	<i>Pruebas con acelerómetros</i>	43
4.5.2.1	Frecuencias naturales.....	45
4.5.2.2	AR-ARX experimental.....	48
4.5.3	<i>Pruebas a flexión</i>	50
5	Simulaciones numéricas	53
5.1	MODELOS NUMÉRICOS	53
5.2	MODELOS TRIDIMENSIONALES	53
5.2.1	<i>Modelos en el plano</i>	55
5.2.2	<i>Comparación entre simulaciones numéricas y experimento</i>	58
5.3	RIGIDEZ ROTACIONAL.....	61
5.3.1	<i>Modelos unidimensionales</i>	64
5.4	AR-ARX ANALÍTICO	68
6	Conclusiones y recomendaciones	75
6.1	CONCLUSIONES	75
6.2	RECOMENDACIONES.....	76
6.3	TRABAJOS FUTUROS	77
7	Referencias	78
8	Anexo A	81
9	Anexo B	89

Índice de figuras

Figura 1-1. Daño en vigas de concreto.....	1
Figura 1-2. Discretización de vigas con elementos unidimensionales (adaptada de Ruiz-Sandoval y Juárez, 2014).	4
Figura 2-1. Propagación de daño: a) inicio de agrietamiento y b) sección totalmente dañada.	9
Figura 2-2. Obtención de la energía de fractura (adaptada de Oller, 2001).....	9
Figura 2-3. Curvas de ablandamiento (adaptada de Moreno y Meli, 2014).....	10
Figura 2-4. Simulación de daño en vigas: a) con elementos sólidos en 2D y b) equivalente con elementos unidimensionales y resorte rotacional.	11
Figura 2-5. Energía disipada: a) curva de la carga contra el desplazamiento y b) momento contra salto de rotación.	11
Figura 2-6. Curvas: a) pendiente del momento, k_{θ} y b) variación k_{θ} contra $[\theta]$	12
Figura 2-7. Energía disipada en una viga parcialmente agrietada.	13
Figura 2-8. Modelo de agrietamiento distribuido (adaptada de Hernández 2012).	15
Figura 2-9. Momento máximo para viga simplemente apoyada.	17
Figura 2-10 Diagrama de estados de esfuerzo y deformación para vigas a flexión.	17
Figura 3-1. Métodos de identificación de daño basados en el reconocimiento de patrones.	22
Figura 3-2. Modelo de prueba propuesto por Sohn y Farrar (2001).....	23
Figura 3-3. Densidad espectral.	27
Figura 4-1. Representación de agrietamiento en viga de concreto simple.....	30
Figura 4-2. Metodología propuesta para la detección de daño.....	31
Figura 4-3. Dimensiones viga de concreto simple.....	33
Figura 4-4. Sistema de adquisición de datos: a) unidad central, b) acelerómetros modelo PCB393B31 y c) acondicionador de señal 482A22.....	33
Figura 4-5 Máquina universal.....	34
Figura 4-6. Moldes para vigas de acero inoxidable.	34

Figura 4-7. Elaboración de mezcla.	35
Figura 4-8. Vaciado de moldes.	36
Figura 4-9. Varillado y enrasado.	36
Figura 4-10. Cilindros para verificar la resistencia a compresión.	37
Figura 4-11. Especímenes ensayados.	37
Figura 4-12. Discretización de viga y grados de libertad.	38
Figura 4-13. Arreglos para el registro de aceleraciones: a) A1, b) A2 y c) A3.	39
Figura 4-14. Medición con acelerómetros.	39
Figura 4-15. Prueba a flexión con carga en los tercios del claro.	40
Figura 4-16. Prueba a flexión con carga en los tercios del claro.	41
Figura 4-17. Prueba a compresión.	41
Figura 4-18. Tipo de falla en cilindros de concreto.	42
Figura 4-19. Registro de aceleraciones, V1-A1-S1.	43
Figura 4-20. Registro de aceleraciones, V1-A1-S2.	44
Figura 4-21. Registro de aceleraciones, V1-A2-S3.	44
Figura 4-22. Registro de aceleraciones, V1-A3-S3.	45
Figura 4-23. Frecuencias alias.	46
Figura 4-24. Densidad espectral para el espécimen V1.	46
Figura 4-25. Frecuencias alias y reales.	47
Figura 4-26. Coeficientes AR para el espécimen V0.	48
Figura 4-27. Coeficientes AR para el espécimen V1.	48
Figura 4-28. Gráficos de índices de daño experimentales.	49
Figura 4-29. Gráficos finales de índices de daño experimentales.	50
Figura 4-30. Curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas de pruebas experimentales.	51

Figura 4-31. Falla típica en vigas a flexión: a) V0, b) V1, c) V2, d) V3 y e) V4.....	52
Figura 5-1. Viga tridimensional con agrietamiento.	54
Figura 5-2. Configuración deformada y propagación de agrietamiento.	54
Figura 5-3. Curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 3D.	55
Figura 5-4. Proyección y generación de malla para modelo V1: a) AUTOCAD y b) GiD 11.1.8.....	56
Figura 5-5. Configuración deformada del modelo V1.....	57
Figura 5-6. Configuración deformada del modelo V4.....	57
Figura 5-7. Curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 2D.	58
Figura 5-8. Curvas carga contra desplazamiento: a) V0, b) V1, c) V2, d) V3 y e) V4.	60
Figura 5-9. Cargas en las que inicia el agrietamiento.	61
Figura 5-10. Representación del momento contra el salto de rotación.....	63
Figura 5-11. Variación de la rigidez rotacional k_{θ} , en función del salto $[[\theta]]$	63
Figura 5-12. Discretización de vigas.	64
Figura 5-13. Grados de libertad de interés.	66
Figura 5-14. Viga modelada en SAP200 con nodos semiacoplados y resorte rotacional. ...	66
Figura 5-15. Variación en las formas modales obtenidas mediante MATLAB.	67
Figura 5-16. Variación en las formas modales obtenidas mediante SAP2000.....	68
Figura 5-17. Ruido blanco de banda ancha.	69
Figura 5-18. Coeficientes AR para el modelo V0.	69
Figura 5-19. Coeficientes AR para el modelo V1.	69
Figura 5-20. Gráficos de índices de daño analíticos.....	70
Figura 5-21. Gráficos finales de índices de daño analíticos.....	71
Figura 5-22. Índices de daño modelo V1.	72
Figura 5-23. Índices de daño modelo V2.	73

Figura 5-24. Índices de daño modelo V3.....	73
Figura 5-25. Índices de daño modelo V4.....	74
Figura 8-1. Registro de aceleraciones, V0-A2-S1.....	81
Figura 8-2. Registro de aceleraciones, V0-A1-S3.....	81
Figura 8-3. Registro de aceleraciones, V0-A2-S3.....	82
Figura 8-4. Registro de aceleraciones, V0-A3-S3.....	82
Figura 8-5. Registro de aceleraciones, V2-A3-S1.....	83
Figura 8-6. Registro de aceleraciones, V2-A1-S2.....	83
Figura 8-7. Registro de aceleraciones, V2-A2-S2.....	84
Figura 8-8. Registro de aceleraciones, V2-A3-S2.....	84
Figura 8-9. Registro de aceleraciones, V3-A1-S1.....	85
Figura 8-10. Registro de aceleraciones, V3-A1-S3.....	85
Figura 8-11. Registro de aceleraciones, V3-A2-S3.....	86
Figura 8-12. Registro de aceleraciones, V3-A3-S3.....	86
Figura 8-13. Registro de aceleraciones, V4-A2-S1.....	87
Figura 8-14. Registro de aceleraciones, V4-A1-S3.....	87
Figura 8-15. Registro de aceleraciones, V4-A2-S2.....	88
Figura 8-16. Registro de aceleraciones, V4-A3-S2.....	88
Figura 9-1. Índices de daño 1.....	89
Figura 9-2. Índices de daño 2.....	89
Figura 9-3. Índices de daño 3.....	90

Índice de tablas

Tabla 4-1. Dosificación de mezcla para concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	32
Tabla 4-2. Tipos de especímenes.....	35
Tabla 4-3. Resistencia a la compresión del concreto.....	42
Tabla 4-4. Frecuencias obtenidas mediante ensayos a vibración.	47
Tabla 4-5. Índices de daño experimentales.	49
Tabla 4-6. Valores finales de índices de daño experimentales.....	50
Tabla 4-7. Carga máxima obtenida en los diferentes especímenes.	52
Tabla 5-1. Valores de carga máxima resistente y desplazamientos con elementos 3D.....	55
Tabla 5-2. Valores de carga máxima resistente y desplazamientos con elementos 2D.....	58
Tabla 5-3. Comparación de cargas máximas.....	59
Tabla 5-4. Comparación de desplazamientos.....	59
Tabla 5-5. Cargas al inicio del agrietamiento mediante aproximaciones matemáticas.	61
Tabla 5-6. Valores de la rigidez rotacional a diferentes niveles de daño.....	64
Tabla 5-7. Comparación de frecuencias naturales.....	66
Tabla 5-8. Índices de daño analíticos.....	70
Tabla 5-9. Valores finales de índices de daño analíticos.....	71

Resumen

En esta investigación se presentan los resultados de un estudio enfocado a identificar daños en vigas de concreto simple. Se determinaron mediante ensayos y simulaciones numéricas la existencia, ubicación y cuantificación del daño estructural en vigas simplemente apoyadas. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana.

El método empleado para efectuar la detección de daño utiliza una combinación entre los modelos estadísticos autorregresivo (AR) y autorregresivo con exógeno (ARX). Dichos modelos se aplican a series de tiempo obtenidas con acelerómetros, las cuales fueron registradas en condiciones de operación y ambientales desconocidas. Para calibrar y validar el modelo AR-ARX también se generaron registros de aceleración sintéticos, en los que la fuente de excitación fue un ruido blanco de banda ancha. Además del método mencionado, se utilizaron otras técnicas para la detección de daño, como el cambio en las frecuencias naturales y en las formas modales.

En cada uno de los métodos mencionados se efectuó la detección de daño. Sin embargo, el método AR-ARX, al ser un método más refinado, no sólo identificó daño, sino además proporcionó la localización y cuantificación del mismo.

Por otra parte, se simuló el comportamiento de las vigas en su evolución de daño hasta el colapso. En este proceso se utilizaron elementos planos (2D) y tridimensionales (3D), en los cuales la falla puede representarse como una discontinuidad o grieta. Se utilizó el modelo constitutivo con superficie de daño diferente en tensión y en compresión (DTC) para el proceso de falla. Este modelo considera la energía de fractura y el tipo de ablandamiento que puede presentarse en elementos de concreto. Con estos modelos se realizaron curvas de la carga contra el desplazamiento y se comprobaron con las obtenidas experimentalmente.

Las vigas también se modelaron con elementos unidimensionales (1D), donde el comportamiento no lineal de las vigas se representó mediante un resorte rotacional en la zona agrietada. Para determinar el valor de dicha rigidez se utilizaron formulaciones basadas en energía.

Capítulo 1

1 Introducción

1.1 Planteamiento del problema

La detección de daño es un tema que ha sido objeto de atención en la ingeniería. Esto se debe a que es deseable detectar y restaurar el daño producido en las estructuras a una edad temprana. Debido a que las estructuras están sometidas a condiciones ambientales extremas tales como cargas accidentales: sismo, viento, etc, o inclusive bajo condiciones de servicio normales, las estructuras pueden estar propensas a daño (Figura 1-1). Como consecuencia de estos factores existe el riesgo de que ocurran fallas o colapsos que podrían significar la pérdida de vidas humanas.



Figura 1-1. Daño en vigas de concreto.

Una manera de evaluar el comportamiento y deterioro de las estructuras ante las diferentes sollicitaciones a las que están sometidas, se le conoce como monitoreo de la salud estructural. Esta actividad se denota por las siglas SHM, acrónimo de su nombre en inglés “Structural Health Monitoring” y su objetivo es evaluar de forma periódica un diagnóstico del estado de la estructura. Este dictamen se puede realizar tanto para los diferentes elementos estructurales como para la respuesta global del sistema.

La mayoría de los métodos de identificación de daños utilizados están incluidos en una de las categorías siguientes: métodos visuales y métodos experimentales. Dentro de estos últimos se encuentran estudios acústicos, ultrasonidos, radiografías, entre otros; sin embargo, estas técnicas requieren que la parte de la estructura dañada sea de fácil acceso.

Recientemente se han desarrollado métodos para examinar los cambios en las características de vibración de las estructuras. Esto debido a la necesidad de contar con métodos de detección de daño que puedan aplicarse a todo tipo de sistemas estructurales. Algunos de estos métodos se basan en los cambios de las propiedades dinámicas como: frecuencias, formas modales, matrices de masa y rigidez, entre otros (Doebbling *et al.* 1996).

Durante el proceso de carga de una estructura hasta el colapso, se presenta un comportamiento no lineal de los materiales. Este comportamiento puede deberse a diversos fenómenos de distinto nivel de complejidad dependiendo del material. En algunos casos la no linealidad en los materiales se representa mediante un comportamiento plástico o elastoplástico. Estos tipos de comportamiento se presentan físicamente como discontinuidades en forma de grietas, fisuras o líneas de deslizamiento.

En relación con el tipo falla, el comportamiento de los materiales se puede clasificar como frágil y dúctil. En el primero de éstos se tienen deformaciones pequeñas y la falla ocurre súbitamente, mientras que los materiales dúctiles presentan deformaciones grandes y la falla ocurre gradualmente. En materiales frágiles como el concreto simple, la falla se da con la iniciación y propagación de grietas, las cuales están definidas por las propiedades mecánicas a tensión del material.

En la mecánica del daño, la falla del elemento se representa mediante una variable que indica la degradación del material. Esta variable es la pérdida de la rigidez inicial del elemento. Además, la mecánica del daño incorpora dentro de sus formulaciones a la *energía de fractura*. Esta energía es una propiedad del material esencial para analizar el comportamiento de un sólido durante un proceso de falla a tensión.

El comportamiento macroscópico de un sólido puede simularse utilizando la mecánica de daño o fractura. Ésta tiene tres diferentes aproximaciones para el proceso de falla: modelos de mecánica de fractura, modelos de falla continua y modelos de falla discreta. El primer tipo de modelo se formula mediante factores de intensidad de esfuerzos, o con el concepto de concentración de esfuerzos. Para los otros dos tipos de modelos existe una diferencia básica entre ellos. En el modelo de falla continua se emplean relaciones constitutivas esfuerzo-deformación para el comportamiento del material. En el caso de la discreta, se emplean relaciones fuerza-desplazamiento.

1.2 Antecedentes

Entre los años 70's y 80's se comenzó a estudiar y a desarrollar métodos para la detección de daño. Estos primeros estudios se realizaron en plataformas marinas y en naves espaciales debido a las múltiples fallas por fatiga en los materiales. Años más tarde, se comenzó con la

detección de daño en las estructuras de ingeniería civil, con el objetivo de localizar deterioros a una edad temprana (Rytter, 1993).

En los últimos 30 años los métodos de detección de daño se han clasificado en dos grupos: métodos de inspección local y de detección global (Doebeling *et al.* 1998). Los métodos de inspección local generalmente se utilizan para estimar la ubicación del daño, y en muy pocas ocasiones para dar la magnitud de éste. Este tipo de métodos debe limitarse a la detección de daño en estructuras relativamente simples. Algunos de estos procedimientos son: métodos acústicos (Park *et al.* 2013), métodos térmicos y estudios de rayos x (Chang y Liu, 2003).

Los métodos de detección de daño global, generalmente se basan en los cambios de las propiedades físicas y dinámicas de la estructura (Sohn *et al.* 2001). Estas propiedades dinámicas pueden obtenerse del análisis de las vibraciones en el sistema (Rytter, 1993). Estos métodos globales determinan la existencia de daño y algunos inclusive permiten dar la ubicación y magnitud del mismo. Esto se debe a que cuando existe daño en el sistema, propiedades como la masa, rigidez, amortiguamiento, entre otras, presentan variaciones en sus valores.

Uno de los primeros estudios para detectar daño en estructuras civiles fue desarrollado por Salane *et al.* (1981). En este estudio se realizaron pruebas de carga cíclica a un puente de tres vías y se evaluó el cambio en las propiedades dinámicas. Debido al deterioro en la cubierta del puente y en las vigas de acero, se registró una reducción media en la rigidez del 20 %. Otro estudio relacionado a este tipo de estructuras es el realizado por Kato y Shimida (1986). Los resultados de esta investigación demostraron una reducción en las frecuencias naturales del puente y por tanto se consideraba que existía daño. Este efecto aparecía cuando la estructura se aproximaba a su carga última.

La detección de daño no sólo se ha concentrado en el estudio de estructuras o sistemas completos, sino también se han analizado elementos aislados de éstos mismos. Es decir, se han desarrollado estudios para detectar daño en elementos como vigas, columnas, losas, entre otros. Gudmunson (1983) discute el comportamiento dinámico de vigas en voladizo transversalmente agrietadas, en el que muestra que una grieta puede representarse mediante una matriz de flexibilidad estática. En este estudio se determinaron las frecuencias naturales para diferentes longitudes y posiciones de grieta. Se encontró que las frecuencias disminuían en función de la longitud de grieta (a mayor longitud, menores valores de frecuencia). Además, estos resultados se compararon con las frecuencias obtenidas experimentalmente.

Salawu y Williams (1993) estudiaron y compararon cuatro métodos de detección de daño en una viga de 4.9 metros de longitud simplemente apoyada. Estudiaron los cambios en la masa normalizada, formas modales, matriz de rigidez y en la matriz de errores. Por su parte Chance *et al.* (1994) realizaron un procedimiento experimental para simular grietas en vigas, este procedimiento se basó en un dispositivo de fisuración bilineal. Utilizaron métodos de formas

modales y curvaturas para la detección y localización del daño. González y Rodríguez (2013) presentaron una metodología para la detección de daño en vigas de concreto analizando los cambios en el coeficiente de amortiguamiento. Mediante series de tiempo (pruebas experimentales) y algoritmos caracterizaron la respuesta dinámica de la viga.

Se han estudiado otro tipo de métodos para la detección de daño, uno de estos es mediante el reconocimiento de patrones. Huang y Gu (1993) estudiaron vigas en voladizo mediante simulaciones numéricas con elementos finitos, en las cuales utilizaron un único nodo de desplazamiento. Utilizando series de tiempo, reconocimientos de patrones y un modelo autorregresivo de media móvil (ARMA), caracterizaron la respuesta del elemento. Mediante los valores de un factor (acumulante) demostraban si la viga estaba dañada.

Años después, Farrar *et al.* (1999) mostraron más detalles para la detección de daño mediante el reconocimiento estadístico de patrones. Consideraron que la detección de daño basado en vibraciones debe ser un proceso que conste de cuatro partes, que concluye con un modelo estadístico. De esta forma puede analizarse las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales y definir la existencia de daño. A partir de este estudio se han realizado varias investigaciones utilizando el reconocimiento estadístico de patrones.

Algunos autores han optado por utilizar modelos estadísticos como el de auto-regresión (AR) y auto-regresión con exógeno (ARX) propuesto por Sohn y Farrar (2001). Lei *et al.* (2003), utilizaron el método mencionado en una estructura regular de acero de cuatro niveles, con dos crujías por lado. Además utilizaron el método de elementos finitos para realizar dichos modelos, los cuales fueron cargados ante condiciones de viento en cada nivel. Ruiz-Sandoval y Spencer (2006) aplicaron el método en un modelo analítico de marcos planos de 10 niveles, el cual lo representaron como un sistema de masas concentradas. El modelo fue excitado con ruido blanco, realizando mediciones de aceleración en cada piso. Otro estudio reciente en el que se utilizó el método AR-ARX lo realizaron Ruiz-Sandoval y Juárez (2014). En esa investigación se determinó la existencia y ubicación de daño en vigas de concreto simple. Estas vigas las discretizaron con elementos unidimensionales (Figura 1-2), a las cuales se les añadió un resorte rotacional que indicaba el nivel de daño. Cabe mencionar que el desarrollo de esta tesis se basa en el trabajo de Ruiz-Sandoval y Juárez (2014) mencionado. El método AR-ARX reportó la detección y ubicación de daño en cada uno de los estudios mencionados.

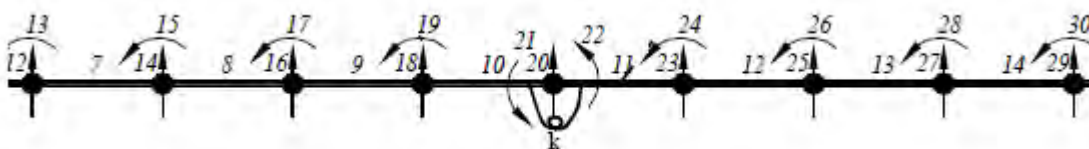


Figura 1-2. Discretización de vigas con elementos unidimensionales (adaptada de Ruiz-Sandoval y Juárez, 2014).

1.3 Alcances y objetivos

El presente trabajo de investigación se basa en la detección de daño estructural en vigas de concreto simple. El daño y la detección de éste se analiza a través del registro de vibraciones, modelos estadísticos (AR y ARX), modelados numéricos y formulaciones matemáticas basadas en la mecánica de daño.

Para llevar a cabo la revisión de las técnicas mencionadas la investigación fue seccionada en dos partes: pruebas de laboratorio y simulaciones numéricas. La primera parte consiste en estudiar la respuesta del elemento estructural en el dominio del tiempo mediante el registro de vibraciones en laboratorio. Estos registros se analizan por medio de modelos estadísticos con el fin de identificar y cuantificar el daño. Asimismo, se realizan pruebas a flexión para obtener curvas de carga contra desplazamiento. En la segunda parte se utilizan conceptos como energía de fractura, rigidez rotacional, ablandamiento por deformación, entre otros, para desarrollar la caracterización del elemento estructural. Con estas formulaciones se simula el proceso de falla hasta su colapso y se identifica la rigidez rotacional de cada modelo.

En los modelos numéricos realizados en este trabajo, el concreto se considera como un material isótropo y homogéneo. Sin embargo, se sabe que el concreto presenta defectos a nivel microscópico como vacíos, impurezas y pequeñas fisuras. Estos defectos no se consideran como daño en esta investigación, por lo que no se toman en cuenta.

1.3.1 Objetivo general

Detectar la presencia y ubicación del daño estructural en vigas de concreto simple mediante modelos estadísticos y determinar su rigidez rotacional equivalente a diferentes niveles de daño.

1.3.2 Objetivos específicos

Para lograr el objetivo general se plantean los siguientes objetivos:

- Establecer la rigidez rotacional con la que se modelarán numéricamente las vigas a partir de la energía de fractura.
- Determinar la presencia, ubicación y cuantificación del daño estructural por medio del método estadístico AR-ARX.
- Validar las aproximaciones matemáticas propuestas para la determinación de la rigidez rotacional y el algoritmo de detección de daño mediante pruebas experimentales.

1.4 Organización de la tesis

A continuación se presenta un breve resumen sobre el contenido de este trabajo, el cual se ha dividido en seis capítulos:

Capítulo 1. Introducción

Presentación del tema por desarrollar, la necesidad que pretende cubrir y la explicación de los alcances y objetivos que se pretenden lograr. Además se exponen trabajos previos relacionados al tema.

Capítulo 2. Daño estructural

En este capítulo se exponen las formulaciones matemáticas de la mecánica del daño. Se mencionan las aproximaciones más comunes para simular el proceso de falla en elementos de concreto. Por último, se presenta una formulación matemática para determinar la carga a la que inicia el agrietamiento en vigas a flexión.

Capítulo 3. Detección de daño

Se analizan las metodologías más empleadas para la detección de daño en estructuras. Se menciona el método empleado en la investigación para la identificación, localización y cuantificación del daño. Al final se menciona la representación de estados y caracterización dinámica de los elementos, a partir de las cuales se dan los parámetros del sistema estructural.

Capítulo 4. Programa experimental

Se presenta información detallada sobre los diferentes especímenes ensayados. Se describe el diseño, propiedades mecánicas de los materiales, instrumentación y tipos de ensaye. Además se mencionan los resultados y observaciones derivados de cada prueba.

Capítulo 5. Simulaciones numéricas

Se describen las relaciones energéticas y formulaciones matemáticas que se utilizaron para definir el valor de rigidez del elemento a diferentes niveles de daño. Se presentan las consideraciones para el modelado de vigas de concreto en 1D, 2D y 3D. Por último, se realiza

la evaluación del algoritmo AR-ARX mediante simulaciones analíticas y se compara con los resultados obtenidos experimentalmente.

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

En este último capítulo se dan las conclusiones a las que se llegaron después de analizar cada uno de los resultados. También se presentan algunas recomendaciones y propuestas que pueden dar lugar al desarrollo de investigaciones futuras.

Capítulo 2

2 Daño estructural

2.1 Daño

El daño estructural es un proceso físico y progresivo en el cambio de las propiedades de los materiales y geométricas de los sistemas. Se alteran propiedades como la rigidez, la masa o la energía de disipación.

El concepto de daño puede evaluarse a partir de modelos estadísticos. Estos modelos se basan en el registro de series de tiempo para determinar la respuesta del sistema estructural en términos de la aceleración (Sohn y Farrar, 2001). La definición de la condición de una viga con daño y sin daño, en esta investigación, se establece de la forma siguiente:

- Condición sin daño: Establece la condición inicial de la viga, en la que se supone que no existe ningún tipo de agrietamiento o daño.
- Condición con daño: Se considera daño a partir de que existe un agrietamiento generado mediante una muesca al centro de la estructura. El nivel de daño para cada viga es controlado.

2.2 Mecánica del daño

La mecánica del daño, como una rama de la mecánica de cuerpos deformables, se encarga del estudio de sólidos agrietados. Principalmente estudia materiales frágiles, en los que busca determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones (Oller, 2001).

La mecánica de fractura se clasifica como Mecánica de Fractura Elástica Lineal (MFEL), cuando el proceso que se desarrolla para generar una fractura no presenta mecanismos plásticos. Por el contrario, se dice que la fractura es elástica no lineal, cuando en la punta de una grieta se producen esfuerzos que superan el límite de elasticidad. Por lo cual se desarrolla plasticidad o cualquier otro tipo de mecanismo inelástico.

Los efectos del daño pueden manifestarse en forma de grietas, fracturas o líneas de deslizamiento en los elementos, dependiendo del tipo de material. La falla en elementos de concreto inicia en las zonas donde se presentan esfuerzos de tensión. Esto se debe a que la resistencia última del concreto a tensión es solamente entre el 10 y 20 % de la resistencia última del concreto a compresión. En el caso de vigas, la falla inicia en los bordes más

alejados a su eje neutro. Después esta falla se propaga a su borde opuesto hasta que existe una discontinuidad de toda la sección, como se muestra en la Figura 2-1.

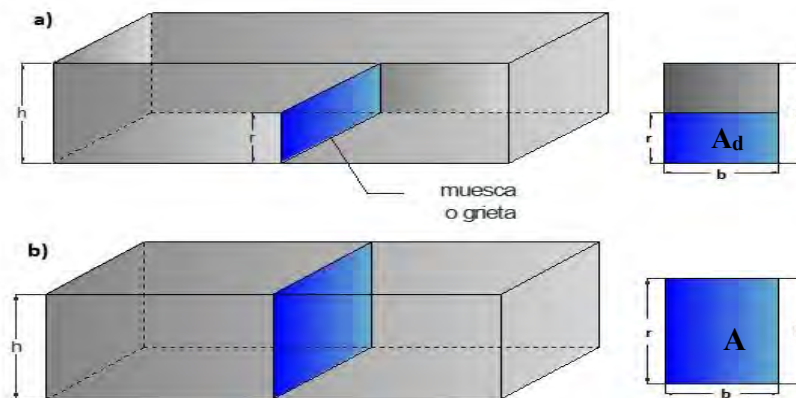


Figura 2-1. Propagación de daño: a) inicio de agrietamiento y b) sección totalmente dañada.

2.2.1 Energía de fractura

Se han elaborado teorías para representar el proceso de falla en los materiales mediante el concepto de energía de fractura. Uno de los primeros trabajos fue presentado en 1949 por E. Orowan, que utilizó la ligadura entre planos atómicos durante un estado de equilibrio. De esta manera estableció la densidad de energía y generó perturbaciones para definir la curva “energía - separación entre planos”.

La energía de fractura es una propiedad muy importante para el estudio del daño en materiales. Uno de los métodos más utilizados para la obtención de este parámetro es mediante un ensayo tipo RILEM. De este ensayo, resulta la energía disipada en todo el sólido (W_f) y de allí puede obtenerse una energía media de fractura como $G_f = W_f / A_f$, como se muestra en la Figura 2-2 (Oller, 2001).

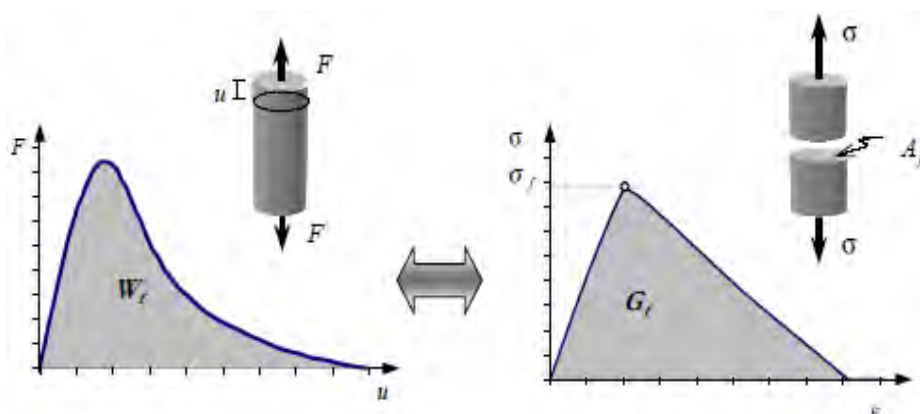


Figura 2-2. Obtención de la energía de fractura (adaptada de Oller, 2001).

2.2.2 Ablandamiento por deformación

En general, los materiales empleados en la construcción de estructuras civiles tienen un comportamiento inicialmente elástico. Una vez que alcanza un valor máximo, posteriormente presentan un comportamiento no lineal. En materiales como el concreto después de alcanzar un cierto valor umbral presenta un fenómeno denominado ablandamiento por deformación.

Durante un proceso de carga, el ablandamiento se presenta físicamente como una disminución en la magnitud del esfuerzo acompañado de un incremento en las deformaciones. Se han propuesto diferentes aproximaciones de la curva de ablandamiento por deformación. Las curvas bilineales son aceptadas como una aproximación razonable, aunque no hay acuerdo acerca de la posición exacta del punto de intersección de las dos rectas. A fin de evitar problemas en la intersección del ablandamiento por tensión, se han propuesto curvas más suaves, como las lineales, exponenciales, polinómicas, entre otras. La Figura 2-3 muestra diferentes propuestas de curva de ablandamiento para el concreto. En estas curvas, la resistencia a tensión del concreto y la energía de fractura son las mismas, independientemente del tipo de ablandamiento (Moreno y Meli, 2014).

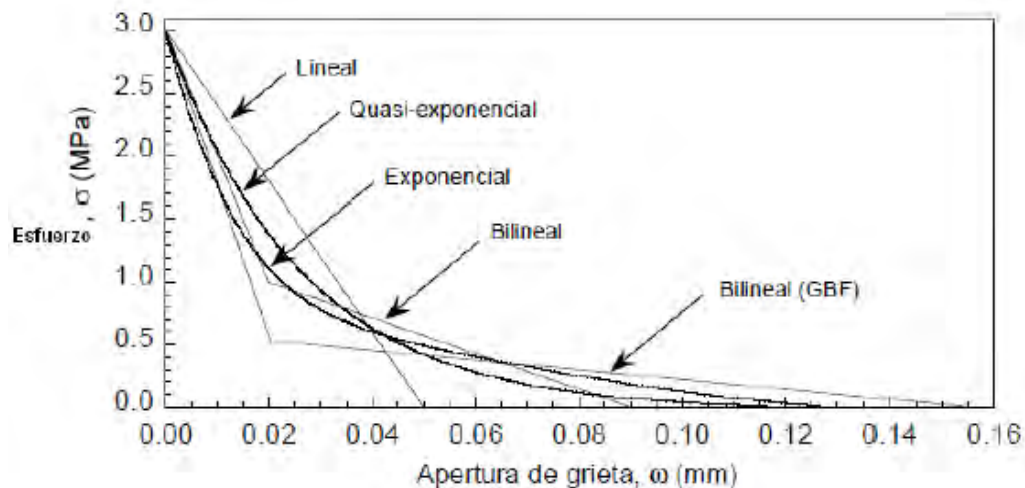


Figura 2-3. Curvas de ablandamiento (adaptada de Moreno y Meli, 2014).

2.2.3 Rigidez rotacional

En la mecánica del daño, la falla del elemento puede representarse mediante una variable que indica la degradación del material. Esta variable es la pérdida de una porción de la rigidez inicial del elemento.

Para simular el proceso de falla en una viga, ésta se discretiza con elementos sólidos en 2D o 3D. Utilizando modelos constitutivos de daño la falla puede representarse como una discontinuidad o grieta. Sin embargo, la viga puede discretizarse con elementos unidimensionales 1D (modelo aproximado) como se muestra en la Figura 2-4. Con esta

aproximación el proceso de falla se modela como el desarrollo de una articulación (Mendoza, 2014). Esta articulación se representa mediante una rigidez rotacional k_θ , cuyo valor depende del área agrietada de la viga, la cual se relaciona con aproximaciones energéticas. La magnitud de dicha rigidez es nula cuando la viga no es capaz de soportar algún tipo de carga.

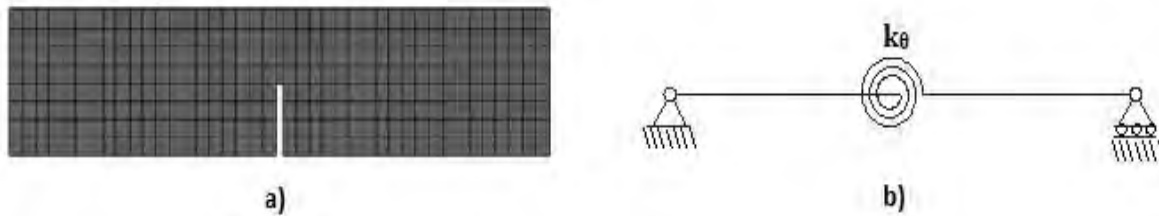


Figura 2-4. Simulación de daño en vigas: a) con elementos sólidos en 2D y b) equivalente con elementos unidimensionales y resorte rotacional.

La rigidez del resorte rotacional k_θ , se relaciona energéticamente mediante la energía de fractura G_f necesaria para crear la discontinuidad en toda la sección transversal. Se sabe que la energía de fractura también es igual a la energía liberada en la articulación E_f . La energía G_f se puede obtener del diagrama de la carga contra el desplazamiento (Figura 2-5), el cual se puede obtener de pruebas experimentales. Además, la energía G_f se obtiene del producto de la densidad de energía de fractura g_f y el área bruta de la sección transversal A_t . Mientras que la energía E_f , corresponde al área debajo de la curva momento contra salto de rotación (Mendoza 2014):

$$E_f = G_f = g_f A_t \quad (2.1)$$

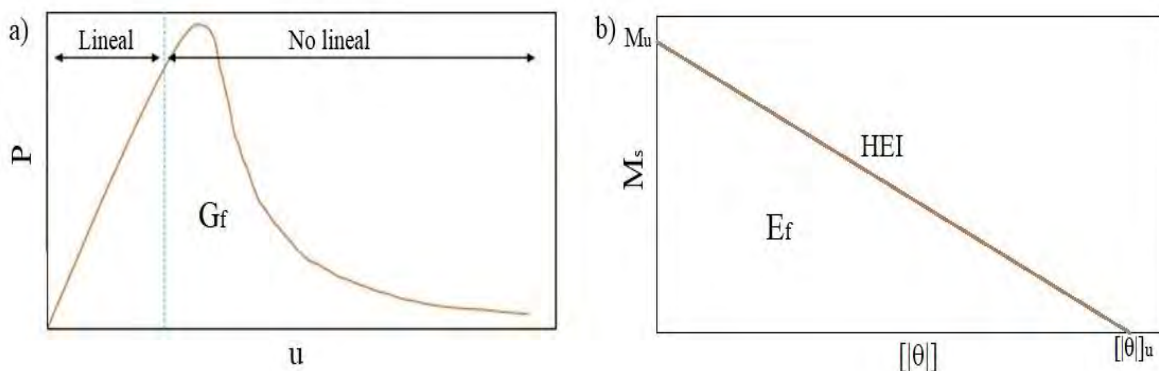


Figura 2-5. Energía disipada de vigas a flexión: a) curva de la carga contra el desplazamiento y b) momento contra salto de rotación.

Cuando se alcanza el salto de rotación último $[\theta]_u$, se considera que la viga está completamente dañada. El valor que toma el salto de rotación durante el proceso de falla se determina como:

$$[|\theta|] = \frac{2E_f}{M_u} \quad (2.2)$$

donde M_u es el momento último soportado por la viga con cargas al centro del claro.

Si se tiene en cuenta un parámetro de ablandamiento por deformación lineal, éste se calcula como:

$$H = \frac{-M_u}{[|\theta|]_u EI} \quad (2.3)$$

Entonces la función lineal que describe el momento de la Figura 2-5, en función del salto $[|\theta|]$ es:

$$M([|\theta|]) = M_u + HEI[|\theta|] \quad (2.4)$$

La rigidez rotacional k_θ , es la pendiente del momento M y el valor del salto $[|\theta|]$, como se muestra en la Figura 2-6, cuya función se define como:

$$k_\theta([|\theta|]) = \frac{M([|\theta|])}{[|\theta|]} = \frac{M_u}{[|\theta|]} + HEI \quad (2.5)$$

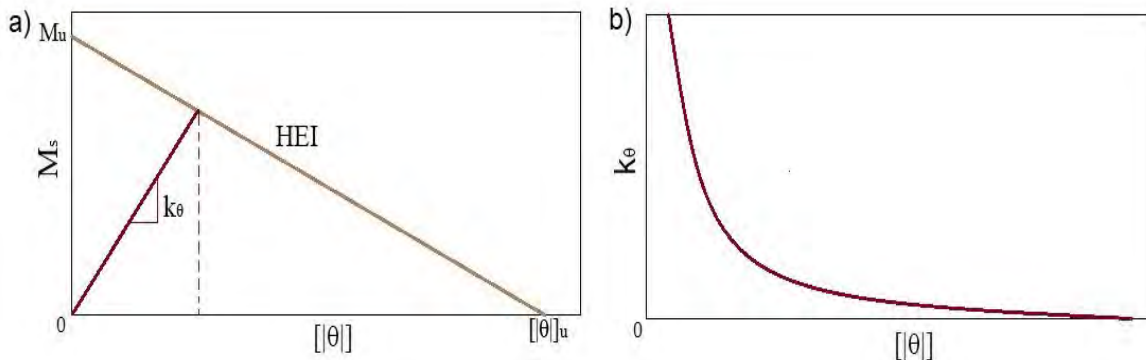


Figura 2-6. Curvas: a) pendiente del momento, k_θ y b) variación k_θ contra $[|\theta|]$.

De la Figura 2-6 se observa que cuando $[|\theta|]$ es cero, la magnitud de k_θ es no acotada, es decir, analíticamente no existe la presencia de daño. Aunque como se mencionó, el concreto ya presenta ciertos vacíos o pequeñas fisuras. Mientras que cuando $[|\theta|]$ toma un valor diferente de cero, la magnitud de la rigidez k_θ decrece y por lo tanto existe daño. Un valor no acotado de k_θ podría generar una inestabilidad numérica, por lo que se recomienda tomar un valor representativo. En las simulaciones presentadas en el capítulo 4, dicho valor se toma mayor a 10,000,000,000 unidades.

Cuando la viga se encuentra parcialmente agrietada, la energía restante a disipar G_d , es equivalente a la energía F_d , (Figura 2-7). Para considerar el desarrollo parcial de una articulación, estas energías se definen como:

$$G_d = F_d = g_f A_d \quad (2.6)$$

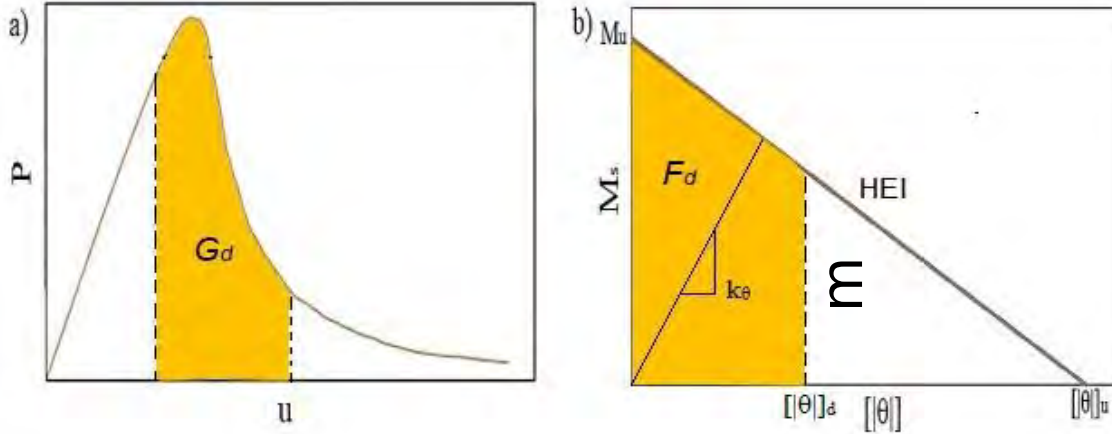


Figura 2-7. Energía disipada en una viga parcialmente agrietada.

Para determinar el salto de rotación $[\theta]_d$, asociado a una grieta de altura r , se plantea el área del trapecio mostrada en la Figura 2-7. Dicho valor corresponde a la energía disipada F_d , en la formación de la articulación, tal que:

$$\frac{M_u + m_d}{2} [\theta]_d = F_d \quad (2.7)$$

Ahora el momento m_d , asociado a una grieta de altura r y utilizando el valor del salto $[\theta]_d$, se define como:

$$m_d = M_u + HEI [\theta]_d \quad (2.8)$$

Al sustituir la ecuación (2.8) en la ecuación (2.7) se llega a la siguiente ecuación:

$$\left[M_u + (M_u + HEI [\theta]_d) \right] [\theta]_d = 2F_d \quad (2.9)$$

Si se realizan las operaciones y se acomodan los términos se llega a una ecuación de segundo orden:

$$HEI [\theta]_d^2 + 2M_u [\theta]_d - 2F_d = 0 \quad (2.10)$$

Resolviendo la ecuación (2.10) y utilizando la raíz positiva se tiene la solución siguiente (Ruiz-Sandoval y Juárez, 2014):

$$[|\theta|]_d = \frac{-M_u + \sqrt{M_u^2 + 2HEIF_d}}{HEI} \quad (2.11)$$

2.3 Modelos de daño

Existe una gran cantidad de trabajos orientados al desarrollo de herramientas para simular el comportamiento de las estructuras. En estos trabajos se menciona que la falla en los elementos estructurales ocurre en forma de grietas, fracturas, articulaciones, bandas de cortante, entre otros, dependiendo del tipo de material. Una grieta está caracterizada por su función de ablandamiento, la cual relaciona el esfuerzo en la cara de la grieta con el valor del desplazamiento. Usualmente el agrietamiento en materiales como el concreto se puede modelar por medio de tres métodos:

- 1) Agrietamiento discreto
- 2) Agrietamiento distribuido
- 3) Mecánica de fractura

Durante los últimos años se han desarrollado otras técnicas numéricas que toman en cuenta discontinuidades físicas en sólidos, a estas técnicas se les conoce como *discontinuidades interiores*. En éstas se modifica de forma natural el campo de desplazamientos y deformaciones (Juárez, 2006). A continuación, se describe las principales características de cada metodología.

2.3.1 Agrietamiento discreto

Esta aproximación consiste en introducir un mecanismo de fractura apoyado en un modelo de material de zona cohesiva. Se modela la grieta como una discontinuidad en el campo de desplazamientos al introducir elementos de interfaz que tienen un espesor nulo. Estos elementos se ubican entre los bordes de los elementos sólidos, particularmente en las zonas predispuestas a sufrir daño.

En la formulación se emplea una ecuación constitutiva discreta denominada tracción – salto (separación) para determinar el comportamiento del material en las interfaces. Por lo cual se asume que conforme la grieta se propaga y se abre existe una transferencia de esfuerzos entre los bordes de la misma (Rots, 1988). Además debe introducirse una energía de fractura crítica, en la que se define la energía requerida para romper las superficies de interfaz.

La desventaja principal de los elementos de interfaz para simular el agrietamiento es que las grietas sólo pueden representarse en los bordes de los elementos sólidos. Por lo tanto, la ubicación de estos elementos debe determinarse antes de realizar el análisis.

2.3.2 Agrietamiento distribuido

Este método se basa en una formulación de la “mecánica del continuo” usando hipótesis y parámetros de la mecánica de fractura. Este modelo fue propuesto inicialmente por Rashid (1968). Se representa mediante la pérdida de rigidez de los materiales, asumiendo que las grietas se distribuyen sobre todo el elemento finito, como se muestra en la Figura 2-8.

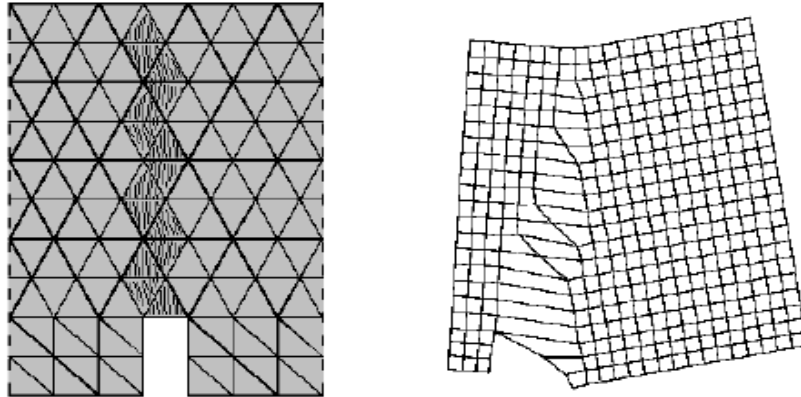


Figura 2-8. Desarrollo del agrietamiento distribuido (adaptada de Hernández 2012).

La idea esencial del modelo es la descomposición total de la deformación en la deformación del material (ϵ^e) y la deformación de la grieta (ϵ^f). Este enfoque representa la apertura y cierre de las grietas en proporción al aumento y disminución de las deformaciones.

Existen tres tipos de modelos de agrietamiento distribuido (Sanchez, 2010):

- 1) Fijo. Supone que la discontinuidad se desarrolla de forma perpendicular a la dirección del esfuerzo principal máximo. La orientación de la grieta se mantiene constante durante el análisis.
- 2) Múltiple. Permite más de una grieta para iniciar, pero manteniéndose fija la orientación de cada una durante el análisis.
- 3) Giratoria. Considera que la dirección de la grieta puede variar de acuerdo con las direcciones principales de deformación.

La ventaja principal de este modelo es que no necesita remallado durante el proceso de simulación del proceso de falla. Sin embargo, cuando se presenta ablandamiento por deformación en el análisis, el modelo de agrietamiento distribuido presenta algunas dificultades, como atoramientos de esfuerzos.

2.3.3 Mecánica de fractura

Estos modelos buscan determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones, particularmente en la punta de las grietas, donde las deformaciones no son acotadas.

Generalmente estos modelos cumplen cuatro pasos: 1) análisis de esfuerzos, 2) cálculo del factor de intensidad, 3) dirección de propagación y 4) nuevo frente de grieta y remallado.

El estado de esfuerzos y desplazamientos en la cercanía de la punta de una grieta pueden ser descritos por una sola constante. Esta constante se conoce como Factor de Intensidad de Esfuerzo (K). Estos modelos se apoyan de los métodos numéricos, principalmente del Método de Elementos finitos (MEF). Algunas de las desventajas de este método es el gasto computacional adicional por el remallado en cada paso del análisis. Sin embargo, el método es capaz de simular el proceso de agrietamiento solamente si se tiene grietas iniciales y algoritmos de propagación.

2.3.4 Discontinuidades interiores

Esta formulación consiste esencialmente en enriquecer los modos de desplazamiento (continuos) de los elementos finitos, con desplazamientos adicionales (discontinuos). Estos desplazamientos son ideados para capturar la discontinuidad física, es decir, fracturas, grietas, líneas de deslizamiento, entre otras (Sánchez *et al.* 2005),

Para distinguir el instante en que aparece una discontinuidad, el modelo emplea un criterio de falla. Adicionalmente emplea un criterio de propagación para determinar su posición geométrica dentro del continuo. La discontinuidad se sitúa dentro de los elementos independientemente del tamaño y orientación específica de los mismos, considerando que la simulación se puede desarrollar con mallas relativamente grandes.

A diferencia de otros métodos no se necesita modificar o remallar al elemento para capturar las discontinuidades ya que éstas se pueden introducir en cualquier momento del análisis. Además no es necesario definir con anticipación las zonas potenciales de falla.

Dentro de las técnicas de enriquecimiento principalmente se distinguen dos: nodal y local. La primera modifica el campo de desplazamientos mediante la adición de nodos internos (grados de libertad adicionales) para representar la discontinuidad (salto) en los desplazamientos. Mientras que el enriquecimiento local se realiza mediante un nodo interno que captura los saltos de discontinuidad (Juárez, 2006).

2.4 Carga de inicio de agrietamiento en vigas

Para una viga simplemente apoyada con una carga al centro del claro como la mostrada en la Figura 2-9, el momento máximo, $M_{máx}$, en este punto (considerado el punto más susceptible) puede calcularse como:

$$M_{máx} = \frac{P_{ag} L}{4} \quad (2.12)$$

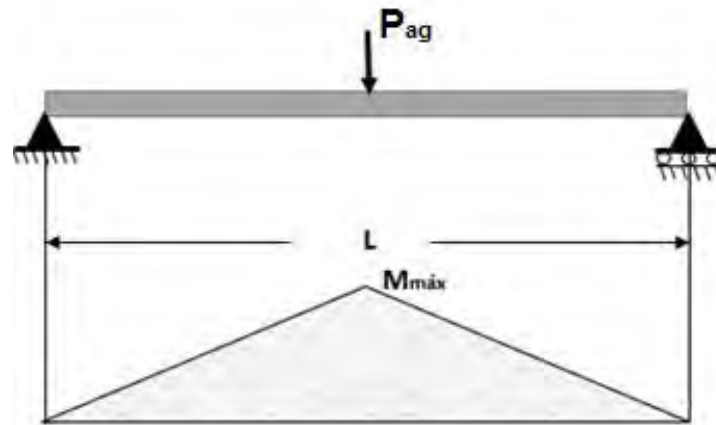


Figura 2-9. Momento máximo para viga simplemente apoyada.

Considerando al concreto simple como un material homogéneo, isótropo y elástico lineal y que las secciones planas permanecen planas antes y después de la deformación. Entonces la carga con la que inicia el agrietamiento en secciones rectangulares, P_{ag} , puede obtenerse del análisis de la distribución de esfuerzos.

El diagrama de deformaciones ϵ , para una sección de la viga es triangular siempre que se satisfaga la hipótesis de secciones planas antes mencionada. Si se cumple también la ley de Hooke, es decir, que el material se encuentre en su intervalo elástico, entonces el diagrama de esfuerzos también será triangular como lo muestra la Figura 2-10. Lo anterior se cumple ya que el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación.



Figura 2-10 Diagrama de estados de esfuerzo y deformación para vigas a flexión.

Se observa que el estado de esfuerzo a compresión es igual al de tensión cuando no existe algún tipo de daño, por lo que el material se encuentra en el intervalo elástico. Sin embargo, cuando el concreto alcanza su esfuerzo último a tensión σ_{ut} , el esfuerzo a compresión se sigue desarrollando y el eje neutro cambia de posición. Lo anterior obedece a que el concreto resiste aproximadamente diez veces más a compresión de lo que puede desarrollar a tensión.

Considerando la distribución de esfuerzos en la que el esfuerzo a tensión es igual a compresión (Figura 2-10), se puede calcular una fuerza equivalente. Dicha fuerza se obtiene de las magnitudes de los volúmenes equivalentes de esfuerzos. Esto se calcula multiplicando el área del perfil de esfuerzos a tensión por el ancho del elemento:

$$F = \frac{bd\sigma_{ut}}{4} \quad (2.13)$$

Evaluando el momento de la sección como el producto entre la fuerza equivalente obtenida y el par generado entre los dos puntales igual a $2d/3$, se tiene:

$$M = \frac{bd^2\sigma_{ut}}{6} \quad (2.14)$$

Igualando el momento obtenido en las ecuaciones (2.12) y (2.14) y despejando, la carga de inicio de agrietamiento P_{ag} , se obtiene:

$$P_{ag} = \frac{2bd^2\sigma_{ut}}{3L} \quad (2.15)$$

Con esta formulación puede obtenerse la carga a la que inicia el agrietamiento en vigas simplemente apoyadas. En el Capítulo 5 se realiza una comparación entre las simulaciones y formulaciones mostradas y valores obtenidos de pruebas experimentales (Capítulo 4).

Capítulo 3

3 Detección de daño

3.1 Métodos para la detección de daño

Para la detección de daño se han desarrollado un gran número de algoritmos durante los últimos 20 años. Esto implica una variación importante en los resultados, dependiendo el método utilizado y en el sistema que se aplique. Sin embargo, estos métodos deben centrarse en cuatro niveles para su aplicación a diferentes estructuras, los cuales son (Rytter 1993):

- **Nivel 1:** Proporciona una indicación cualitativa de que el daño podría estar presente en la estructura (**detección**);
- **Nivel 2:** Proporciona información sobre la ubicación probable de los daños (**localización**);
- **Nivel 3:** Aportar información acerca del tamaño del daño (**evaluación**); y
- **Nivel 4:** Proponer una aproximación de la seguridad actual de la estructura y dar un estado del daño (**secuela o tiempo restante de vida útil**).

Dependiendo del nivel de detección al que se desea llegar, se selecciona la técnica a implementar. Para determinar la presencia de daño (nivel 1) pudiese bastar con observar la variación (disminución) de las frecuencias naturales o el cambio en los modos de vibrar. En cambio, para localizar y cuantificar el daño en los elementos estructurales (niveles 2 y 3) se necesita de otro tipo de metodologías más refinadas. Ya si se quiere llegar al nivel 4, existen las técnicas como redes neuronales o análisis de valores extremos. De todas las técnicas existentes actualmente, en esta sección se mencionarán las más comunes.

3.1.1 Variación de frecuencias naturales

La cantidad de literatura relacionada con la detección de daños mediante cambios en las frecuencias es bastante extensa. Es el método más simple y como se mencionó, únicamente permite determinar si existe o no daño en la estructura. Sin embargo, si se requiere dar una localización del daño, sólo será posible a frecuencias muy altas, ya que los modos están asociados a respuestas locales.

Cuando se produce daño, la rigidez de alguno de los elementos disminuye y por consecuencia, los valores de las frecuencias de resonancia disminuyen. Esta técnica se puede usar como fase previa de un estudio de salud estructural. Se pueden comparar los valores de las frecuencias naturales del sistema, con respecto a un estado de referencia que no presente daño. Esta comparación igual se puede realizar mediante un modelo numérico que represente al sistema estructural.

3.1.2 Variación en los modos de vibrar

Estos métodos analizan las diferencias de los modos de vibrar antes y después del daño. Los vectores de formas modales son cantidades espacialmente distribuidas. Por lo tanto, aparte de detectar el daño, puede dar una localización de éste. Sin embargo, para lograr esto se requiere un número considerable de posiciones (grados de libertad), con el fin caracterizar el sistema y así dar con mayor precisión la ubicación del daño.

West (1984) propone comparar dos conjuntos de modos mediante el Modal Assurance Criterion (MAC). Esta técnica cuantifica la desviación de la comparación gráfica de dos modos, mediante la siguiente expresión:

$$MAC(\phi_{A,k}, \phi_{B,j}) = \frac{(\phi_{A,k}^T \phi_{B,j})^2}{(\phi_{A,k}^T \phi_{A,k})(\phi_{B,j}^T \phi_{B,j})} \quad (3.1)$$

La variable ϕ denota modos normalizados mediante la matriz de masa. Los valores del MAC varían entre 0 (modos ortogonales) y 1 (correlación perfecta entre modos: un modo es múltiplo de otro). Sin embargo, se acepta que cuando $MAC \leq 0.1$ los modos son ortogonales y cuando $MAC \geq 0.9$ ambos modos están correlacionados. Cuando modos análogos presentan un $MAC < 0.9$ podemos estar ante un estado de daño.

Una alternativa al uso de las formas modales para obtener características sensibles al daño es utilizar la curvatura de los modos. Es posible demostrar que los cambios en la curvatura detectan la presencia de daño ya que, cuando la estructura está dañada, la curvatura de los modos aumenta.

3.1.3 Variación en las matrices de flexibilidad y rigidez

Otra clase de métodos de identificación de daño es mediante el análisis de la matriz de flexibilidades o rigideces. Se sabe que la presencia de daño en una estructura reduce la rigidez de la misma. Como la flexibilidad es la inversa de la rigidez, la reducción de ésta última debería incrementar la flexibilidad de la estructura. Las matrices de flexibilidades y rigideces se calculan a partir de la masa normalizada (M), formas modales (Φ) y frecuencias (Ω):

$$\begin{aligned} K &= M\Phi\Omega\Phi^T \\ f &= \Phi\Omega^{-1}\Phi^T \end{aligned} \quad (3.2)$$

Estas matrices no sólo detectan el daño, sino también, dan la ubicación del mismo en la estructura, ya que utilizan las formas modales. Sin embargo, la formulación de estas matrices es aproximada, ya que en la mayoría de los casos no se miden todos los modos de la estructura. Generalmente el daño se detecta usando índices de la matriz de flexibilidades cuando la estructura está dañada y los índices calculados cuando no tiene daño. En muchos

casos no se tiene parámetros de la estructura sin daño, por lo que se utiliza un modelo de elementos finitos para realizar la comparación de matrices.

3.1.4 Métodos no lineales

Los métodos mencionados anteriormente se basan en la suposición de que un modelo lineal representa la respuesta del sistema, antes y después del daño. Sin embargo, en muchos casos el daño hará que la estructura presente una respuesta no lineal, por lo cual, solo algunos métodos pueden utilizarse.

Las características que indican que un sistema está respondiendo de manera lineal varían ampliamente. Uno de los métodos usados para este tipo de problemas es utilizando la Intensidad de Arias. Este método sirve para identificar el inicio de la respuesta no lineal de la estructura, para lo cual se estima la energía cinética de la estructura en función del tiempo. Otras técnicas para detectar daño en sistemas con respuesta no lineal son: patrones espectrales, variación temporal de frecuencias resonantes, modelos estadísticos, entre otros.

3.2 Monitoreo de la salud estructural

El proceso de implementar una estrategia de detección de daño para estructuras civiles o en alguna otra área, se conoce como Monitoreo de la Salud Estructural (MSE). Este método es una forma de realizar una evaluación no destructiva de las estructuras a través del tiempo. Esta metodología implica la integración de sensores, materiales inteligentes, transmisión de datos, gasto computacional y capacidad del procesamiento de señales.

El proceso MSE ha tomado gran importancia en la ingeniería civil debido a los aportes que puede hacer. El MSE proporciona un reporte general del estado de la estructura y puede dar una estimación de la vida útil restante de la misma. Mediante este proceso se conseguirá detectar la presencia de daño, dar la localización del mismo y establecer la magnitud del deterioro en la estructura. Por lo tanto, es fundamental realizar un monitoreo efectivo de la salud estructural para reducir los costos de operación y reparación.

Según Farrar *et al.* (1999), el problema del MSE para la detección de daño está dirigido al reconocimiento estadístico de patrones. El desarrollo de modelos estadísticos se refiere a la implementación de algoritmos que operan sobre las principales características de la estructura (rigidez, masa y amortiguamiento). Para detectar y cuantificar el estado de daño el reconocimiento de patrones se puede dividir en 4 enfoques: comparación de moldes, redes neuronales, comparación sintáctica y clasificación estadística, como se muestra en la Figura 3-1.

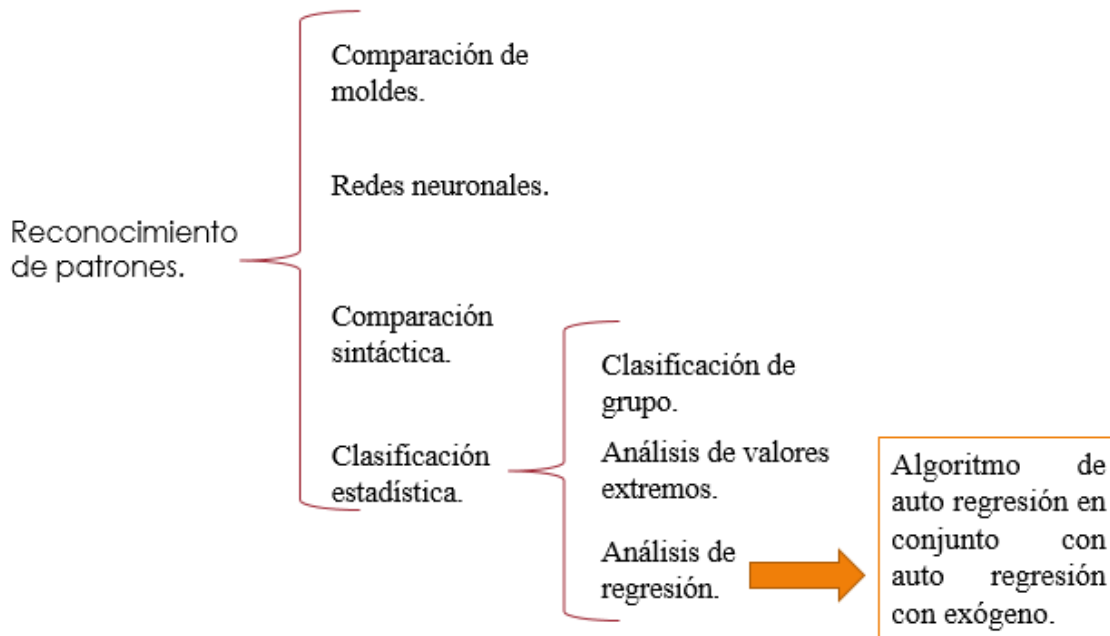


Figura 3-1. Métodos de identificación de daño basados en el reconocimiento de patrones (adaptada de Farrar *et al.* 1999).

En el contexto de clasificación estadística de patrones, el proceso de detección de daño se puede dividir en cuatro partes según Farrar *et al.* (1999):

1. **Evaluación operacional.** Se define el daño estructural y además se determinan las limitaciones de lo que puede registrarse ante diversas condiciones ambientales y operacionales;
2. **Adquisición de datos y limpieza.** Selección de sensores, su número y el lugar de colocación a lo largo de la estructura para la adquisición de datos;
3. **Selección de características.** Se identifica que características de los registros son mejores para detectar el daño; y
4. **Desarrollo estadístico de modelos.** Se proporciona la cuantificación de daño en base a registros disponibles del sistema dañado y sin dañar.

Los algoritmos utilizados en el desarrollo de modelos de clasificación estadística generalmente se dividen en dos categorías. Cuando se disponen de datos de la estructura no dañada y dañada, los algoritmos de reconocimiento de patrones entran en la clasificación general denominada como *aprendizaje supervisado*. La clasificación de grupos, análisis de valores extremos y análisis de regresión caen dentro de esta categoría. El *aprendizaje no supervisado* se refiere a los algoritmos que se aplican a los datos que no contienen un antecedente. No se tiene un registro de los daños o anomalías en los diferentes elementos estructurales.

Como se mencionó anteriormente, sólo algunas técnicas pueden ser utilizadas en la detección de daños no lineales, una de estas técnicas es el análisis mediante regresiones. El objetivo de

este análisis es determinar los valores de los parámetros de una función que cause que esta función se aproxime a una serie de observaciones. El número de observaciones de las variables tiene que ser mayor que el número de parámetros a estimar. En este caso la función se diseña para determinar la localización del daño.

3.2.1 Algoritmo AR-ARX

El método de auto-regresión y auto-regresión con exógeno (AR-ARX) fue propuesta por Sohn y Farrar (2001). Esta técnica no requiere de un modelo de elemento finito y se basa en el estudio de la respuesta de aceleración de la estructura. Debido a que la información no necesita ser concentrada en un solo nodo para ser procesada, el método AR-ARX puede ser implementado en un sistema de sensores.

Es un método de diagnóstico que se basa en el análisis estadístico de series de tiempo de señales de vibración. Proporciona una indicación cualitativa de que el daño podría estar en la estructura (detección) y da una ubicación de éste (localización). Además puede dar una estimación del nivel de daño que se tiene (evaluación).

Sohn y Farrar (2001) usaron la técnica AR-ARX en un sistema mecánico que se conformaba por ocho masas rotacionales que se conectaban por resortes. Cada masa es un disco de aluminio de 1 pulgada de grosor y 3 pulgadas de diámetro con un orificio central (Figura 3-2). Todas las masas se deslizan sobre una barra de acero altamente pulida y que obliga a que se deslicen solo a lo largo de la varilla. El valor nominal de la masa 1 es de 559.3 g y se localiza en el extremo derecho del sistema. Mientras el resto de las masas tiene un valor de 419.4 g y se unen a un agitador electrodinámico.

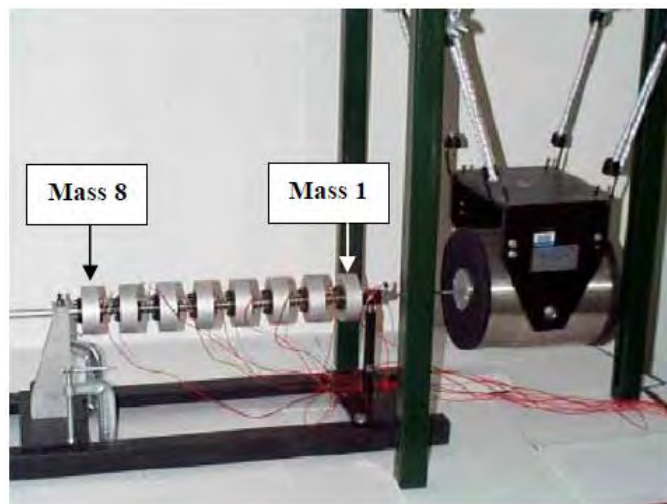


Figura 3-2. Modelo de prueba propuesto por Sohn y Farrar (2001).

La configuración no dañada del sistema es el estado para el cual todos los resortes son idénticos y tienen una constante de resorte lineal. Sohn y Farrar (2001) definieron el daño como

la ocurrencia de impacto y el desgaste entre dos masas adyacentes. El daño se simula colocando parachoques entre dos masas adyacentes y generando fuerzas con el agitador.

El método AR-ARX es un proceso que consiste en dos etapas para su aplicación. La primera parte es la adquisición de registros de señales de aceleración. Estos registros se realizan en condiciones de operación y ambientales desconocidas, pero con la certeza de un estado de no daño en elemento estructural. Con estas señales se crea una base de datos de referencia, la cual servirá para comparar con condiciones futuras del elemento.

Debido a la variabilidad de las condiciones operacionales y ambientales, se propone un esquema de normalización (tipificación), la que se expresa como:

$$\hat{x} = \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \quad (3.3)$$

donde μ_x y σ_x son, respectivamente, la media y la desviación estándar de la señal x .

Después de que se tienen las señales normalizadas, se construye un modelo de auto-regresión (AR) con p términos para cada registro de señal. En general, un modelo AR usa datos históricos para predecir datos futuros, a éste también se le conoce como filtro de respuesta o filtro de solo polos. El modelo AR(p) se muestra a continuación:

$$\hat{x}(t) = \sum_{j=1}^p \phi_{\hat{x}j} \hat{x}(t-j) + e_{\hat{x}}(t) \quad (3.4)$$

donde $\hat{x}(t)$ es un elemento normalizado y $e_x(t)$ es un error aleatorio inobservable. $\sum \phi_{\hat{x}j} \hat{x}(t-j)$ es la suma ponderada de las observaciones previas.

Cuando una nueva de serie se registra $y(t)$ y en la cual la condición estructural es desconocida, se estiman los coeficientes de regresión $\phi_{\hat{y}j}$. Esta operación se indica como:

$$\hat{y}(t) = \sum_{j=1}^p \phi_{\hat{y}j} \hat{y}(t-j) + e_{\hat{y}}(t) \quad (3.5)$$

donde los términos expresados tienen el mismo significado que en la ecuación (3.4).

Se realiza una comparación para determinar si la nueva serie de tiempo representa una condición de daño para la estructura. Esta comparación se realiza mediante los p términos de regresión de la nueva señal y de las señales registradas en la base de datos (elemento sin daño). La diferencia se muestra a continuación:

$$Diferencia = \sum_{j=1}^p (\phi_{\hat{x}_j} - \phi_{\hat{y}_j}) \quad (3.6)$$

Generalmente la base de datos se obtiene bajo diferentes condiciones de operación y condiciones ambientales. Si la nueva señal obtenida fue bajo condiciones similares a una de las señales de referencia y además aun no existía deterioro en la estructura. Entonces las características dinámicas del sistema serán muy similares y por lo tanto no existirá daño. Sin embargo, si efectivamente la nueva señal es el resultado de una condición de daño en la estructura, no habrá series de tiempo capaces de representarla. Por lo tanto, se notará una diferencia considerable, confirmando la existencia de daño.

La segunda parte se inicia después de que se encontró la mínima diferencia entre series de tiempo. En esta etapa se asume que el error inobservable $e_x(t)$ representa la entrada externa desconocida (la parte exógena). Se propone construir un modelo ARX con el fin de reconstruir la relación entrada/salida entre $e_x(t)$ y $\hat{x}(t)$ como se muestra:

$$\hat{x}(t) = \sum_{j=1}^a \alpha_j \hat{x}(t-j) + \sum_{j=1}^b \beta_j e_x(t-j) + \varepsilon_{\hat{x}}(t) \quad (3.7)$$

donde los coeficientes α y β son los nuevos coeficientes del modelo ARX y $\varepsilon_{\hat{x}}(t)$ es el error residual después de ajustar el polinomio ARX(a,b). Se propone que la suma de los valores a y b no sobrepase al valor de p .

De las cálculos previos y el modelo ARX(a,b), se reproduce la relación entrada/salida de $\hat{y}(t)$. Para lo cual se utilizan los coeficientes α y β y el error inobservable $e_y(t)$ como se muestra:

$$\varepsilon_{\hat{y}}(t) = \hat{y}(t) - \sum_{i=1}^a \alpha_i \hat{y}(t-i) - \sum_{j=1}^b \beta_j e_y(t-j) \quad (3.8)$$

El último paso de la metodología es calcular la relación de las desviaciones estándar para los errores encontrados. Esta relación se considera como el índice de daño estructural y se obtiene al dividir el estado final de la estructura entre el estado inicial. Si este índice es mayor que un límite propuesto h , entonces se puede asumir que ha existido un cambio en las propiedades del sistema.

$$\frac{\sigma(\varepsilon_{\hat{y}}(t))}{\sigma(\varepsilon_{\hat{x}}(t))} > h \quad (3.9)$$

3.3 Caracterización dinámica de estructuras

El análisis del comportamiento dinámico de todo tipo de estructuras requiere, entre otras cosas, conocer una serie de características propias de la estructura. Algunas de estas características son: frecuencias naturales, modos de vibrar y amortiguamientos. Durante el diseño, la estimación de estos parámetros se realiza de manera analítica o numérica para caracterizar a la estructura. Sin embargo, también existen técnicas experimentales para obtener los parámetros dinámicos. Existen principalmente dos maneras de realizar estas pruebas: el análisis modal clásico y el análisis modal operacional (Rojas, 2006).

El análisis modal clásico se basa en excitar artificialmente la estructura y medir la carga y la respuesta, al mismo tiempo. Es necesario conocer la entrada (excitación) y la salida (respuesta) del sistema. Para caracterizar a la estructura se emplea la Función de Respuesta en Frecuencia (FRF). En muchas ocasiones, excitar una estructura con una carga conocida resulta costoso o impracticable.

El segundo método se basa en determinar las propiedades dinámicas a partir de las fuerzas de servicio que actúan sobre la misma. Se utiliza para obtener una descripción modal de la estructura bajo sus condiciones de operación y ambientales. En lugar de cargar a la estructura artificialmente y tratar la excitación ambiental como una fuente de ruido (no deseado), se usa como una fuente de excitación natural. Además, la prueba no interfiere ni interrumpe el funcionamiento normal de la estructura. Para caracterizar a la estructura ya no se emplea la FRF, sino la función de densidad espectral.

La función de densidad espectral refleja el contenido de frecuencias de un proceso estocástico. Esta función se desprende de la relación entre la función de densidad espectral y la transformada de Fourier. Un proceso estocástico queda caracterizado en el dominio de la frecuencia mediante la función de densidad espectral. Esta función es la transformada de Fourier $X(\omega)$ y, por tanto, también queda definida por su espectro $|X(\omega)|^2$. Sin embargo, no siempre es posible calcular la transformada de Fourier de una señal aleatoria, en cambio, la densidad espectral sí se puede calcular.

3.3.1 Peak Picking

El método conocido como Peak Picking (PP) es el más simple para identificar los parámetros modales de estructuras sujetas a cargas de servicio. El PP es un método que se desarrolla en el dominio de la frecuencia. Este método se basa en que la FRF y la función de densidad espectral alcanzan picos en determinadas frecuencias. Dichas frecuencias se obtienen simplemente observando la gráfica de densidad espectral normalizada, como se muestra en la Figura 3-3.

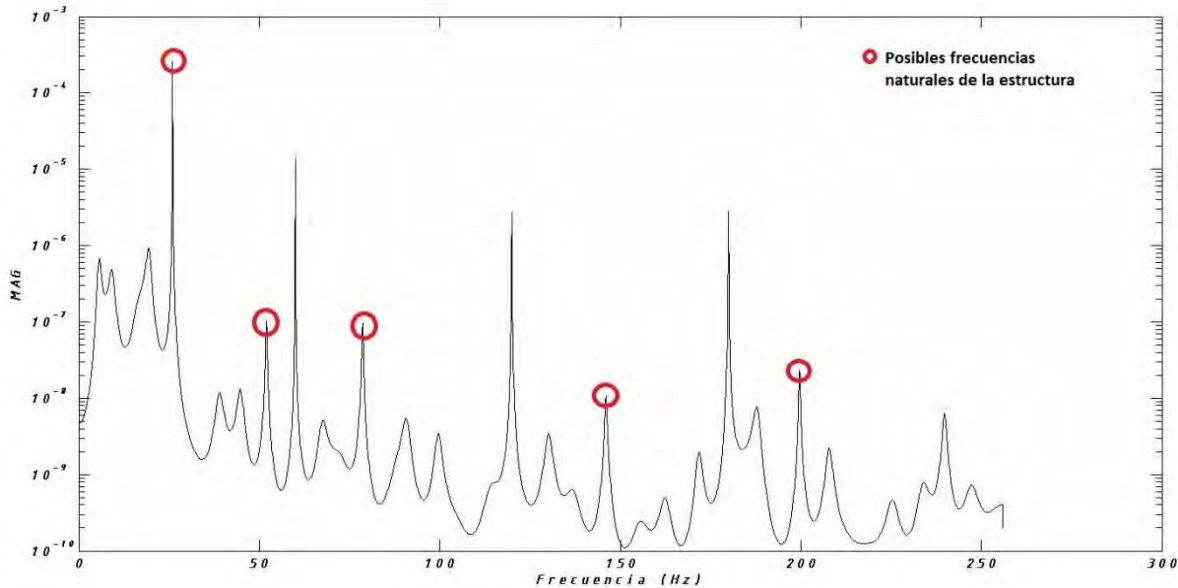


Figura 3-3. Densidad espectral.

Los picos en la función de densidad espectral de las señales ocurren para las frecuencias de resonancia de la estructura y no para las frecuencias naturales no amortiguadas. Ambas frecuencias están próximas cuando el amortiguamiento modal es pequeño. Por lo que la aplicación de este método está limitado a sistemas estructurales con bajo amortiguamiento modal $\xi < 0.05$, (Freire, 2011).

Cuando se emplea el análisis modal operacional, es posible que se necesite realizar más de un ensayo, situando los acelerómetros en diferentes ubicaciones. Sin embargo, habrá uno que no cambie su posición: el acelerómetro de referencia. Estos acelerómetros deben ser colocados en puntos óptimos de la estructura en los que se puedan medir los diferentes modos de vibrar.

El PP es el método de identificación dinámica más simple, pero presenta los siguientes inconvenientes (Freire, 2011):

- Localizar los picos de las frecuencias de la estructura es una tarea muy subjetiva, sobre todo si éstos no están muy claros;
- Al aumentar el amortiguamiento, los picos se desplazan de las frecuencias naturales;
- No se obtienen los modos de vibrar, se calculan las formas de deformación que pueden servir como aproximación; y
- Los amortiguamientos estimados con esta técnica no proporcionan, generalmente valores correctos.

3.3.2 Representación de estados

La teoría moderna de control se basa en la representación matemática de los sistemas dinámicos por medio del concepto de estado. Se define estado de un sistema como la mínima cantidad de información necesaria en un instante. Si se conoce la entrada a partir de ese instante, entonces se pueda determinar cualquier variable del sistema para cualquier instante posterior. Algunas de las ventajas que presenta este método son las siguientes (Buitrago, 2010):

- Aplica a sistemas lineales y no lineales.
- Permite analizar sistemas de más de una entrada o más de una salida.
- Pueden ser sistemas variantes o invariantes en el tiempo.
- Las condiciones iniciales pueden ser diferentes de cero.
- Proporciona información de lo que pasa dentro del sistema.

La representación de estados puede derivarse de las ecuaciones diferenciales que representan dinámicamente a un sistema. En la ingeniería estructural este comportamiento se describe como:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad (3.10)$$

donde m , c y k son la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, mientras \ddot{x} , \dot{x} y x son la respuesta en aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente. Aunque la ecuación (3.10) representa el comportamiento dinámico de una estructura, no es común utilizarla directamente en los métodos de identificación de sistemas (Rojas, 2006). Esto es debido a que a la ecuación es continua en el tiempo y las medidas se toman en instantes discretos. Por lo tanto, la ecuación (3.10) se convierte en un modelo de espacio de estados, discreto en el tiempo:

$$\dot{x} = Ax + Bu \quad (3.11)$$

donde x es el número de variables independientes para describir el estado de un sistema. A es la matriz que contiene las propiedades dinámicas de la estructura (masa, rigidez, amortiguamiento). B es el vector de excitaciones sobre la estructura y \dot{x} es el vector de estados. Las variables que determinan los valores de las matrices A y B se muestran en la ecuación siguiente:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -k/m & -c/m \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ m \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

En la práctica no es posible realizar mediciones en todos los puntos (grados de libertad), únicamente se colocan acelerómetros en puntos específicos. Debido a esto, puede obtenerse una ecuación de observación, la cual se define como:

$$y = Cx + Du \tag{3.13}$$

En la variable y se dan los registros de interés, es decir, la respuesta del sistema en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento. C es la matriz de respuesta de los grados de libertad de interés, ésta se define mediante la ecuación (3.14). Mientras que en la matriz D se definen los sistemas de control que se adicionan a la estructura. Sin embargo, esta variable no se considera en el desarrollo de la tesis.

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -k/m & -c/m \end{bmatrix} \tag{3.14}$$

Las ecuaciones (3.11) y (3.13) constituyen un modelo de estados determinista continuo en el tiempo. Entonces estas expresiones ya pueden evaluarse en cualquier instante de tiempo y además obtener mediciones con mayor exactitud.

Capítulo 4

4 Programa experimental

4.1 Metodología

A partir del proceso de identificación de daño estructural basado en vibraciones propuesto por Farrar *et al.* (1999), se plantea la metodología de esta investigación. Se realizaron cinco etapas para cumplir con la simulación y detección de daño estructural en vigas de concreto simple, como se muestra en la Figura 4-2. Cabe mencionar que no es adecuado realizar un experimento sin tener un sustento teórico o un análisis previo. Esto se debe a que es importante contar con el conocimiento de los resultados que se pueden presentar o a los que se quiere llegar. Sin embargo, durante el desarrollo de las pruebas se obtuvieron resistencias mayores a la compresión y por lo tanto a tensión mayores a las previstas. Además, el equipo para el registro de aceleraciones limitó el número de grados de libertad a considerar. A causa de esto, las simulaciones numéricas tuvieron que ser modificadas. Por lo cual en el presente documento primero se muestra la parte experimental con base a un análisis predictivo y en el capítulo subsecuente las simulaciones numéricas con las modificaciones pertinentes.

De acuerdo con las etapas del proceso presentado en la Figura 4-2, la parte experimental de la investigación contempla las etapas 1, 2 y 3. En éstas se incluye el diseño y elaboración de cinco vigas de concreto simple y sus respectivas pruebas experimentales. Para representar el daño (agrietamiento) en las vigas se realizó un corte transversal en cada una de éstas, como se muestra en la Figura 4-1. Los ensayos que componen el proceso de adquisición de datos se realizaron en condiciones ambientales y operacionales de laboratorio. Para esto se ocupó el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana de la Unidad Azcapotzalco.

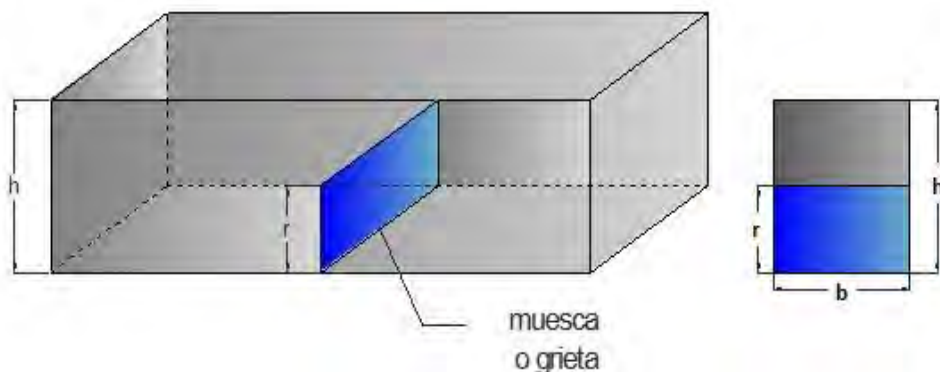


Figura 4-1. Representación de agrietamiento en viga de concreto simple.



Figura 4-2. Metodología propuesta para la detección de daño.

A partir de los registros de aceleración, las pruebas de resistencia a compresión y las curvas de la carga contra el desplazamiento de las vigas se realizan las etapas numéricas 4 y 5. De acuerdo con la metodología propuesta en estas etapas, se establecen los modelos AR y ARX de un orden dado, que permiten predecir el comportamiento de la respuesta dinámica. Una vez que se cuenta con los modelos estadístico y las series de tiempo en aceleraciones, se realiza la identificación, ubicación y cuantificación del daño. Finalmente, como se mencionó, se realizan las simulaciones numéricas del proceso de falla en vigas a flexión, con el fin de aproximar la respuesta a lo obtenido experimentalmente.

4.2 Materiales y equipo

a) Concreto

Se programó realizar una mezcla de concreto simple con resistencia última a la compresión f'_c de 280 kg/cm²; sin embargo, se obtuvo una resistencia mayor ($f'_c = 320$ kg/cm²). Estos resultados se muestran en la sección 4.5.1, en la que se hace referencia a las pruebas en cilindros de concreto.

La dosificación se especifica en la Tabla 4-1 y se realizó con el método propuesto por el ACI. El consumo total de concreto para las cinco vigas que se construyeron y dos cilindros (para la obtención del esfuerzo a compresión f'_c) fue de 0.113 m³. El volumen mencionado incluye un desperdicio del 10 %.

Tabla 4-1. Dosificación de mezcla para concreto con $f'_c = 280$ kg/cm².

Material	Cantidad
Cemento (kg)	40.64
Arena (kg)	68.84
Grava (kg)	119.45
Agua (L)	27.50

Las cinco vigas tienen las mismas propiedades geométricas, a excepción de la altura de la ranura o grieta que se incluyó al centro del claro. Estas propiedades son: longitud total $L = 60$ cm, longitud entre apoyos $L_a = 45$ cm, espesor $b = 15$ cm, y altura $h = 15$ cm, como se muestra en la Figura 4-3. Estas dimensiones se deben a que se tienen moldes metálicos para vigas con estas dimensiones.

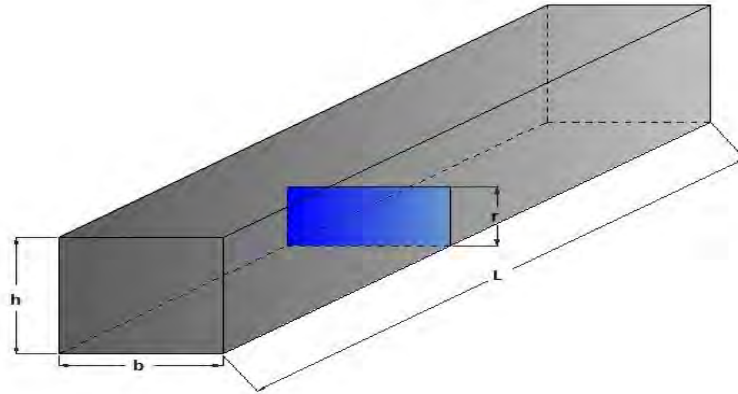


Figura 4-3. Dimensiones viga de concreto simple.

b) Sistema de adquisición de datos y acelerómetros

Se utilizaron 3 sensores (acelerómetros) capacitivos modelos PCB393B31 para registrar las señales o vibraciones generadas. Mediante un equipo analógico digital central SIG-LAB 20-42, que cuenta con un software especializado, se procesaron las señales. Este equipo digital se ejecuta mediante el programa MATLAB. Para realizar la conexión entre la unidad central y los sensores se utilizó un acondicionador de señal 482A22. La Figura 4-4 muestra los elementos mencionados.



a)



b)



c)

Figura 4-4. Sistema de adquisición de datos: a) unidad central, b) acelerómetros modelo PCB393B31 y c) acondicionador de señal 482A22.

c) Máquina universal

Para el desarrollo de las pruebas a flexión y compresión de las vigas y cilindros respectivamente, se utilizó una máquina universal (modelo SATEC Systems, Inc.), la cual tiene una capacidad de inducir cargas de hasta 10 toneladas. En la Figura 4-5 se observa la máquina universal y el gabinete donde se controla a la misma.



Figura 4-5 Máquina universal.

4.3 Elaboración de especímenes

Se construyeron cinco vigas de concreto simple, variando el daño en cada una de ellas. Se realizó un corte transversal (muesca) en cuatro de estas vigas para representar el (agrietamiento). Mientras que la última viga se considera que no tiene ningún tipo de daño (viga sana). Para la elaboración de estos especímenes se utilizaron moldes de acero inoxidable de 60x15x15 cm, los cuales se muestran en la Figura 4-6.



Figura 4-6. Moldes para vigas de acero inoxidable.

Para construir la muesca en las vigas se utilizaron pequeñas porciones de triplay con un espesor de 0.5 cm. Este triplay se fijó al centro de cada molde como se muestra en la Figura 4-6. La altura de la muesca se varió para cada viga, la Tabla 4-2 muestra la denominación de cada espécimen y el tamaño de la muesca.

Tabla 4-2. Tipos de especímenes.

Espécimen	Denominación de muesca	Altura de la muesca (cm)
V0	$r = 0.0h$	No aplica
V1	$r = 0.1h$	1.5
V2	$r = 0.2h$	3.0
V3	$r = 0.3h$	4.5
V4	$r = 0.4h$	6.0

En las Figuras 4-7 a 4-9 se muestra parte del procedimiento que sugiere la norma NMX-C-59-ONNCCE-2016 para la elaboración de los especímenes de concreto simple. Esta norma considera las siguientes etapas: preparación de mezcla, vaciado de moldes, compactación o varillado y enrasado.



Figura 4-7. Elaboración de mezcla.



Figura 4-8. Vaciado de moldes.



Figura 4-9. Varillado y enrasado.

Con el fin de verificar la resistencia propuesta, se elaboraron dos cilindros de concreto de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura (Figura 4-10). Para la construcción de estos se utilizó la misma mezcla con la que se realizaron las vigas. Tanto las vigas como los cilindros se sumergieron en agua a temperatura ambiente durante el proceso de curado, el cual fue de 28 días. Una vez que se cumplió el tiempo de curado, los especímenes se extrajeron del agua y se conservaron a temperatura ambiente.



Figura 4-10. Cilindros para verificar la resistencia a compresión.

4.4 Ensayes

Para los fines propuestos se realizaron dos tipos de pruebas de laboratorio. La primera parte consistió en la medición de aceleraciones ambientales por medio de los sensores mencionados, los cuales se colocaron a lo largo de cada viga. Para la segunda etapa se realizaron pruebas a flexión colocando carga en los tercios de las vigas, utilizando la máquina universal. Además se realizó la prueba a compresión de los dos cilindros para validar la resistencia del concreto utilizado.

La Figura 4-11 muestra las vigas a las que se les realizó tanto la prueba con acelerómetros como la prueba a flexión. Se observa la denominación fijada para cada espécimen y la altura de la muesca. Para esta etapa, los especímenes habían cumplido con la etapa de curado.

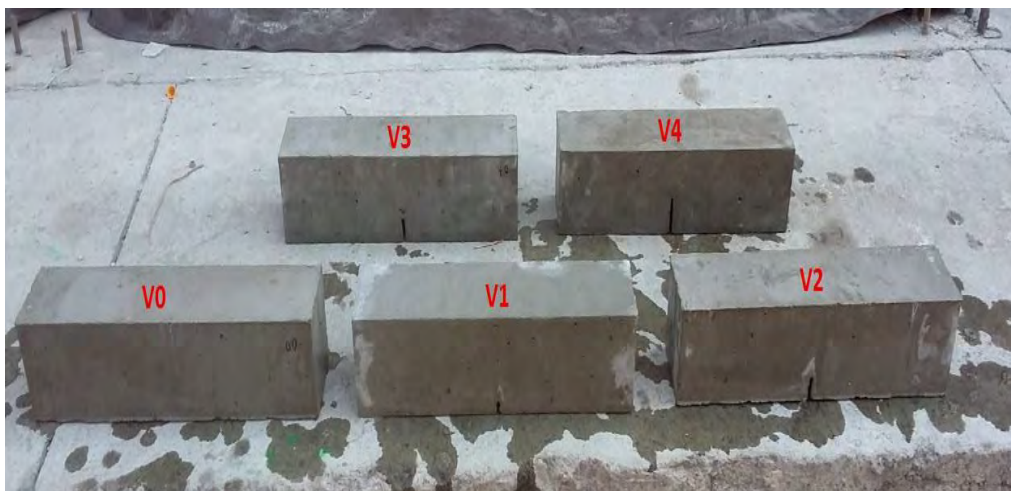


Figura 4-11. Especímenes ensayados.

4.4.1 Pruebas con acelerómetros

Para realizar las pruebas de vibración con acelerómetros se completaron las etapas siguientes:

1. **Condición de apoyo.** Cada viga se consideró como viga simplemente apoyada. Para esta condición de apoyo se utilizó un perfil acanalado de acero y dos rodillos. La longitud entre apoyos es de 45 cm.
2. **Discretización de vigas.** Cada espécimen se discretizó en ocho elementos, con lo cual se obtuvieron siete grados de libertad, ya que no se consideran los grados de libertad de los apoyos (Figura 4-12). Únicamente se consideran estos grados de libertad debido a que las pruebas se realizaron con acelerómetros uniaxiales (con ancho igual a 5.5cm).

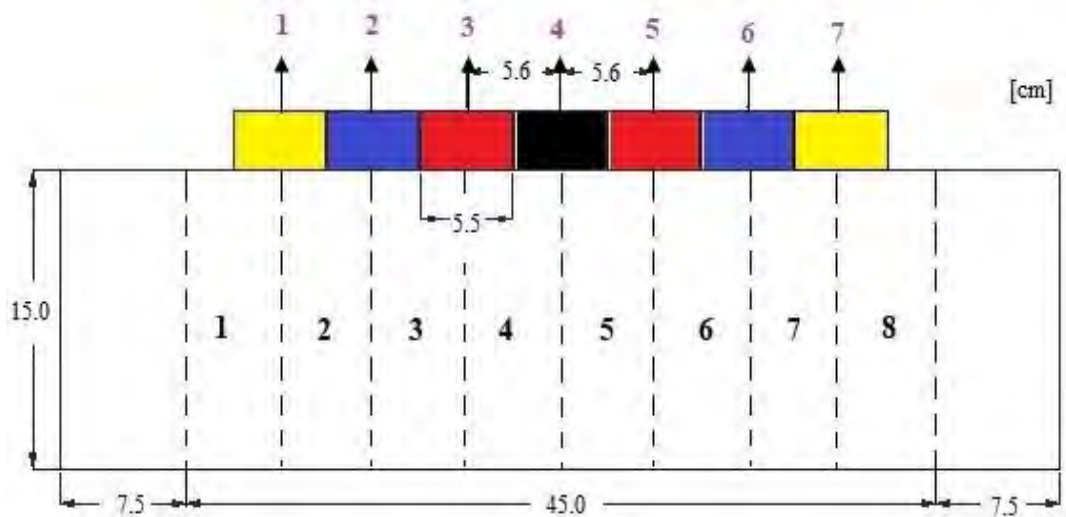


Figura 4-12. Discretización de viga y grados de libertad.

3. **Mediciones.** Debido a que únicamente se contaba con tres acelerómetros, se realizaron tres mediciones por viga. El acelerómetro central (S1) conservó su posición para cada una de ellas y los acelerómetros laterales (S2 y S3) se colocaron en los diferentes grados de libertad considerados. La Figura 4-13 muestra la colocación de los acelerómetros para los tres diferentes arreglos con los que se realizaron los registros.

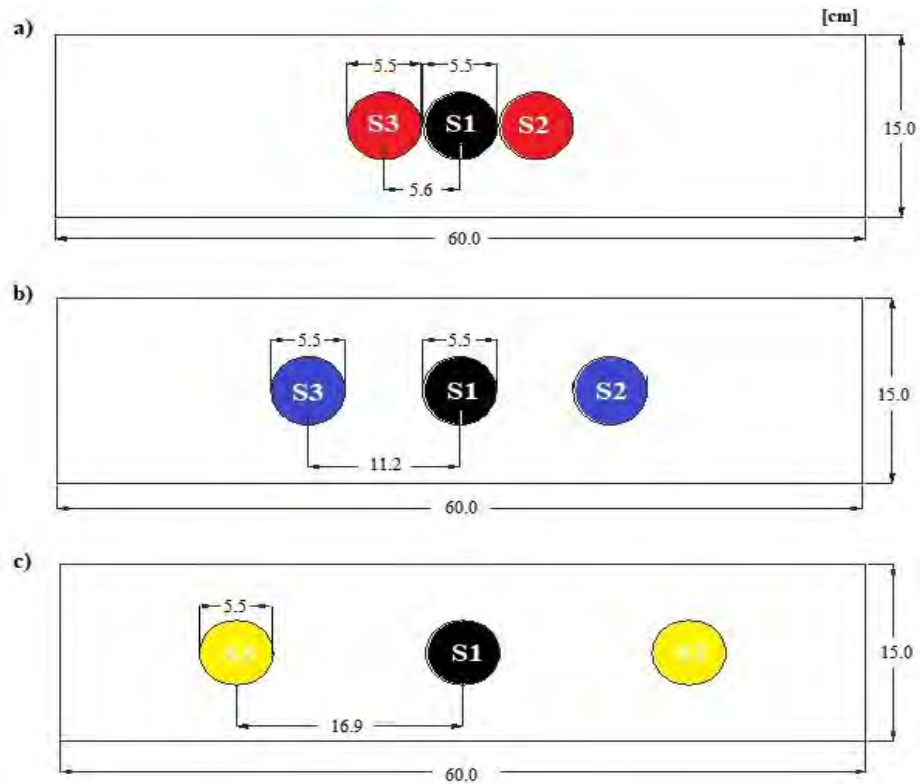


Figura 4-13. Arreglos para el registro de aceleraciones: a) A1, b) A2 y c) A3.

4. **Tiempo de medición.** El tiempo de registro para cada medición fue de 600 segundos a vibración ambiental. La frecuencia de muestreo fue de 512 Hz a excepción de la viga con $r=0.3h$, donde la frecuencia de muestreo fue de 2560 Hz.

Los cuatro pasos anteriores se repitieron para cada tipo de espécimen. En la Figura 4-14 se observa la condición de apoyo, la colocación de los acelerómetros para la medición tipo 1 y parte de la señal registrada.



Figura 4-14. Medición con acelerómetros.

4.4.2 Pruebas a flexión

Para ejecutar las pruebas a flexión simple se realizaron los pasos siguientes (para información más detallada observar la norma NMX-C-191-ONNCCE-2015):

1. **Equipo o máquina de prueba.** El dispositivo debe ser capaz de mantener fija la distancia entre los puntos de carga y los puntos de apoyo. Los bloques para la aplicación de la carga deben ser de acero. Las distancias mínimas se muestran en la Figura 4-15, donde se observa que la distancia entre apoyos debe ser de tres veces el peralte de la viga.

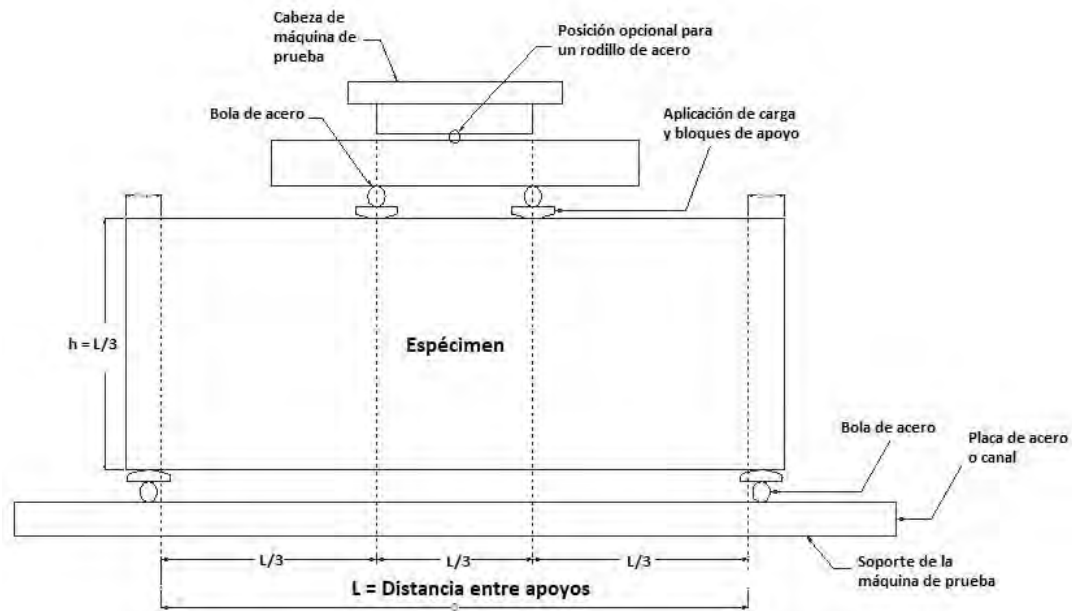


Figura 4-15. Prueba a flexión con carga en los tercios del claro.

2. **Preparación del espécimen.** Todas las superficies deben ser lisas y libres de bordes, hendiduras o agujeros. Además, las caras laterales del espécimen deben estar en ángulo recto con las caras horizontales.
3. **Aplicación de carga.** Los bloques de aplicación de carga se ponen en contacto con la superficie del espécimen en los puntos tercios entre los apoyos (Figura 4-16). Se debe lijar las superficies del espécimen o bien usarse tiras de cuero. La carga se debe aplicar a velocidad uniforme, tal que el aumento de esfuerzo de las fibras no exceda de $10 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$.



Figura 4-16. Prueba a flexión con carga en los tercios del claro.

4.4.3 Pruebas a compresión

Esta prueba se basa en la norma NMX-C-083-ONNCCE-2014. Este documento especifica que los especímenes deben ser cabeceados para evitar irregularidades en las bases de los cilindros. Además, las superficies donde se aplica la carga deben estar limpias y sin bordes. Una vez cabeceados se colocan y se prueban los cilindros en la máquina de ensayos,

Para realizar la prueba, los especímenes se colocan sobre una placa con asiento esférico como se muestra en la Figura 4-17. En seguida se aplica la carga con velocidad uniforme y continua sin producir impacto, ni pérdida de carga. La velocidad de carga impuesta en este caso fue de $210 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$. El objetivo de la prueba es obtener el esfuerzo último a compresión f'_c de cada cilindro.



Figura 4-17. Prueba a compresión.

4.5 Resultados experimentales

En esta sección se presentan los resultados obtenidos en cada una de las pruebas. Se comienza por los resultados de la prueba a compresión y, enseguida, se muestran los registros de aceleración obtenidos de la prueba con acelerómetros. Finalmente se exponen las curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas por las pruebas a flexión. Estos resultados experimentales servirán como base para explicar y comparar con aquellos resultados obtenidos de la etapa numérica (Capítulo 5).

4.5.1 Pruebas a compresión

Se realizaron pruebas a compresión a dos cilindros de concreto, los valores obtenidos en dicha prueba se resumen en la Tabla 4-3. Mientras que en la Figura 4-18 se observa la falla que presentó cada uno.

Tabla 4-3. Resistencia a la compresión del concreto.

Cilindro	Área (cm ²)	Carga máx. (kgf)	f'c (kgf/cm ²)
1	176.71	57287.90	324.18
2	176.71	56240.80	318.26



Figura 4-18. Tipo de falla en cilindros de concreto.

Se observa que se tiene una pequeña variación entre los valores de la resistencia a compresión de los cilindros, mostrados en la Tabla 4-3. Por lo cual se toma un promedio de éstos, el valor medio a considerar es de $f'c = 321.2 \text{ kg/cm}^2$. En cuanto al tipo de falla que se muestra, ésta

ocurre cuando las caras de aplicación de carga se encuentran en límite de tolerancia especificada. Se considera un tipo de falla común, por lo tanto, se aceptan los valores registrados.

4.5.2 Pruebas con acelerómetros

Se obtuvieron los registros en aceleración de las cinco vigas con el fin de obtener la respuesta dinámica de cada una. Se consideraron las vibraciones ambientales como fuente de excitación y los registros se procesaron mediante el programa MATLAB. En las Figuras 4-19 a 4-22 se muestran las señales obtenidas únicamente para el espécimen V1, para verificar las señales de las demás vigas ver el Anexo A. Únicamente se presenta una señal del sensor central (S1) y alguno de los sensores laterales (S2 o S3) de cada arreglo mencionado (A1, A2 y A3). Esto debido a que los registros de los sensores laterales en cada medición son idénticos. Además se muestran las frecuencias naturales obtenidas para cada viga, utilizando el método Peak Picking. Por último, se utilizan las series de tiempo y el algoritmo AR-ARX para realizar la detección del daño estructural.

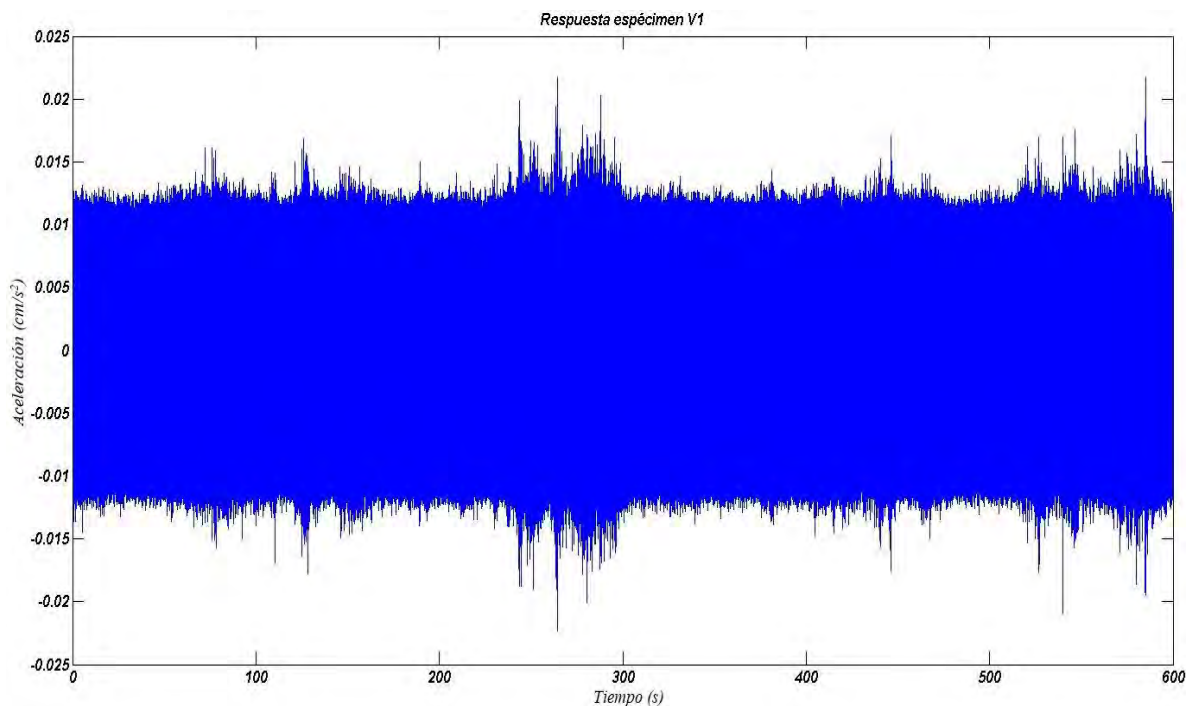


Figura 4-19. Registro de aceleraciones, V1-A1-S1.

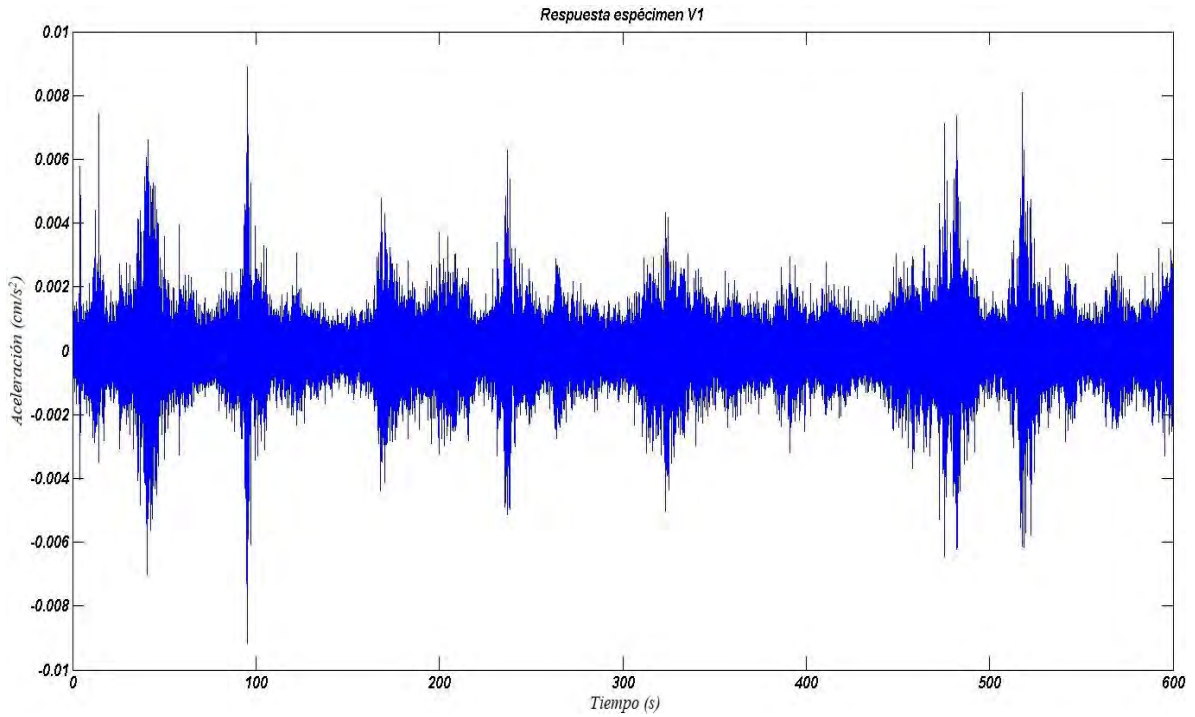


Figura 4-20. Registro de aceleraciones, V1-A1-S2.

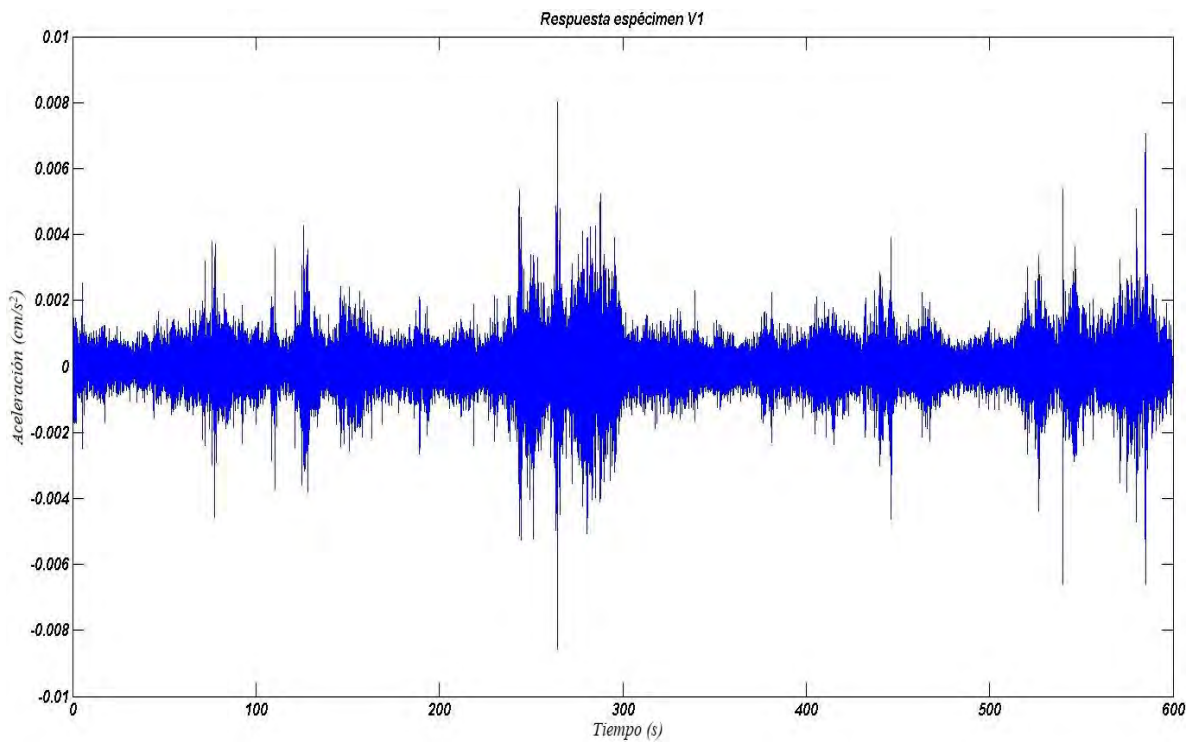


Figura 4-21. Registro de aceleraciones, V1-A2-S3.

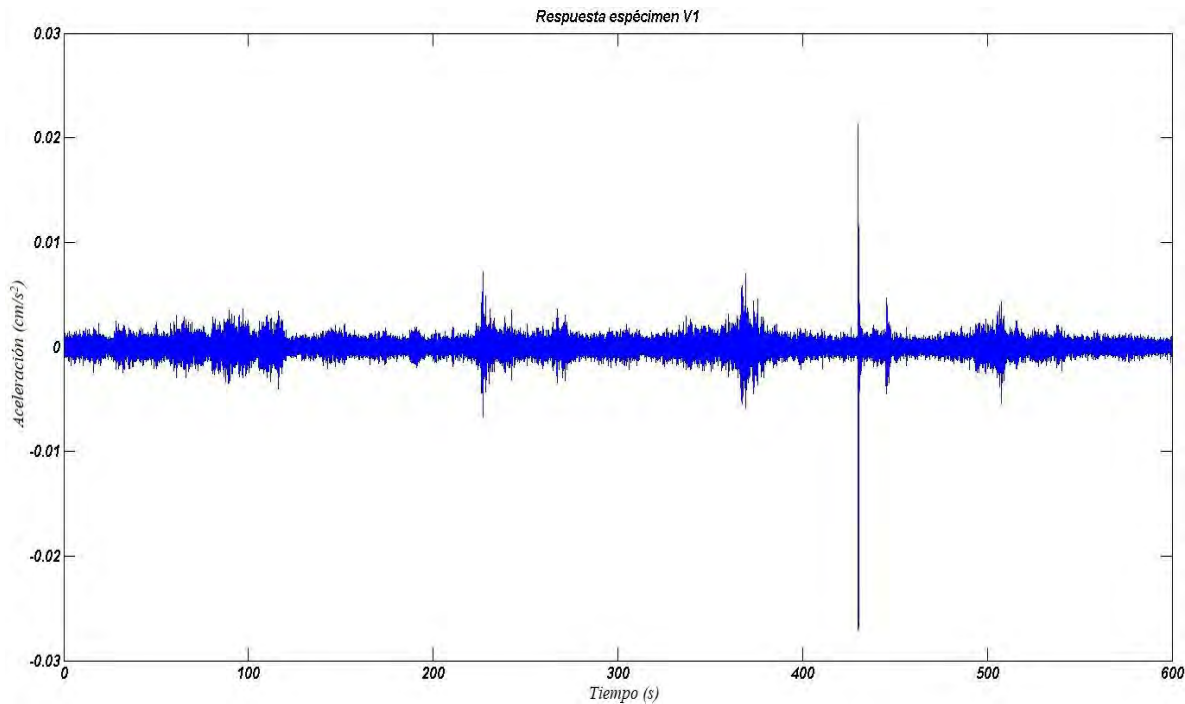


Figura 4-22. Registro de aceleraciones, V1-A3-S3.

Se observa que se tienen valores mayores de aceleración en el sensor S1 y conforme los sensores están más alejados del centro de la viga, los valores disminuyen. Esto se considera adecuado, ya que al centro existe daño y por lo tanto cambia (aumenta) su respuesta.

4.5.2.1 Frecuencias naturales

Con los registros en aceleración de la respuesta dinámica de cada viga y el método Peak Picking, se obtuvieron sus frecuencias naturales. Para realizar esto, se utilizaron herramientas incluidas en el programa MATLAB y se aplicó el método de Yule Walker para la estimación de la densidad espectral.

El teorema de la *Frecuencia de Nyquist* menciona que para explicar con exactitud la forma de una onda, es necesario que la frecuencia de muestreo sea superior al doble de la máxima frecuencia a muestrear. En el desarrollo experimental, los registros de aceleración se obtuvieron con una frecuencia de muestreo de 512 Hz (a excepción del espécimen V3). Sin embargo, debido a las dimensiones de las vigas, los valores de las frecuencias a obtener son altos (hasta mayores a 5000 Hz), por lo que no se cumple el teorema mencionado. Para superar este problema se utilizan “señales alias”, con las cuales se pueden obtener las mismas muestras que se obtendrían de una señal, pero con frecuencias más bajas. En la Figura 4-23 se muestra un ejemplo de esto, donde la frecuencia de muestreo sería de 512 Hz y por lo tanto, la Frecuencia de Nyquist sería de 256 Hz. Si la frecuencia a analizar es de 1200 Hz, entonces la señal alias a registrar sería de 176 Hz, de esta forma se cumpliría con la Frecuencia de Nyquist.

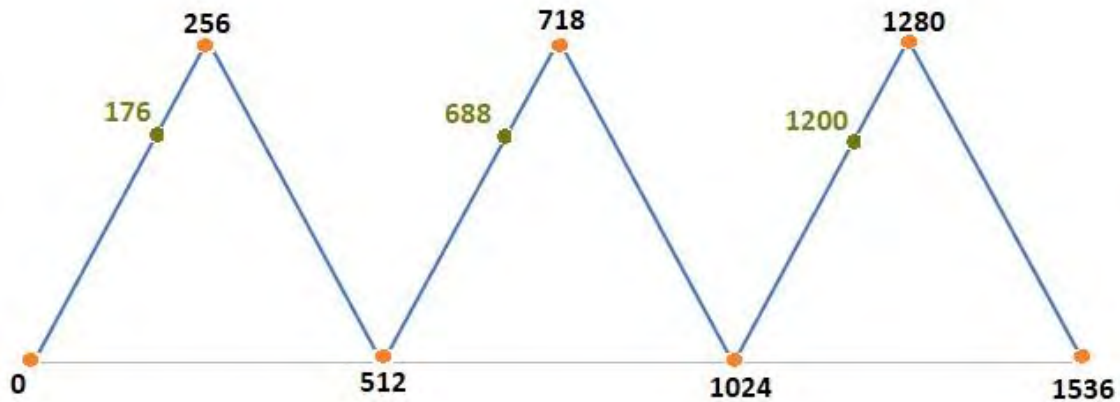


Figura 4-23. Frecuencias alias.

Se realiza el procedimiento mencionado para cada uno de los espectros de densidad obtenidos. La Figura 4-24 muestra el espectro únicamente del espécimen V1, en el que se determina que las frecuencias principales de la viga son: $f_1 = 90$, $f_2 = 203$ y $f_3 = 37$ Hz. Se tienen tres espectros debido a que se calcula una para cada sensor ubicado en un arreglo diferente. No se consideran las frecuencias $f = 60$, $f = 120$, $f = 180$ Hz, ni los múltiplos subsecuentes debido a que estos picos pueden deberse al voltaje de la energía eléctrica. Las frecuencias obtenidas se consideran frecuencias alias, por lo cual se comparan con frecuencias calculadas por modelos numéricos previamente realizados, mostradas en el Capítulo 5. Las frecuencias por considerar son: $f_1 = 934$, $f_2 = 3381$ y $f_3 = 5084$ Hz respectivamente, como se muestran en la Figura 4-25.

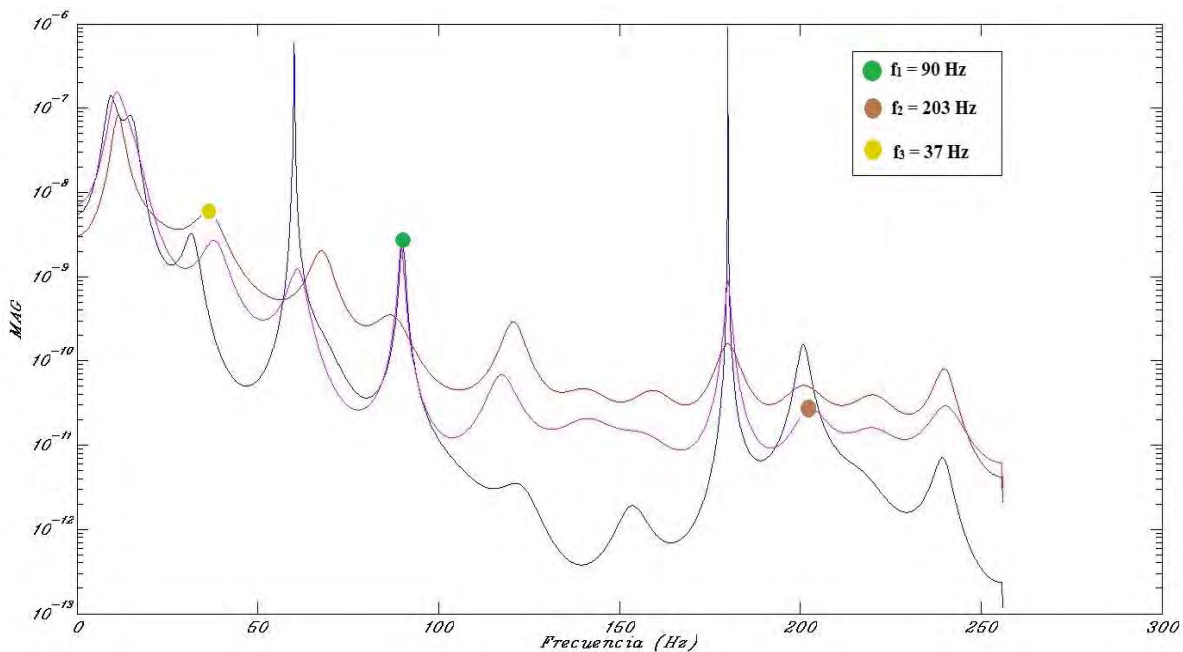


Figura 4-24. Densidad espectral para el espécimen V1.

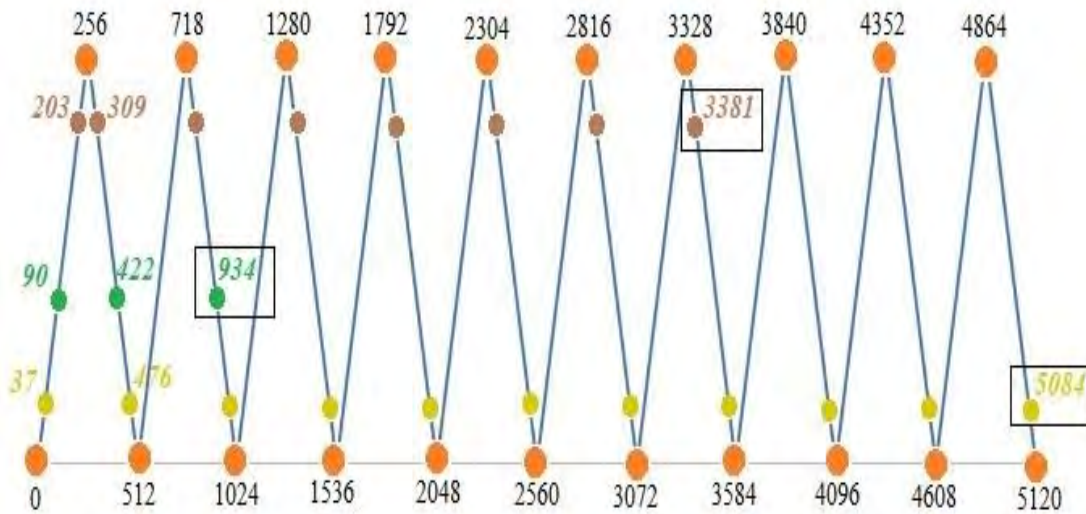


Figura 4-25. Frecuencias alias y reales.

La Tabla 4-4 muestra los valores de las primeras tres frecuencias alias obtenidas para cada espécimen, las cuales se adaptan a las frecuencias de las simulaciones numéricas. Se observa que al aumentar la altura de la muesca (agrietamiento), las frecuencias disminuyen, de acuerdo con la teoría esto es correcto.

Otro aspecto relevante es que el espécimen V3 se muestreó con una frecuencia de 2560 Hz y de acuerdo con el teorema de Nyquist, la máxima frecuencia máxima a muestrear es 1280 Hz. Por lo tanto, la frecuencia f_1 se obtiene directamente del espectro, mientras que para las demás frecuencias si se utiliza la Frecuencia de Nyquist. Como se mencionó, en el capítulo siguiente se validan las frecuencias obtenidas por medio de modelos numéricos.

Tabla 4-4. Frecuencias obtenidas mediante ensayos a vibración.

<i>Espécimen</i>	<i>Frecuencias (Hz)</i>	
	<i>Experimental</i>	<i>Alias</i>
V0	$f_1 =$	26.0
	$f_2 =$	83.0
	$f_3 =$	146.0
V1	$f_1 =$	90.0
	$f_2 =$	203.0
	$f_3 =$	37.0
V2	$f_1 =$	180.0
	$f_2 =$	90.0
	$f_3 =$	202.0
V3	$f_1 =$	664.0
	$f_2 =$	826.0

	$f_3 =$	306.0	4814.0
	$f_1 =$	146.0	658.0
V4	$f_2 =$	90.0	3162.0
	$f_3 =$	26.0	4634.0

4.5.2.2 AR-ARX experimental

Como se observa en los registros obtenidos para cada viga las mediciones se realizaron durante 600 segundos. Sin embargo, por razones de eficiencia computacional y para aproximar mejor la respuesta dinámica, se fragmentaron 50 señales de 5 segundos cada una de los mismos registros.

Se calcularon 30 coeficientes AR para cada serie de tiempo obtenida. Con este número de coeficientes es posible reproducir una señal típica de una estructura con errores residuales pequeños (Ruiz-Sandoval, 2004). Las 50 señales del espécimen V1 sirven como base de datos de referencia, es decir, todas las señales restantes se comparan con las señales del espécimen V1. La Figura 4-26 muestra los 30 coeficientes obtenidos para la regresión del espécimen V0 y la Figura 4-27 muestra los coeficientes para un espécimen con daño (V1).

$$A(q) = 1 - 1.213 q^{-1} + 0.3569 q^{-2} + 0.03443 q^{-3} - 0.1103 q^{-4} + 0.1579 q^{-5} + 0.06593 q^{-6} + 0.0018 q^{-7} - 0.162 q^{-8} + 0.4281 q^{-9} - 0.2218 q^{-10} - 0.2131 q^{-11} + 0.1302 q^{-12} - 0.02035 q^{-13} + 0.1292 q^{-14} + 0.2153 q^{-15} - 0.01663 q^{-16} - 0.6732 q^{-17} + 0.5402 q^{-18} - 0.05561 q^{-19} - 0.1656 q^{-20} + 0.09101 q^{-21} - 0.127 q^{-22} + 0.3756 q^{-23} - 0.1228 q^{-24} - 0.005396 q^{-25} - 0.07422 q^{-26} - 0.1322 q^{-27} + 0.09953 q^{-28} + 0.1038 q^{-29} - 0.001274 q^{-30}.$$

Figura 4-26. Coeficientes AR para el espécimen V0.

$$A(q) = 1 - 1.021 q^{-1} - 0.02243 q^{-2} - 0.1432 q^{-3} + 0.2396 q^{-4} - 0.1105 q^{-5} + 0.08835 q^{-6} - 0.06265 q^{-7} + 0.06131 q^{-8} - 0.08771 q^{-9} + 0.3311 q^{-10} - 0.1056 q^{-11} + 0.05467 q^{-12} - 0.1512 q^{-13} + 0.1249 q^{-14} - 0.1625 q^{-15} + 0.04462 q^{-16} - 0.2543 q^{-17} + 0.3411 q^{-18} + 0.03318 q^{-19} + 0.08518 q^{-20} - 0.1932 q^{-21} - 0.008532 q^{-22} - 0.06802 q^{-23} + 0.2272 q^{-24} - 0.1131 q^{-25} + 0.02224 q^{-26} - 0.01326 q^{-27} - 0.03026 q^{-28} - 0.04518 q^{-29} + 0.08232 q^{-30}.$$

Figura 4-27. Coeficientes AR para el espécimen V1.

Con los coeficientes AR y ARX obtenidos, los errores residuales y las relaciones entre las desviaciones estándar se realizó la detección de daño. En la Tabla 4-5 se muestran los índices de daño obtenidos para cada uno de los grados de libertad (mostrados en la Figura 4-12), en los diferentes especímenes. Mientras en la Figura 4-28 se muestran los mismos valores, pero

representados gráficamente. De esta manera se puede distinguir que el mayor índice de daño se presenta en todos los casos en el sensor central (grado de libertad número 4).

Tabla 4-5. Índices de daño experimentales.

Grados de libertad	Índices de daño				
	V0	V1	V2	V3	V4
1	1.008	1.343	1.116	0.513	1.491
2	0.985	1.556	1.913	2.831	1.596
3	1.101	1.839	2.012	2.319	2.455
4	1.153	1.841	2.353	3.345	4.408
5	1.101	1.839	2.012	2.319	2.455
6	0.985	1.556	1.913	2.831	1.596
7	1.008	1.343	1.115	0.513	1.491

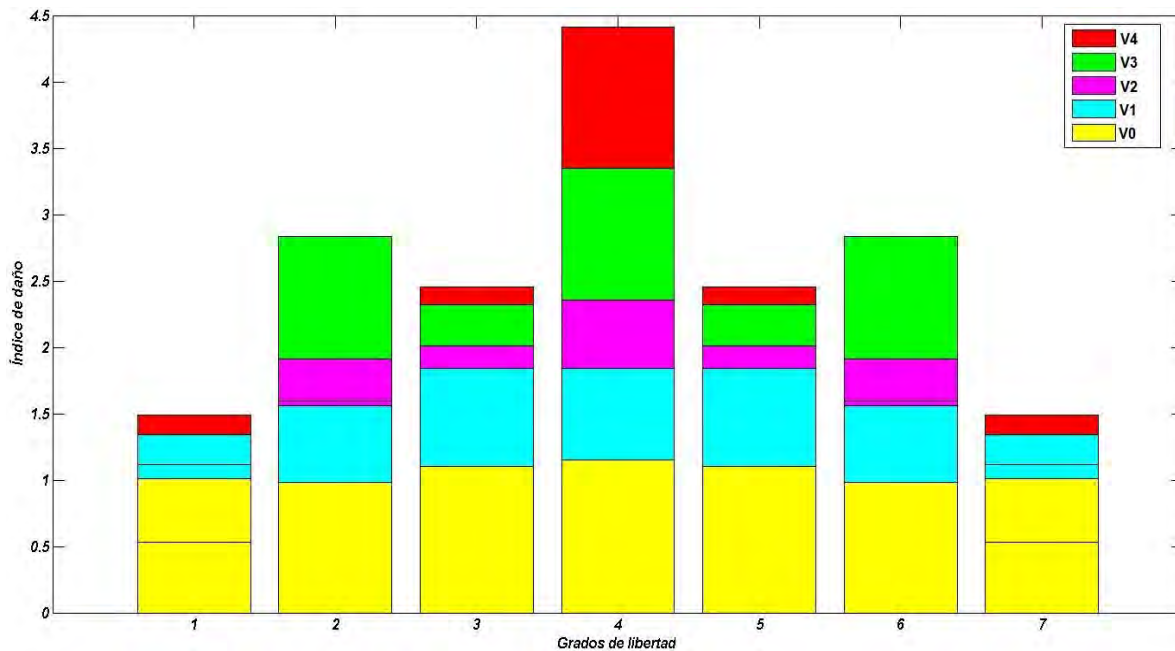


Figura 4-28. Gráficos de índices de daño experimentales.

Como se observa en la Figura 4-28, cuando no existe daño (especímen V0) los valores están próximos a uno. Cuando se comparan y dividen dos señales iguales en las que no existe daño (la división se da entre las desviaciones estándar) el valor resultante tiene que ser la unidad. Por lo tanto, puede decirse que el daño comienza después de uno, por lo que a todos los valores presentados en la Tabla 4-5 se les resta la unidad. Aunque pueden obtenerse valores

menores a 0, lo cual puede realizarse matemáticamente, esto no tienen un sentido físico, por lo que el menor valor aceptado es 0. La Tabla 4-6 muestra los valores finales, mientras que la Figura 4-29 muestra los mismos valores gráficamente.

Tabla 4-6. Valores finales de índices de daño experimentales.

Grados de libertad	Índices de daño				
	V0	V1	V2	V3	V4
1	0.008	0.343	0.116	0.000	0.491
2	0.000	0.556	0.913	1.831	0.596
3	0.101	0.839	1.012	1.319	1.455
4	0.153	0.841	1.353	2.345	3.408
5	0.101	0.839	1.012	1.318	1.455
6	0.000	0.556	0.913	1.831	0.596
7	0.008	0.343	0.115	0.000	0.491

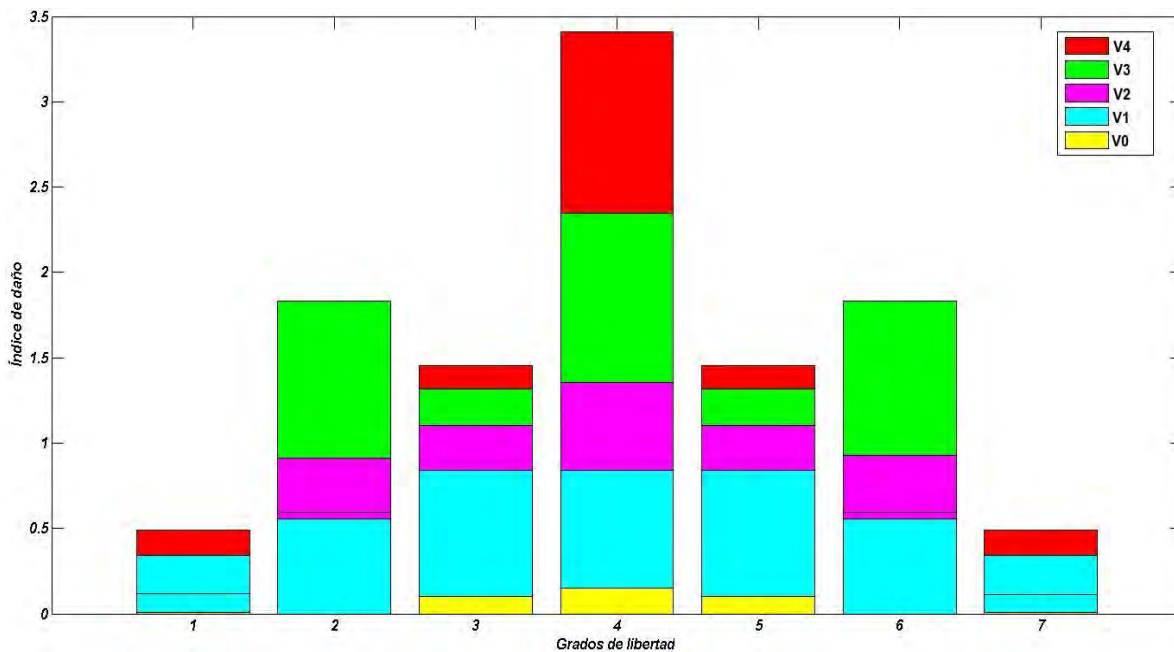


Figura 4-29. Gráficos finales de índices de daño experimentales.

4.5.3 Pruebas a flexión

A cada una de las vigas se le aplicó carga en los tercios del claro y se llevaron hasta la falla. Se obtuvo la curva de la carga contra el desplazamiento para cada viga, considerando que el

desplazamiento se obtuvo al centro de la viga. La Figura 4-30 muestra las curvas de todos los especímenes.

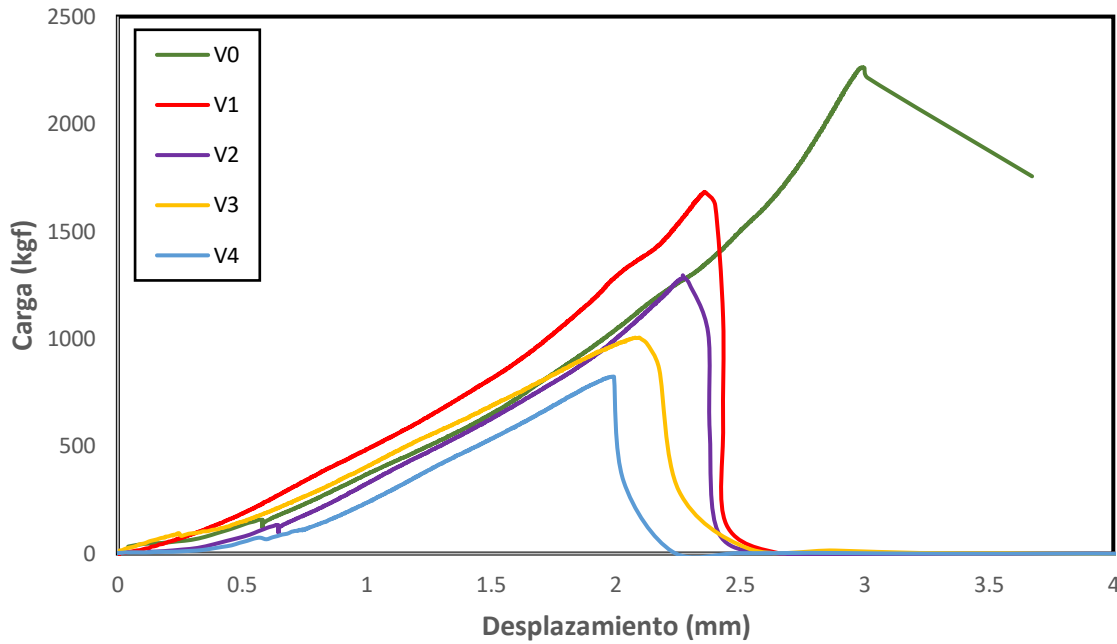


Figura 4-30. Curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas de pruebas experimentales.

De la Figura 4-30 se observa que al llegar a la carga máxima se presenta una caída abrupta en cada una de las curvas. Esto puede atribuirse a que el procesador de datos o sensores de la máquina universal con la que se realizó el ensaye no captura los suficientes datos, es decir, presenta baja sensibilidad. Por otra parte, se observa que la pendiente de la curva del espécimen V0 es menor a la del espécimen V1, incluso muy cercana al espécimen V2. Además se observa que las curvas de los especímenes V1 y V2 también están muy próximas. Esto no representa el hecho que, al existir daño en el elemento, éste reduce su rigidez y por lo tanto disminuye la pendiente de la curva. Un mal manejo del equipo, aplicación de carga distinta en los diferentes ensayos, colocación incorrecta del espécimen o defectos en el mismo pudo originar lo antes mencionado. Por otro lado, los desplazamientos obtenidos son muy grandes, ya que el concreto no puede deformarse tales cantidades. En este caso, esto se debió a que se utilizaron los desplazamientos que proporciona la máquina universal, ya que no se colocaron strain gages. Las cargas y los desplazamientos obtenidos se corroboran o corrigen con las simulaciones numéricas presentadas en el capítulo 6. Por último, la Tabla 4-7 muestra las cargas máximas resistentes de cada espécimen, mientras que en la Figura 4-31 se observa la falla que se dio en cada uno de los especímenes.

Tabla 4-7. Carga máxima obtenida en los diferentes especímenes.

Especímen	$P_{\text{máx}}$ (kgf)
V0	2263.9
V1	1683.8
V2	1295.7
V3	1005.6
V4	823.5

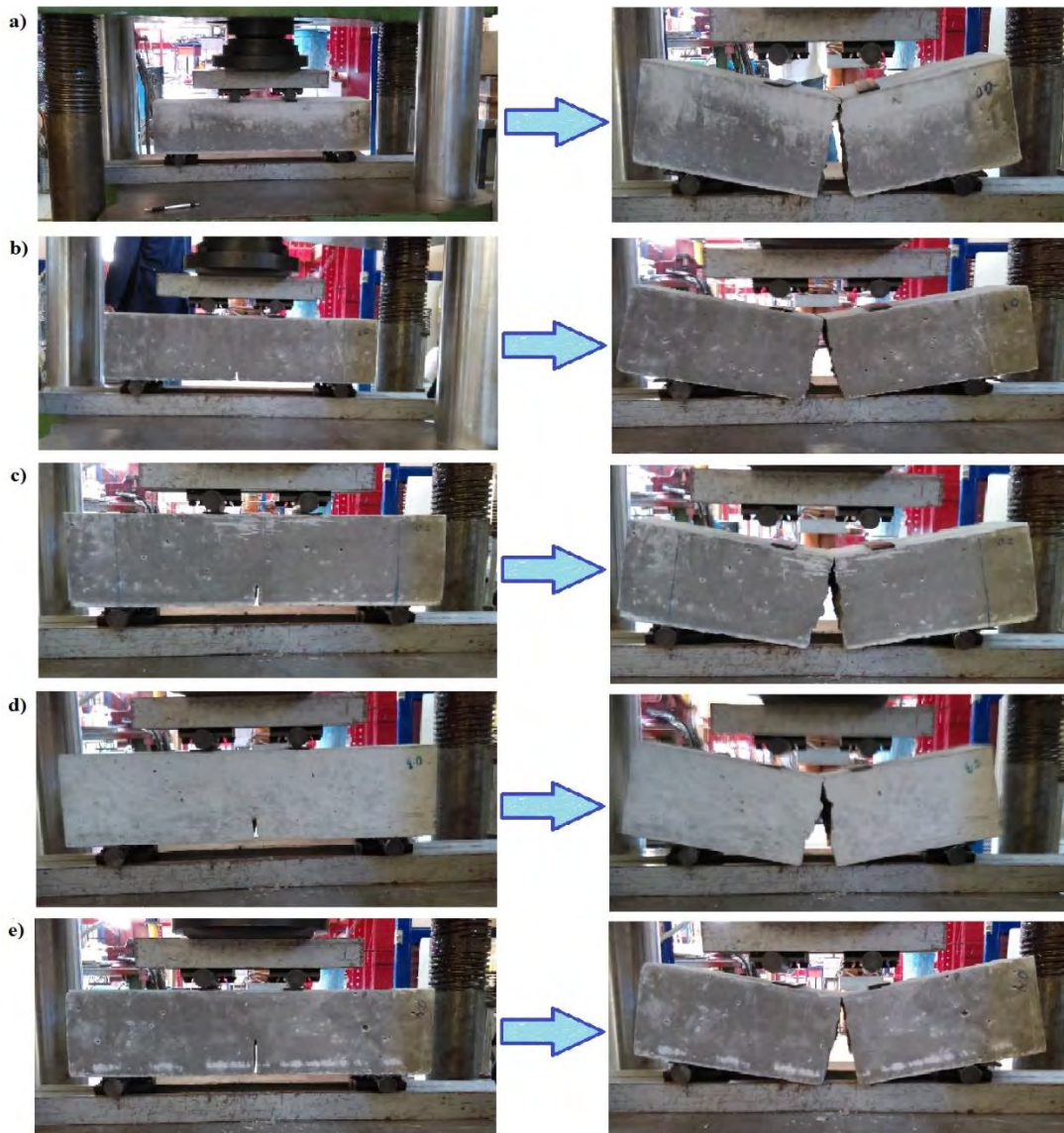


Figura 4-31. Falla típica en vigas a flexión: a) V0, b) V1, c) V2, d) V3 y e) V4.

Capítulo 5

5 Simulaciones numéricas

5.1 Modelos numéricos

Para simular el daño en elementos estructurales es necesario identificar el tipo de falla que ocurrirá. En el caso de elementos de concreto simple, el proceso de falla ocurre en forma de discontinuidades o grietas. En vigas sometidas a flexión, las grietas se presentan donde se producen esfuerzos que exceden la resistencia a tensión última; para simular este comportamiento pueden utilizarse elementos en 2D o 3D. Sin embargo, como se ha mencionado, existe otra aproximación en la cual, las vigas y su comportamiento pueden representarse con elementos unidimensionales (1D).

En este capítulo se reportan simulaciones de vigas en 1D, 2D y 3D para obtener propiedades relevantes para la simulación y detección de daño. Con los elementos 2D y 3D se obtiene la curva de la carga contra el desplazamiento y se comparan con las curvas obtenidas experimentalmente. Con dichas curvas puede obtenerse la rigidez rotacional a diferentes niveles de daño, para lo cual se utiliza la densidad de energía. Mientras que las aproximaciones analíticas con elementos 1D se utilizan para realizar la detección de daño. Las dimensiones de las vigas en cada simulación son las mismas a las propuestas en el experimento, es decir, se utilizó una longitud entre apoyos $L_a=45$ cm, altura $h=15$ cm y espesor $b=15$ cm.

5.2 Modelos tridimensionales

Se utilizó el programa ANSYS para realizar simulaciones numéricas 3D. Los modelos consisten en cinco vigas de concreto simple con un corte transversal de 0.5 cm de ancho al centro del claro. Se realizaron variaciones en la altura de la grieta en cada modelo y para obtener la curva de la carga contra el desplazamiento se cargaron dichos modelos en los tercios del claro. Las propiedades mecánicas del material consideradas son: relación de Poisson $\nu=0.2$, esfuerzo máximo a compresión $\sigma_{uc}=321.2$ kg/cm² (de las pruebas experimentales), esfuerzo máximo a tensión $\sigma_{ut}=32.1$ kg/cm² y módulo elástico $E=250909$ kg/cm². Para realizar los modelos de la Figura 4-11 se ocupó el elemento tipo SOLID65, el cual consta de cuatro puntos de integración. La Figura 5-1 muestra la malla a utilizar (únicamente muestra la del modelo V1), la cual se discretizó con elementos de aproximadamente 1.5 cm, dicho modelo consta de un total de 4090 elementos.

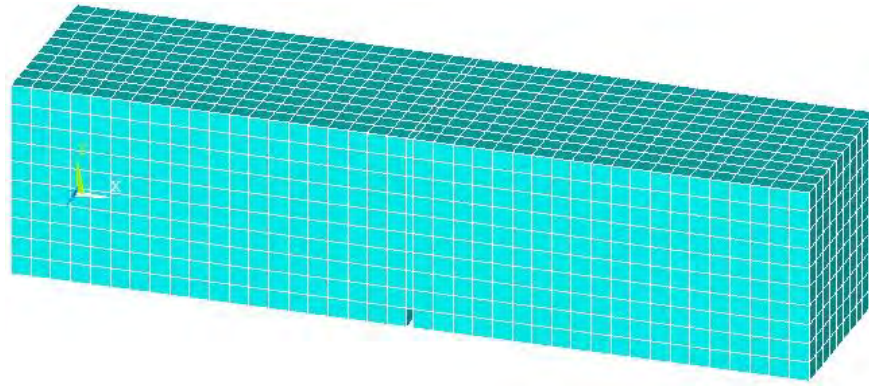


Figura 5-1. Viga tridimensional con agrietamiento.

En cuanto a la aplicación de la carga, ésta se colocó al centro del claro mediante desplazamientos aplicados gradualmente en la dirección negativa del eje vertical. El mismo procedimiento de mallado y aplicación de carga se utilizó para los demás modelos. La Figura 5-2 muestra la configuración deformada del modelo V1 junto con la propagación del agrietamiento. Se observa que el daño se propaga hacia el borde opuesto de la sección transversal hasta llegar a la falla total.

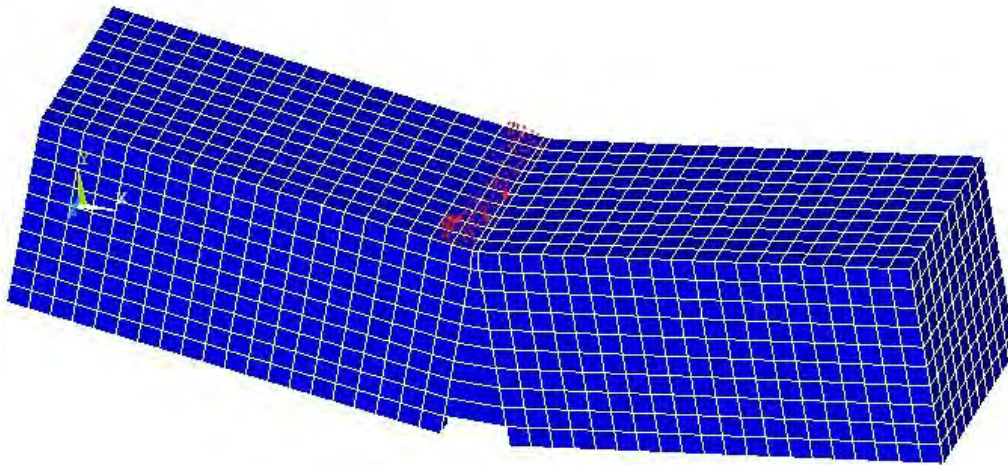


Figura 5-2. Configuración deformada y propagación de agrietamiento.

Las curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 3D se muestran en la Figura 5-3. Se observa que conforme aumenta el daño, la rigidez del elemento disminuye (menor pendiente), hecho que no pudo observarse en el experimento. Es evidente que cuando el elemento alcanza su carga máxima resistente, no exhibe mayor deformación, es decir, no presenta ablandamiento por deformación y por lo tanto presenta una falla frágil. Además se observa que las cargas máximas resistentes se alcanzan a diferentes desplazamientos; a mayor altura de muesca, menor es el desplazamiento.

Lo anterior obedece a que el programa ANSYS coloca restricciones para no modificar los datos de entrada, es decir, únicamente se introducen los valores que propone el programa.

Propiedades como la energía de fractura o el ablandamiento por deformación son algunos de los valores que el programa no permite modificar.

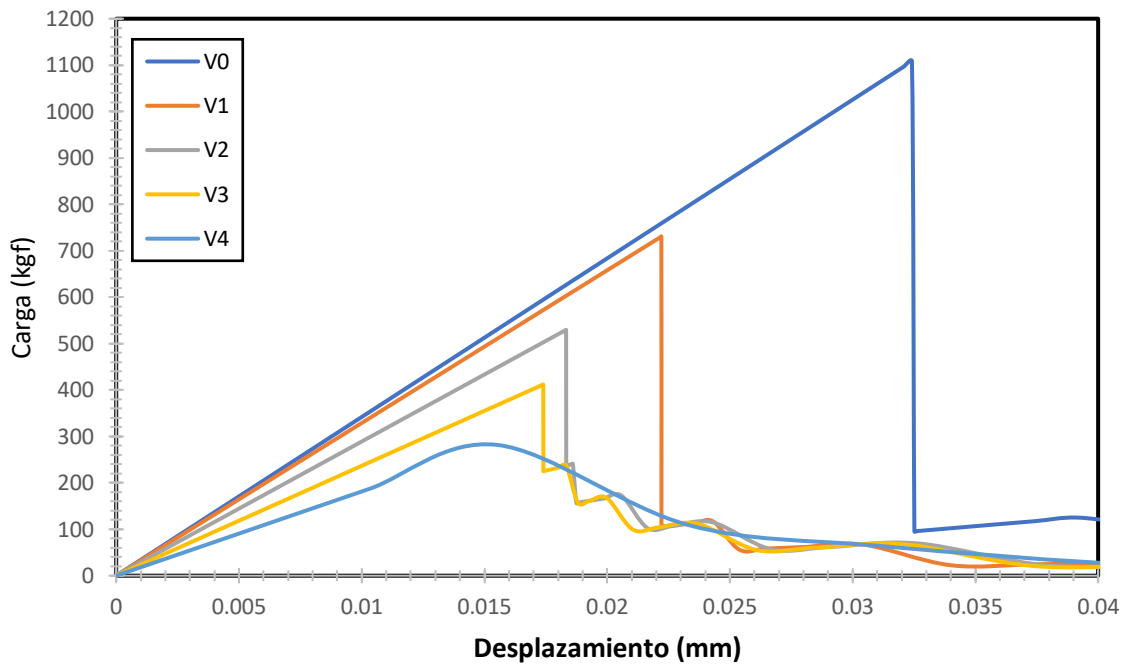


Figura 5-3. Curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 3D.

En la Tabla 5-1 se muestran los valores de las cargas máximas resistentes de cada modelo y sus respectivos desplazamientos. Indudablemente las cargas obtenidas son menores a las obtenidas en los ensayos, en el apartado siguiente se realizan dichas comparaciones.

Tabla 5-1. Valores de carga máxima resistente y desplazamientos con elementos 3D.

Modelo	Carga máx. (kgf)	Desplazamiento (mm)
V0	1108.1	0.032
V1	730.6	0.022
V2	529.6	0.018
V3	411.9	0.017
V4	281.7	0.015

5.2.1 Modelos en el plano

Para reproducir los resultados experimentales de vigas a flexión, se realizan simulaciones numéricas con elementos 2D. Al igual que en el experimento, se realizaron variaciones en la altura de la grieta y se les impuso carga en los tercios del claro. Para modelar las cinco vigas

mostradas en la Figura 4-11, se utilizó un modelo constitutivo para concreto desarrollado por Méndez y Juárez (2012). Dicho modelo fue implantado en el programa FEAP (acrónimo de su nombre en inglés Finite Element Analysis Program, Taylor 2008). El modelo constitutivo tiene una superficie de daño que considera diferente magnitud de la resistencia del concreto en tensión y en compresión (DTC). Además permite asignar independientemente la energía de fractura, sin que presente el problema de atoramiento de esfuerzos o modos cinemáticos falsos.

Las propiedades mecánicas del material son: relación de Poisson $\nu=0.2$, esfuerzo máximo a compresión $\sigma_{uc}=321.2 \text{ kg/cm}^2$ (de las pruebas experimentales), esfuerzo máximo a tensión $\sigma_{ut}=32.1 \text{ kg/cm}^2$, módulo elástico $E=250909 \text{ kg/cm}^2$, y energía de fractura $G_f=0.1019 \text{ kg/cm}^2$. Para el desarrollo de los modelos numéricos se realizaron los pasos siguientes:

- 1) Etapa de pre-proceso. Consiste en seleccionar y generar el mallado a utilizar, para lo cual se utilizaron los programas AUTOCAD y GiD 11.1.8. Se utilizaron elementos cuadriláteros con cuatro puntos de integración aproximadamente de 1.5 cm cada uno. La Figura 5-4 muestra únicamente la malla que se generó para el modelo V1, el cual consta de 381 elementos.

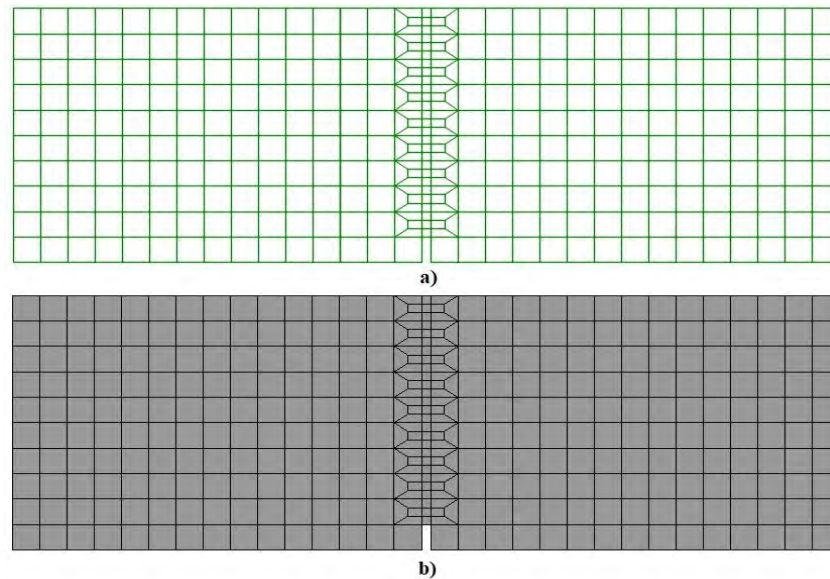


Figura 5-4. Proyección y generación de malla para modelo V1: a) AUTOCAD y b) GiD 11.1.8.

- 2) Proceso principal. Se elabora el archivo de entrada que será evaluado en el programa de elementos finitos FEAP. En este archivo se incluye la densidad de energía y el tipo de ablandamiento por deformación.
- 3) Etapa de post-proceso. Se visualizan y estudian los resultados. Se obtiene la curva de la carga contra el desplazamiento al centro de la viga, la carga se le colocó mediante

desplazamientos aplicados gradualmente en la dirección negativa del eje vertical. La Figura 5-5 muestra la configuración deformada del modelo V1.

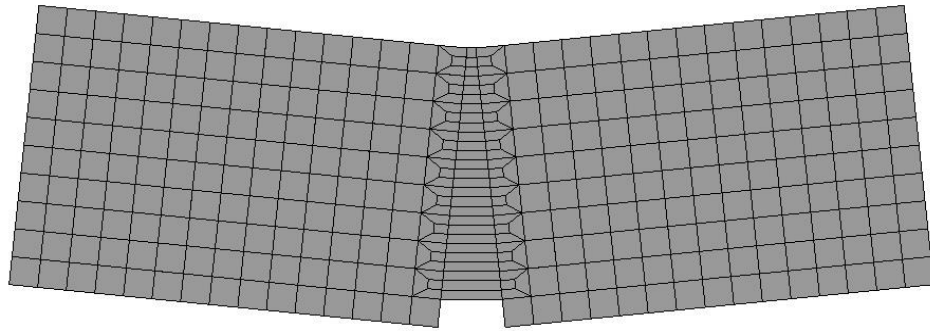


Figura 5-5. Configuración deformada del modelo V1.

De la Figura 5-5 se observa que el daño se concentra alrededor de donde se tiene la grieta y se propaga hacia el borde opuesto de la sección transversal. El mismo procedimiento se aplicó a los demás modelos, la Figura 5-6 muestra la configuración deformada de otro modelo (V4), éste consta de 354 elementos.

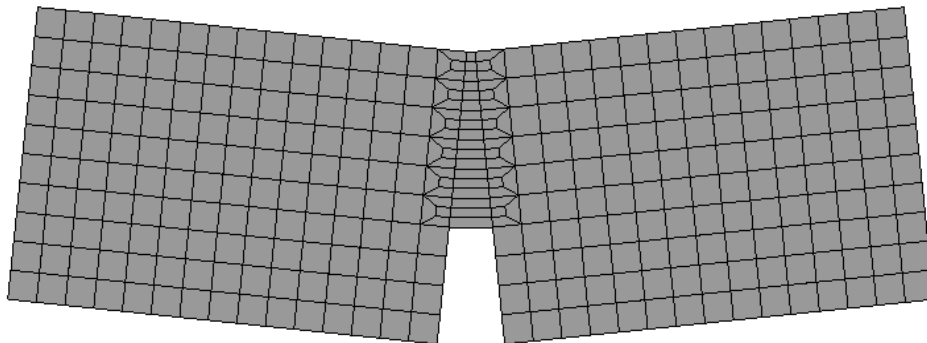


Figura 5-6. Configuración deformada del modelo V4.

Las curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 2D se muestran en la Figura 5-7. Contrario a lo que se obtuvo en el experimento, conforme aumenta el daño, la rigidez del elemento disminuye (menor pendiente). Además se observa que las cargas máximas resistentes se alcanzan a desplazamientos similares, es decir, no depende de la variación en la altura de la muesca como en los modelos 3D. En cuanto a los desplazamientos, éstos se aproximan más a los valores reportados en la literatura, es decir, se tienen desplazamientos relativamente bajos. Asimismo, la carga máxima es inversamente proporcional a la altura de la grieta (muesca); cuando la grieta es mayor, la carga máxima disminuye. Lo anterior se relaciona con la energía necesaria para llevar al elemento a la falla, es decir, la viga con la muesca más pequeña necesita más energía para agrietar toda la sección transversal. Por último, la Tabla 5-2 muestra las cargas máximas resistentes de cada modelo y sus respectivos desplazamientos alcanzados

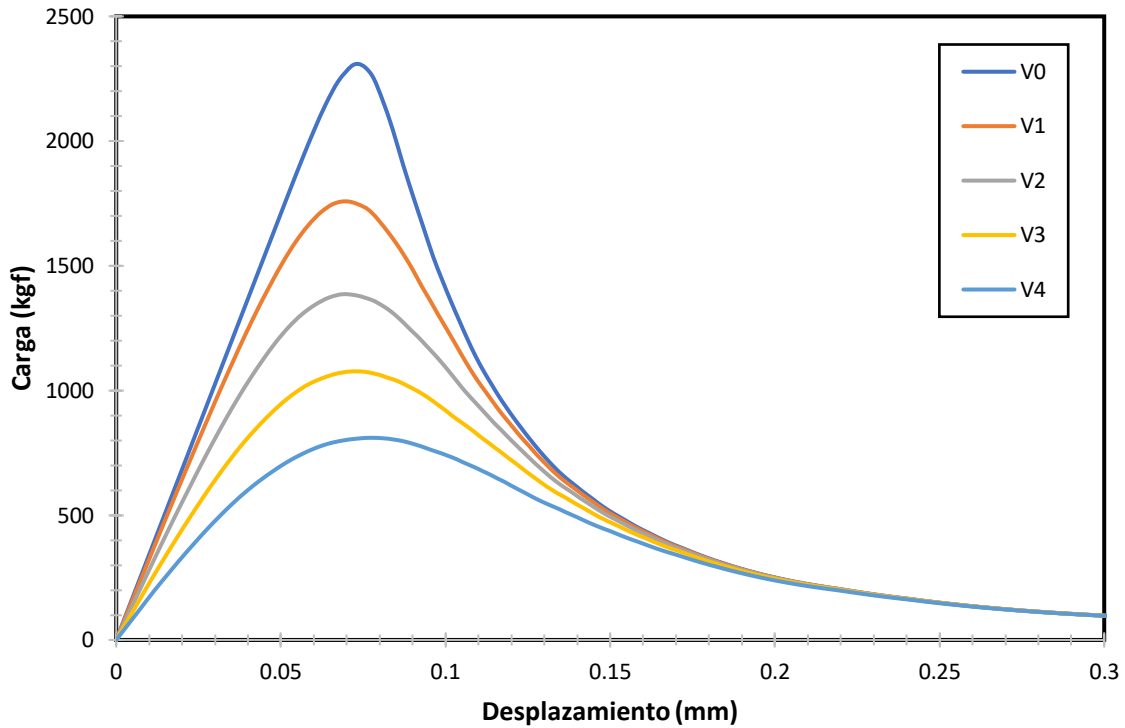


Figura 5-7. Curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 2D.

Tabla 5-2. Valores de carga máxima resistente y desplazamientos con elementos 2D.

Modelo	Carga máx. (kgf)	Desplazamiento (mm)
V0	2309.4	0.073
V1	1757.7	0.071
V2	1386.1	0.069
V3	1076.2	0.071
V4	810.5	0.075

5.2.2 Comparación entre simulaciones numéricas y experimento

La Tabla 5-3 muestra los valores de las cargas máximas resistentes obtenidas con elementos 2D, 3D y mediante experimentos. Se aprecia que los valores obtenidos con elementos 2D y mediante experimentos exhiben diferencias relativamente pequeñas. Por lo tanto, se considera que el modelo constitutivo desarrollado por Méndez y Juárez (2012) es válido para el estudio de elementos de concreto simple. Mientras que las cargas obtenidas con elementos 3D están muy alejadas de lo observado experimentalmente. Como se mencionó, esto es

debido a que el programa ANSYS no permite introducir la energía de fractura ni considerar el ablandamiento por deformación.

Tabla 5-3. Comparación de cargas máximas.

Modelo	Cargas máximas (kgf)		
	Elementos 3D	Elementos 2D	Experimento
V0	1108.1	2309.4	2263.9
V1	730.6	1757.7	1683.8
V2	529.6	1386.1	1295.7
V3	411.9	1076.2	1005.6
V4	281.7	810.5	823.5

Por otra parte, la Tabla 5-4 muestra los desplazamientos obtenidos para cada modelo al momento de alcanzar su carga máxima resistente. Aunque se incluyen los valores obtenidos en los ensayos, se determina no realizar comparaciones con dichos valores ya que, como se mencionó, se tuvieron problemas al registrar estos desplazamientos. Los desplazamientos alcanzados con elementos 3D son pequeños; sin embargo, no se aproximan a los valores reportados en la literatura para elementos de concreto simple. Por lo tanto, se aceptan los desplazamientos estudiados con elementos 2D desarrollados con el modelo propuesto por Méndez y Juárez (2012).

Tabla 5-4. Comparación de desplazamientos.

Modelo	Desplazamientos (mm)		
	Elementos 3D	Elementos 2D	Experimento
V0	0.032	0.073	2.993
V1	0.022	0.071	2.362
V2	0.018	0.069	2.283
V3	0.017	0.071	2.103
V4	0.015	0.075	1.993

En Figura 5-8 se muestra la comparación entre las curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas mediante elementos 2D y 3D. Como se observa en los valores reportados en las Tablas 5-3 y 5-4, las curvas con elementos 2D alcanza mayores valores de carga y desplazamiento.

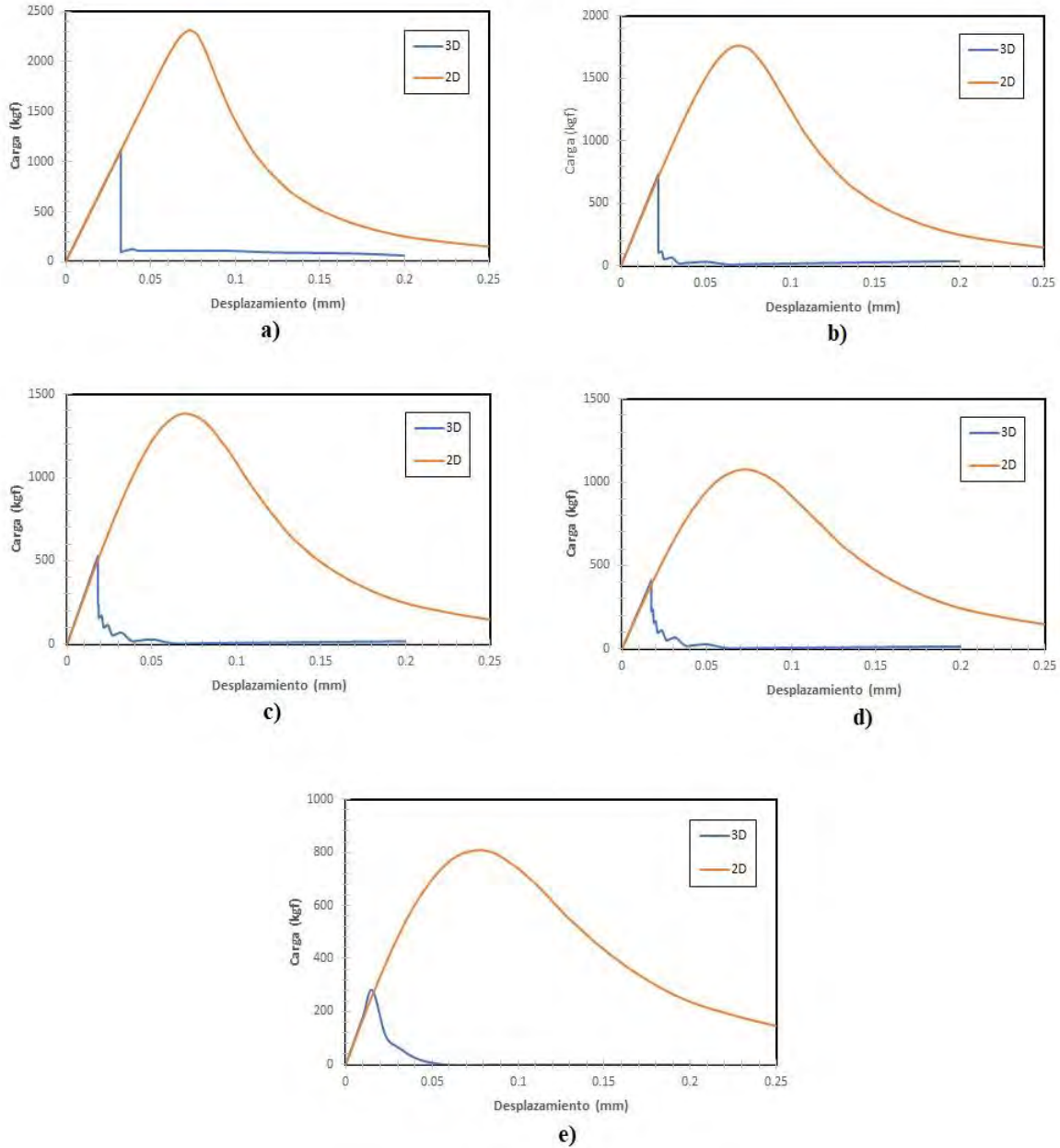


Figura 5-8. Curvas carga contra desplazamiento: a) V0, b) V1, c) V2, d) V3 y e) V4.

Por último, la Tabla 5-5 muestra los valores de las cargas al inicio o propagación del agrietamiento obtenidos con la ecuación (2.5) de la sección 2.4. Mientras que la Figura 5-9 muestra dichos valores ubicados en las curvas de la carga contra el desplazamiento obtenidas con elementos 2D. Se observa que para el modelo V0 la carga al inicio del agrietamiento parece relativamente menor a lo esperado; sin embargo, para los demás modelos se considera una buena aproximación. Por lo tanto, se considera que con un cálculo simple se puede obtener un valor adecuado para el inicio del agrietamiento en vigas de concreto simple a flexión.

Tabla 5-5. Cargas al inicio del agrietamiento mediante aproximaciones matemáticas.

Modelo	P_{ag} (kgf)
V0	1605.0
V1	1300.1
V2	1027.2
V3	786.5
V4	577.8

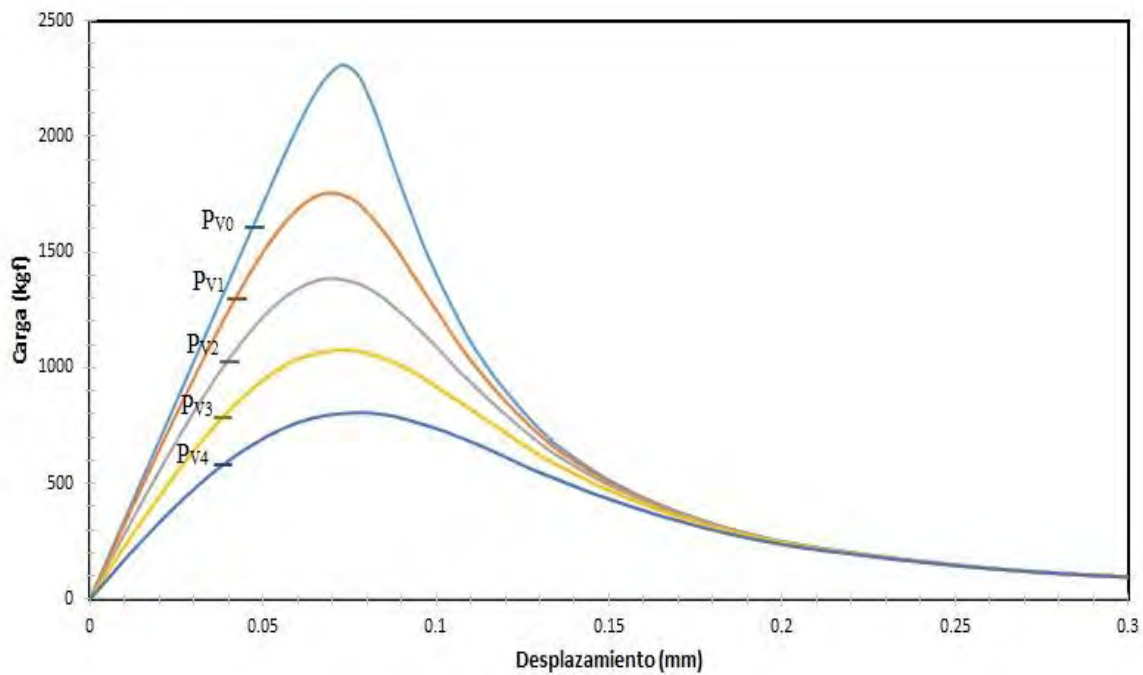


Figura 5-9. Cargas en las que inicia el agrietamiento.

5.3 Rigidez rotacional

Para simular el proceso de falla con elementos unidimensionales es necesario determinar la rigidez rotacional de acuerdo con el área agrietada. La metodología de Mendoza (2014) se realiza para la viga sin daño (modelo V0), a partir de este modelo pueden obtenerse los valores de la rigidez rotacional a diferentes niveles de daño. Las propiedades del material y las dimensiones de la viga son las mismas a las presentadas en las simulaciones numéricas anteriores y por lo tanto a las del experimento. Además, la carga última a considerar es $P = 2309.4$ kgf, la cual fue obtenida mediante simulaciones con elementos 2D y que además es similar a la obtenida experimentalmente. Por lo tanto, para obtener el diagrama del momento

contra el salto de rotación, el valor del momento último a considerar es $M_u = 25980.8 \text{ kgf-cm}$.

La energía necesaria para crear la superficie de falla en toda la sección transversal se determina con la ecuación (2.1) como:

$$E_f = G_f A = 22.94 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \quad (4.1)$$

El valor del salto de rotación último se calcula de la ecuación (2.2), como:

$$[[\theta]]_u = \frac{2E_f}{M_u} = 0.0017 \text{ rad} \quad (4.2)$$

El parámetro de ablandamiento discreto de la ecuación (2.3), se calcula como:

$$H = \frac{-M_u}{[[\theta]]EI} = -0.0139 \text{ cm}^{-1} \quad (4.3)$$

La función lineal que describe el momento M, en función del salto $[[\theta]]$, de la ecuación (2.4), se calcula como:

$$M([[\theta]]) = 25980.80 + 1.47 \cdot 10^{-7} \cdot \theta \quad (4.4)$$

Por último, la rigidez rotacional k_θ , se calcula de la ecuación (2.5). como:

$$k_\theta([[\theta]]) = \frac{25980.80}{\theta} - 1.47 \cdot 10^{-7} \cdot \theta \quad (4.5)$$

La Figura 5-10 muestra la curva del momento contra el salto de rotación, en la que debido a que se consideró un ablandamiento lineal, la función del momento es lineal. Mientras que la Figura 5-11 muestra la variación de la rigidez rotacional en función del salto $[[\theta]]$. Por último, la Tabla 5-6 muestra los valores de la rigidez rotacional para diferentes niveles de daño propuestos. Es importante resaltar que cuando no existe daño en la viga, dicho valor se toma mayor a 10,000,000,000 kgf-cm. Estos valores se utilizan para simular el daño con elementos 1D y posteriormente para la detección del mismo.

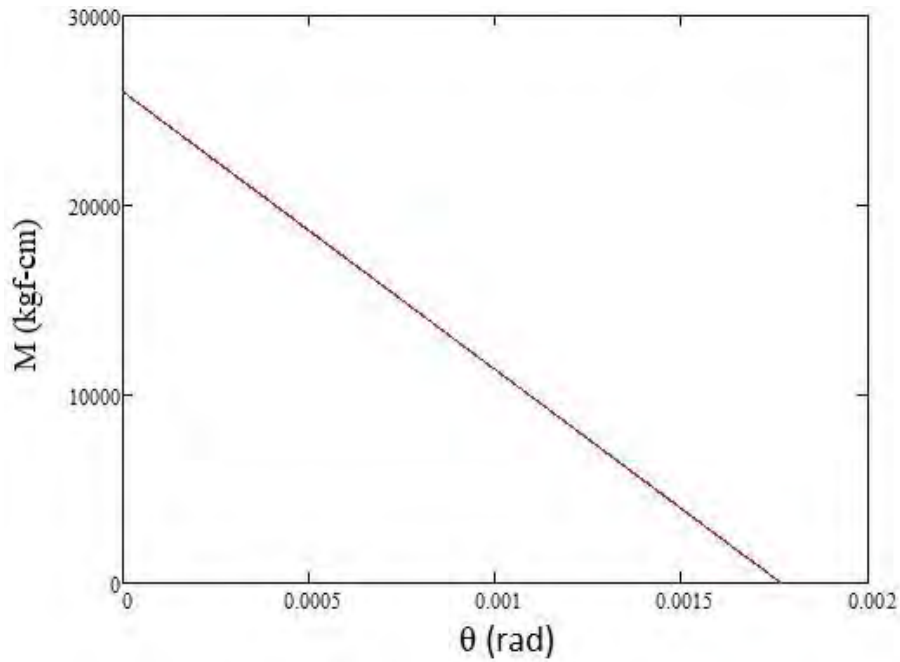


Figura 5-10. Representación del momento contra el salto de rotación.

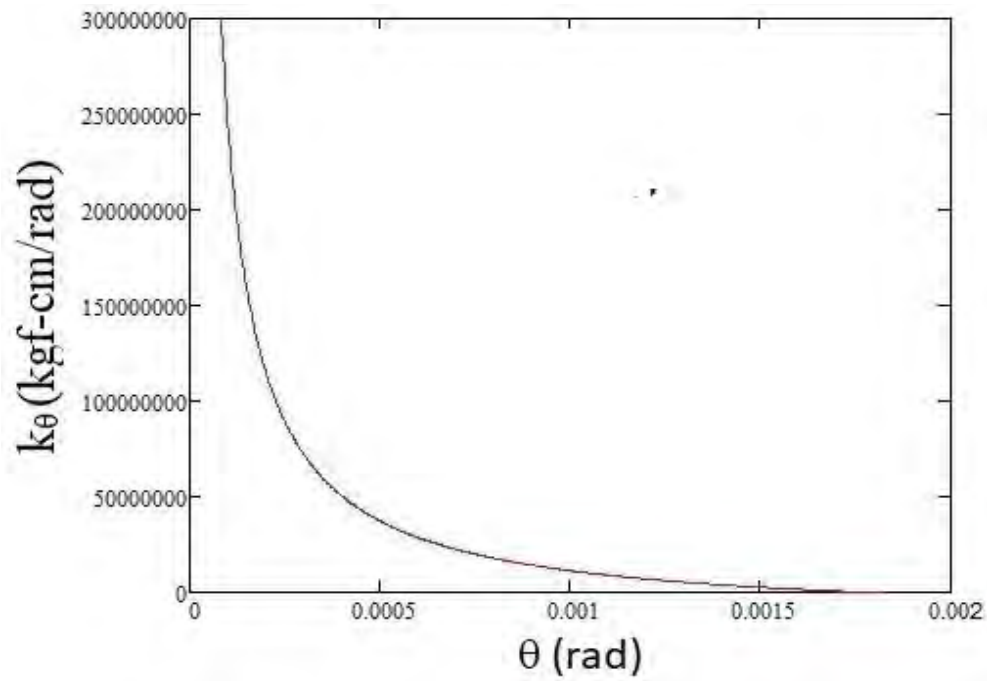


Figura 5-11. Variación de la rigidez rotacional k_{θ} , en función del salto $|\theta|$.

Tabla 5-6. Valores de la rigidez rotacional a diferentes niveles de daño.

Modelo	k_{θ} (kfg-cm/rad)
V0	$1.000 \cdot 10^{13}$
V1	$2.719 \cdot 10^8$
V2	$1.246 \cdot 10^8$
V3	$7.535 \cdot 10^7$
V4	$5.055 \cdot 10^7$

5.3.1 Modelos unidimensionales

Para hacer la representación numérica de cada viga se realizaron algoritmos en el programa MATLAB. Cada uno de estos modelos se discretizó en 8 elementos como se muestra en la Figura 5-12, en la que se observa que cada nodo cuenta con dos grados de libertad. Únicamente para la zona donde se ubicó el daño (agrietamiento) se consideraron un grado de libertad vertical y dos rotacionales, los cuales están semiacoplados por un resorte. Las magnitudes de dichos resortes rotacionales están en función del área agrietada de la viga, los valores a considerar se mostraron en la Tabla 5-6. Las vigas se consideran simplemente apoyadas, por lo cual no existen grados de libertad verticales en ninguno de los extremos. Debido a esto cada modelo tiene un total de 17 grados de libertad: 7 verticales y 10 rotacionales.

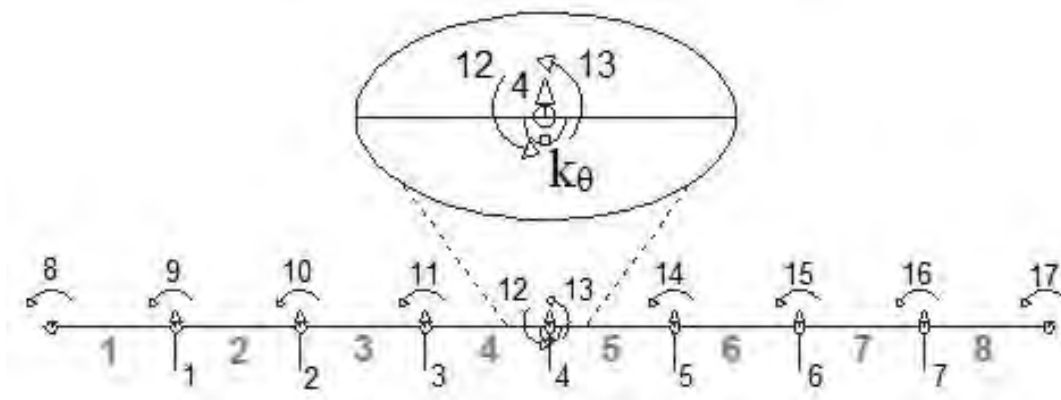


Figura 5-12. Discretización de vigas.

Debido a la geometría propuesta de cada viga, éstas se consideran como vigas gruesas o peraltadas, ya que la relación peralte h entre longitud L es $h/L > 0.2$. Por lo tanto, la matriz de rigidez utilizada fue la propuesta por Timoshenko (Felippa, 2004), en la cual se consideran las deformaciones por cortante como se muestra:

$$k = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3(1+\phi_y)} & -\frac{12EI}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} \\ -\frac{12EI}{L^3(1+\phi_y)} & \frac{12EI}{L^3(1+\phi_y)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} \\ \frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{(4+\phi_y)EI}{L(1+\phi_y)} & \frac{(2-\phi_y)EI}{L(1+\phi_y)} \\ \frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi_y)} & \frac{(2-\phi_y)EI}{L(1+\phi_y)} & \frac{(4+\phi_y)EI}{L(1+\phi_y)} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

donde ϕ_y toma las deformaciones por cortante, tomando un valor igual a $12EI/GA_cL^2$.

Para la matriz de masa se consideró la propuesta por Felippa (2004), la cual incluye masas rotacionales:

$$M_L = \rho AL \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \alpha L^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha L^2 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

donde ρ es la densidad del material, L se considera la longitud del elemento entre apoyos y α es un factor que varía entre $0.0 < \alpha < 0.2$.

Por último, se consideró un amortiguamiento clásico, el cual es una idealización apropiada de los mecanismos de amortiguamiento que se distribuyen por una estructura. Rayleigh propuso que la matriz de amortiguamiento sea igual a:

$$C = \alpha M + \beta k \quad (4.8)$$

donde α y β son factores de proporcionalidad con respecto a la matriz de masa y rigidez. La ecuación anterior muestra que el amortiguamiento es una combinación lineal de la proporcionalidad respecto a la masa y rigidez.

Por razones de eficiencia computacional y para considerar los mismos grados de libertad que en el experimento se realizó una condensación estática. De esta forma se consideran únicamente los 7 grados de libertad mostrados en la Figura 5-13. Además, el modelo matemático se elaboró y evaluó con la representación de estados, para lo cual se utilizaron las ecuaciones (3.11) y (3.13).

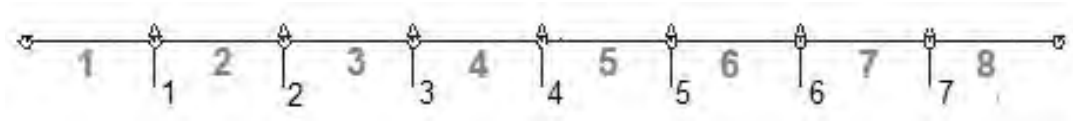


Figura 5-13. Grados de libertad de interés.

Para constatar que los resultados a obtener en la detección de daño con elementos 1D son adecuados, primero se efectuó un análisis modal. Se realizó una comparación entre las frecuencias naturales obtenidas con los algoritmos mencionados y las obtenidas en el experimento. Además para complementar dichas comparaciones se modelaron dichas vigas en el programa SAP2000 como se muestra en la Figura 5-14. La Tabla 5-7 muestra los valores de las primeras tres frecuencias de cada modelo calculadas en los diferentes procesos.



Figura 5-14. Viga modelada en SAP200 con nodos semiacoplados y resorte rotacional.

Tabla 5-7. Comparación de frecuencias naturales.

Especimen	Frecuencias (Hz)			
	Experimental	MATLAB	SAP200	
V0	f ₁ =	998.0	998.3	998.1
	f ₂ =	3501.0	3495.7	3495.1
	f ₃ =	5266.0	5280.1	5279.8
V1	f ₁ =	934.0	881.8	881.7
	f ₂ =	3381.0	3367.5	3366.9
	f ₃ =	5084.0	5044.6	5043.8
V2	f ₁ =	844.0	785.2	785.1
	f ₂ =	3162.0	3292.7	3292.2
	f ₃ =	4918.0	4885.1	4884.5
V3	f ₁ =	664.0	702.1	701.9
	f ₂ =	3120.0	3243.5	3242.9
	f ₃ =	4814.0	4771.3	4770.5
V4	f ₁ =	658.0	628.1	628.0
	f ₂ =	3162.0	3208.3	3207.8
	f ₃ =	4634.0	4685.5	4684.7

Se observa que las tres frecuencias de cada modelo obtenidas mediante los programas MATLAB y SAP2000 son casi idénticas. Mientras que con las frecuencias experimentales si se observa cierta diferencia; sin embargo, los valores se consideran adecuados, ya que los resultados varían únicamente entre 0.0 y 7.0 %. Por otra parte, como una forma sencilla de detección de daño, se observa que conforme aumenta la altura de la grieta en los modelos, las frecuencias naturales disminuyen.

Finalmente, la Figura 5-15 muestra la primera forma modal de cada modelo obtenidas con el programa MATLAB. En la que se observa que cuando se aumenta el agrietamiento, la curvatura de la forma modal cambia; a mayor daño, menos suavizada se vuelve la curva. Por lo cual, esto es otro indicativo de que existe la presencia de daño en la viga. Para verificar estos resultados, se realizó el mismo procedimiento en el programa SAP2000. En la Figura 5-16 se observa que existe la misma tendencia y que se llega a los mismos valores de los que se obtuvieron en MATLAB. Con los resultados mostrados se determina que la representación numérica de cada viga es adecuada. Por lo cual, se consideró oportuno realizar la detección, localización y cuantificación del daño mostrados en la sección siguiente.

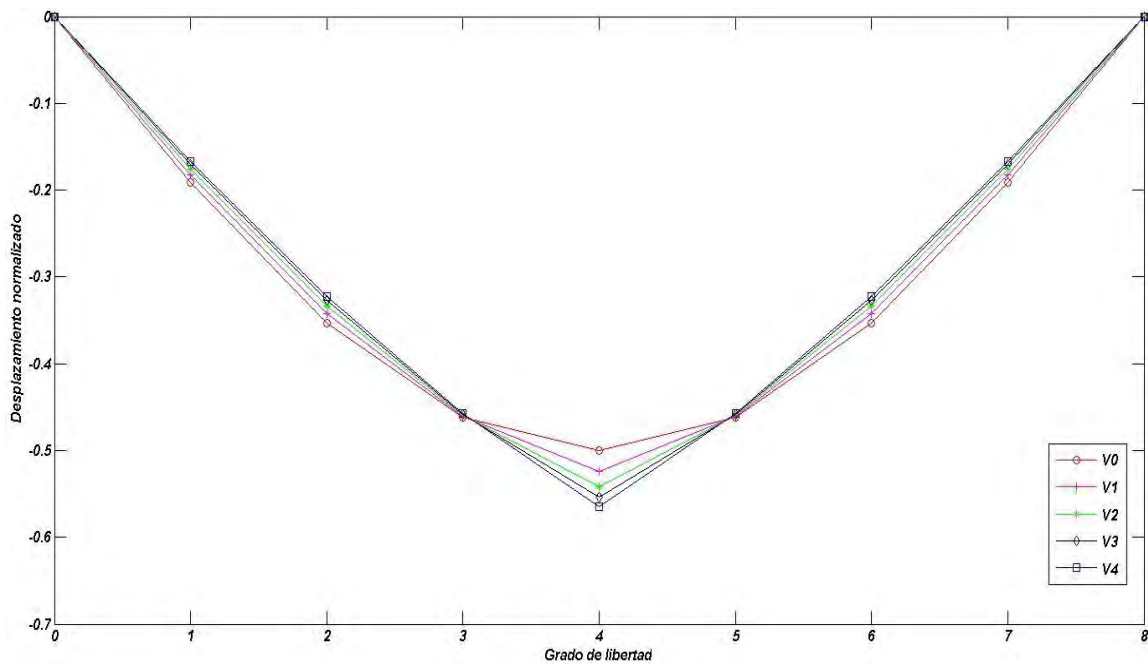


Figura 5-15. Variación en las formas modales obtenidas mediante MATLAB.

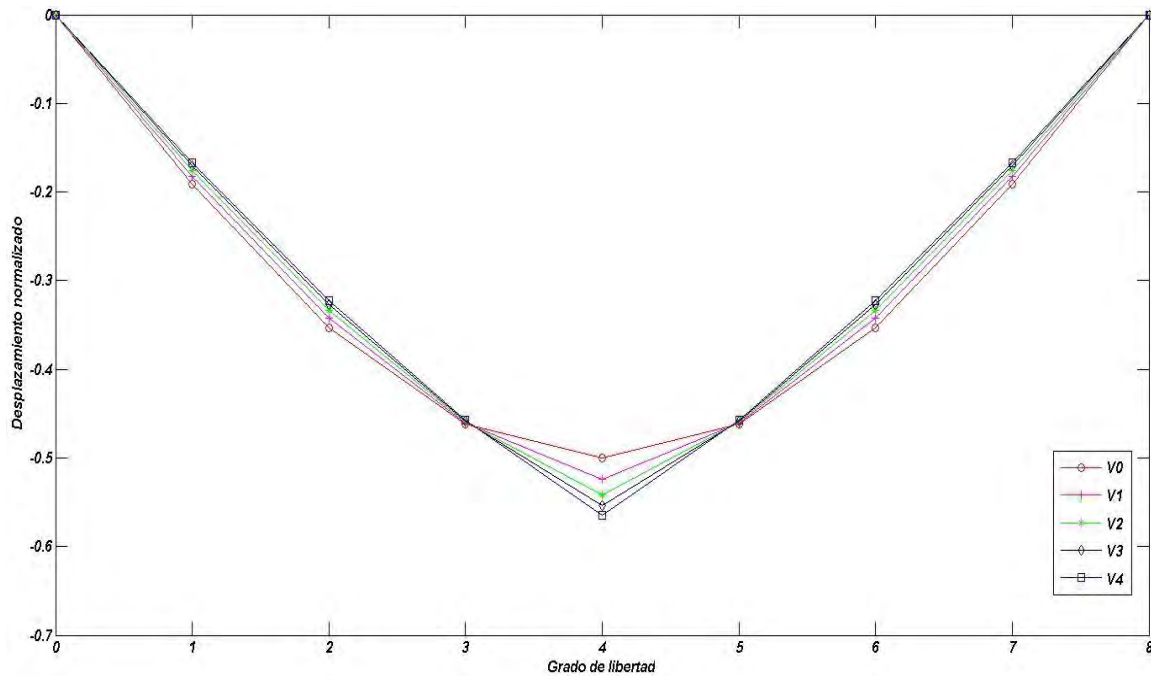


Figura 5-16. Variación en las formas modales obtenidas mediante SAP2000.

5.4 AR-ARX analítico

Para poder comparar los resultados obtenidos con el algoritmo AR-ARX de pruebas experimentales y simulaciones numéricas, se determinó realizar el mismo procedimiento. Para lo cual, se realizaron 50 simulaciones de 5 segundos para cada una de las vigas fijadas en el capítulo anterior, esto con el propósito de construir la base de datos. Además se obtuvo la respuesta en aceleración a partir de condiciones ambientales y de operación desconocidas o no controladas. Por lo que se generó y utilizó como fuente de excitación natural un ruido blanco de banda ancha (Figura 5-17). Dichas excitaciones deben muestrearse a una velocidad lo suficientemente pequeña para poder excitar los periodos principales de la viga.

Se calcularon 30 coeficientes AR para cada serie de tiempo, que como se mencionó, son suficientes para reproducir una señal típica con errores residuales pequeños. Las Figuras 5-18 y 5-19 muestran los 30 coeficientes obtenidos para una serie de tiempo de los modelos V0 y V1 respectivamente.

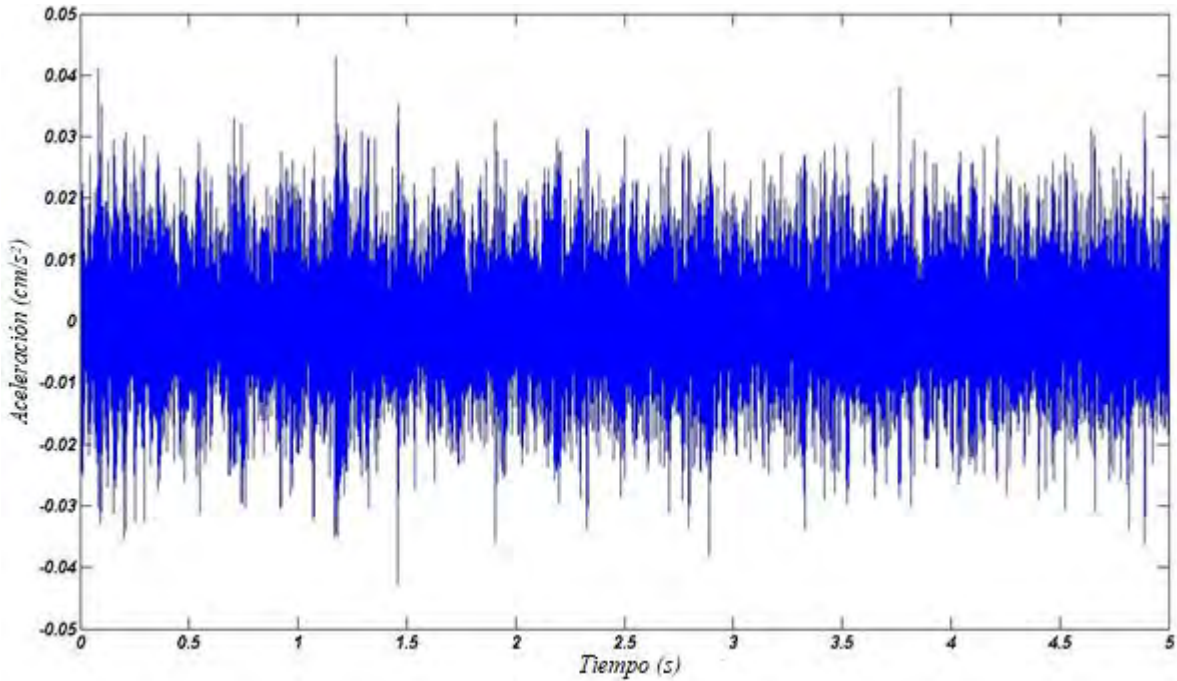


Figura 5-17. Ruido blanco de banda ancha.

$$\begin{aligned}
 A(q) = & 1 + 0.4278 q^{-1} - 0.1238 q^{-2} + 0.07613 q^{-3} + 0.01913 q^{-4} + 0.02993 q^{-5} + \\
 & 0.04988 q^{-6} + 0.0242 q^{-7} - 0.01182 q^{-8} - 0.005327 q^{-9} - 0.008611 q^{-10} - \\
 & 0.05495 q^{-11} - 0.01388 q^{-12} + 0.04465 q^{-13} - 0.00138 q^{-14} + 0.00433 q^{-15} + \\
 & 0.009139 q^{-16} - 0.02361 q^{-17} - 0.009217 q^{-18} + 0.02497 q^{-19} + 0.01037 q^{-20} - \\
 & 0.0004426 q^{-21} + 0.01447 q^{-22} - 0.02596 q^{-23} - 0.02458 q^{-24} + 0.005984 q^{-25} + \\
 & 0.03133 q^{-26} + 0.05323 q^{-27} + 0.03374 q^{-28} + 0.02859 q^{-29} - 0.01158 q^{-30}
 \end{aligned}$$

Figura 5-18. Coeficientes AR para el modelo V0.

$$\begin{aligned}
 A(q) = & 1 + 0.00747 q^{-1} + 0.008072 q^{-2} + 0.02787 q^{-3} + 0.03462 q^{-4} - 0.02794 q^{-5} \\
 & - 0.01786 q^{-6} + 0.008775 q^{-7} + 0.06361 q^{-8} - 0.002564 q^{-9} - 0.01554 q^{-10} + \\
 & 0.005092 q^{-11} + 0.01095 q^{-12} - 0.002923 q^{-13} - 0.04144 q^{-14} - 0.008406 q^{-15} + \\
 & 0.009652 q^{-16} - 0.00754 q^{-17} - 0.01385 q^{-18} + 0.001625 q^{-19} + 0.007262 q^{-20} - \\
 & 0.03578 q^{-21} + 0.02069 q^{-22} + 0.04054 q^{-23} - 0.00374 q^{-24} + 0.01443 q^{-25} + \\
 & 0.01911 q^{-26} + 0.008582 q^{-27} - 0.01843 q^{-28} + 0.0232 q^{-29} - 0.01136 q^{-30}
 \end{aligned}$$

Figura 5-19. Coeficientes AR para el modelo V1.

Con los coeficientes AR y ARX obtenidos analíticamente, los errores residuales y las relaciones entre las desviaciones estándar se realizó la detección de daño. En la Tabla 5-8 se muestran los índices de daño obtenidos para los diferentes grados de libertad y los distintos niveles de daño (diferente altura de grieta). Mientras la Figura 5-20 muestra los mismos valores, pero representados gráficamente. De esta manera se distingue que, al igual que en el experimento, el mayor índice de daño se presenta en todos los casos en el sensor central.

Tabla 5-8. Índices de daño analíticos.

Grados de libertad	Índices de daño				
	V0	V1	V2	V3	V4
1	1.151	1.427	2.153	1.915	2.361
2	1.147	1.480	2.185	2.282	3.117
3	1.145	1.599	2.212	2.701	3.911
4	1.145	1.688	2.227	3.034	4.519
5	1.145	1.599	2.212	2.701	3.911
6	1.147	1.480	2.185	2.282	3.117
7	1.151	1.427	2.153	1.915	2.361

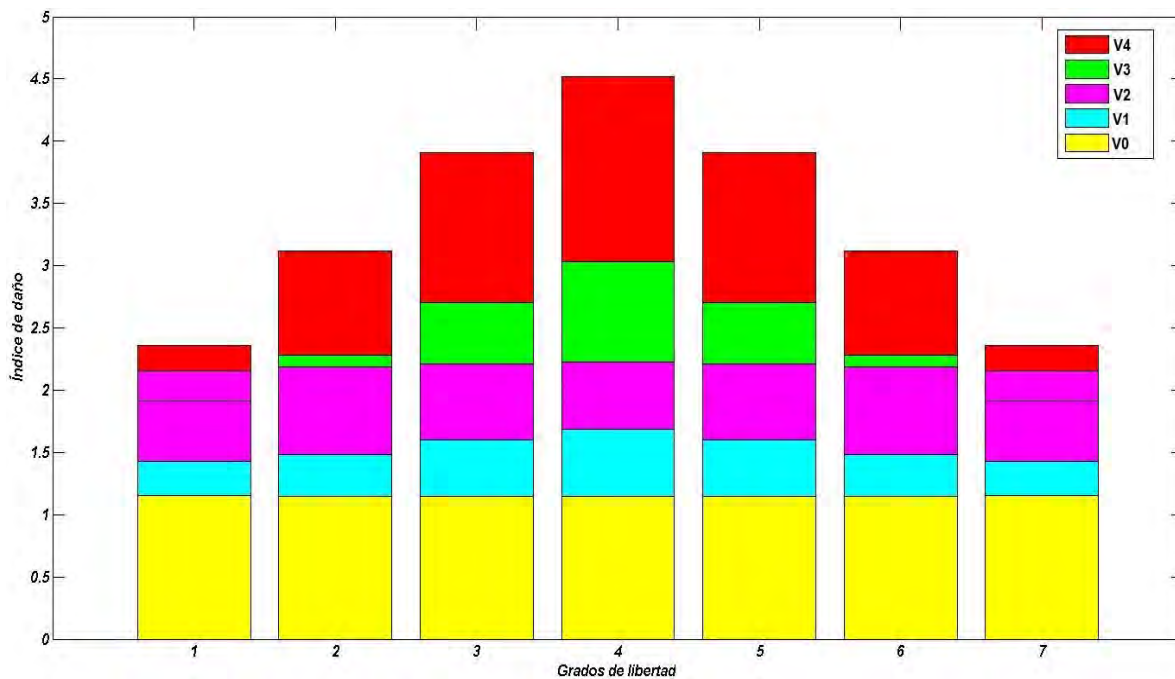


Figura 5-20. Gráficos de índices de daño analíticos.

Al igual que en el experimento, a los índices obtenidos se les resta la unidad ya que, como se mencionó, se considera que el daño se presenta después de dicha cifra. Por lo tanto, la Tabla 5-9 muestra los índices de daño finales, mientras que la Figura 5-21 muestra dichos valores en forma de gráficos.

Tabla 5-9. Valores finales de índices de daño analíticos.

Grados de libertad	Índices de daño				
	V0	V1	V2	V3	V4
1	0.151	0.427	1.153	0.915	1.361
2	0.147	0.480	1.185	1.282	2.117
3	0.145	0.599	1.212	1.701	2.911
4	0.145	0.688	1.227	2.034	3.519
5	0.145	0.599	1.212	1.701	2.911
6	0.147	0.480	1.185	1.282	2.117
7	0.151	0.427	1.153	0.915	1.361

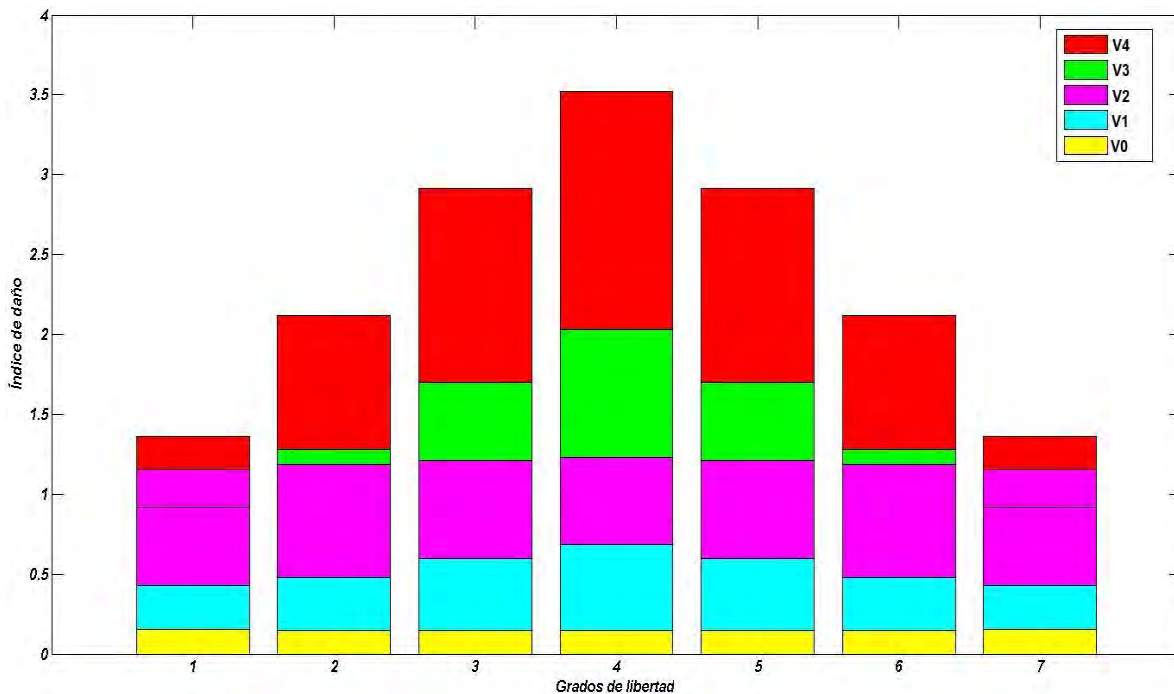


Figura 5-21. Gráficos finales de índices de daño analíticos.

Cabe mencionar que los índices de daño analíticos obtenidos con el programa MATLAB representan un intento por aproximar a dichos valores con los obtenidos experimentalmente. Sin embargo, debido a que la fuente de excitación es un ruido blanco y que MATLAB es capaz de producir más de 50 000 ruidos diferentes, entonces los índices pueden variar. Estos nuevos índices de daño pueden ser mayores o menores a los que se muestran en esta sección (ver Anexo B). No obstante, el algoritmo AR-ARX cumple con detectar, localizar y dar una cuantificación del daño.

Por último, en las Figuras 5-22 a 5-25 se muestra respectivamente la comparación entre los índices de daño obtenidos experimental y analíticamente para los modelos V1, V2, V3 y V4. Se observa que lo resultados analíticos muestran una mejor distribución de daño. Esto puede deberse a que en las simulaciones no se presentan problemas como defectos de construcción o fallas en los sensores. Por el contrario, en pruebas de laboratorio pueden presentarse este tipo de problemas.

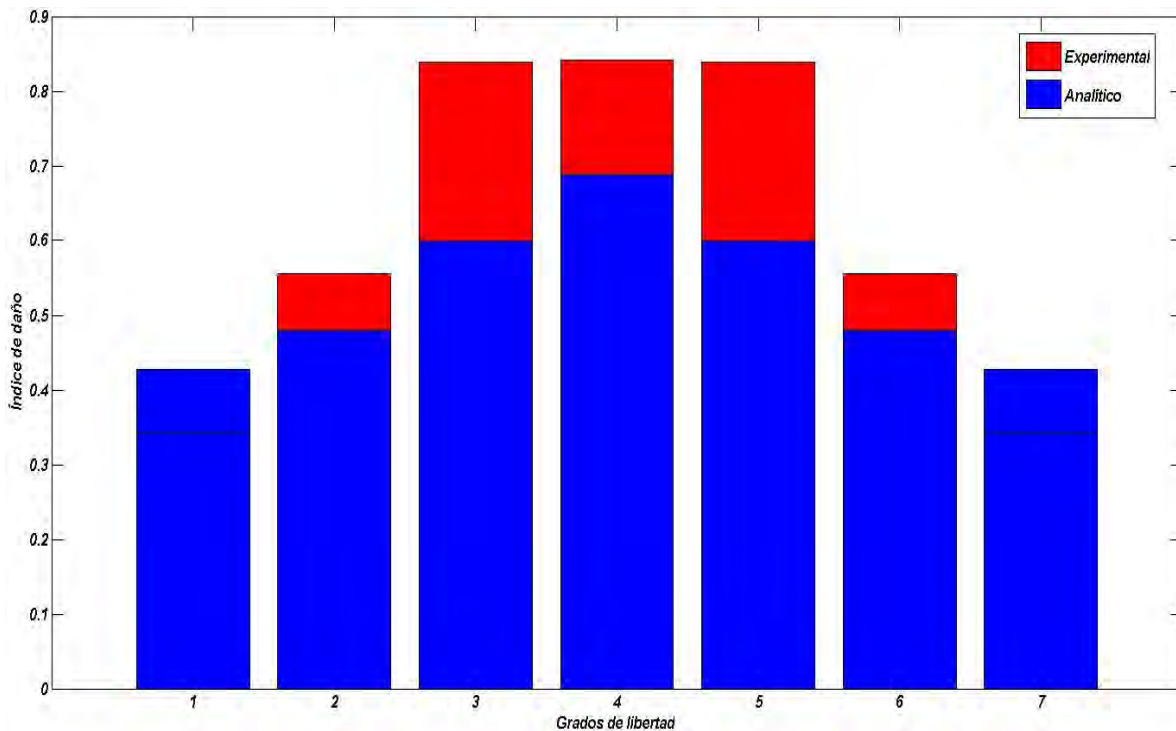


Figura 5-22. Índices de daño modelo V1.

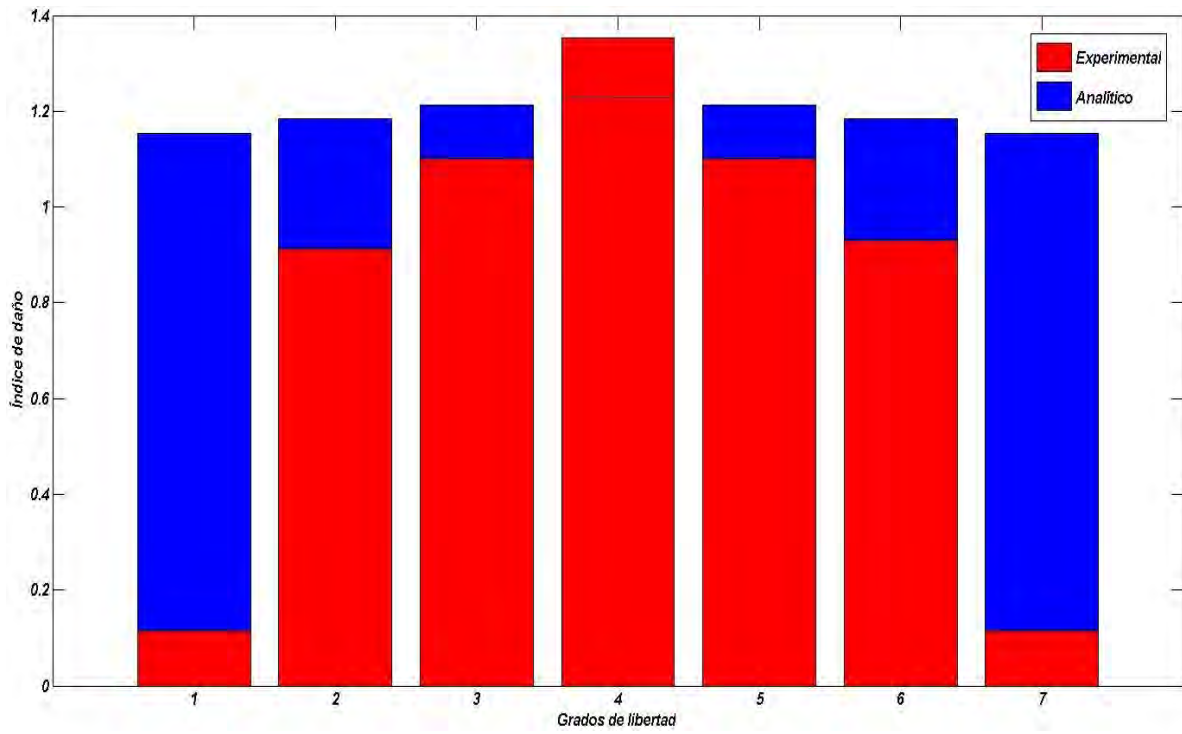


Figura 5-23. Índices de daño modelo V2.

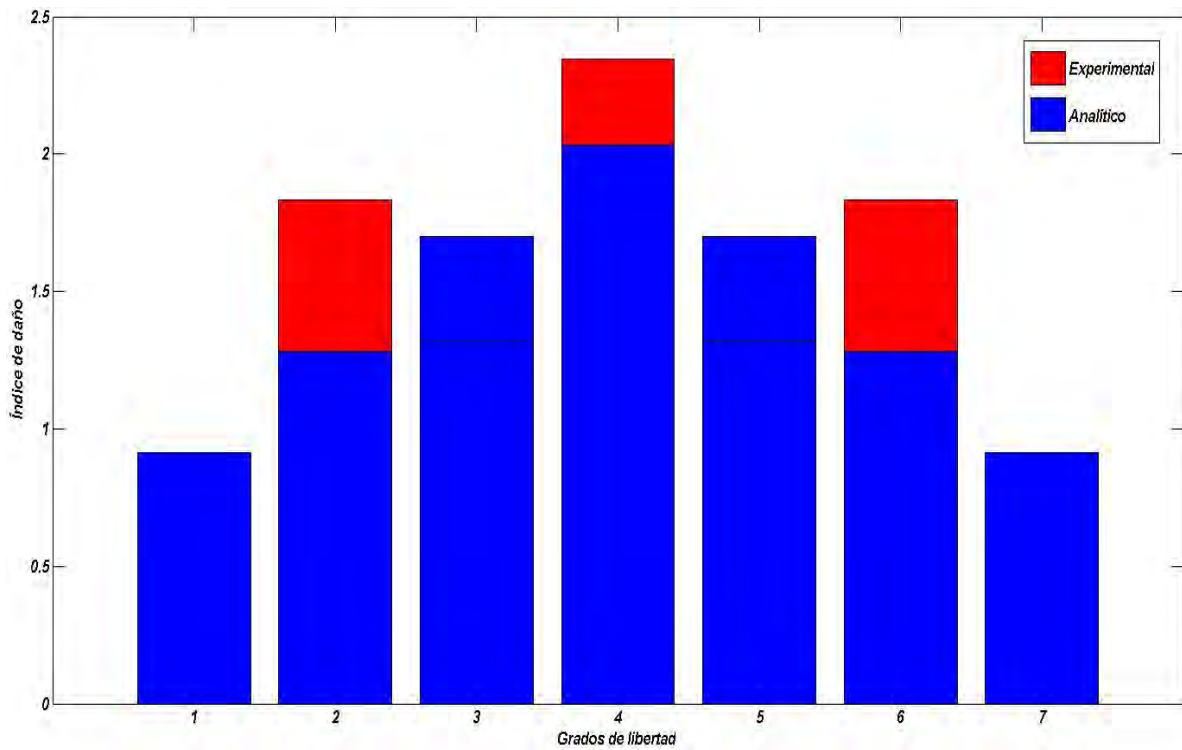


Figura 5-24. Índices de daño modelo V3.

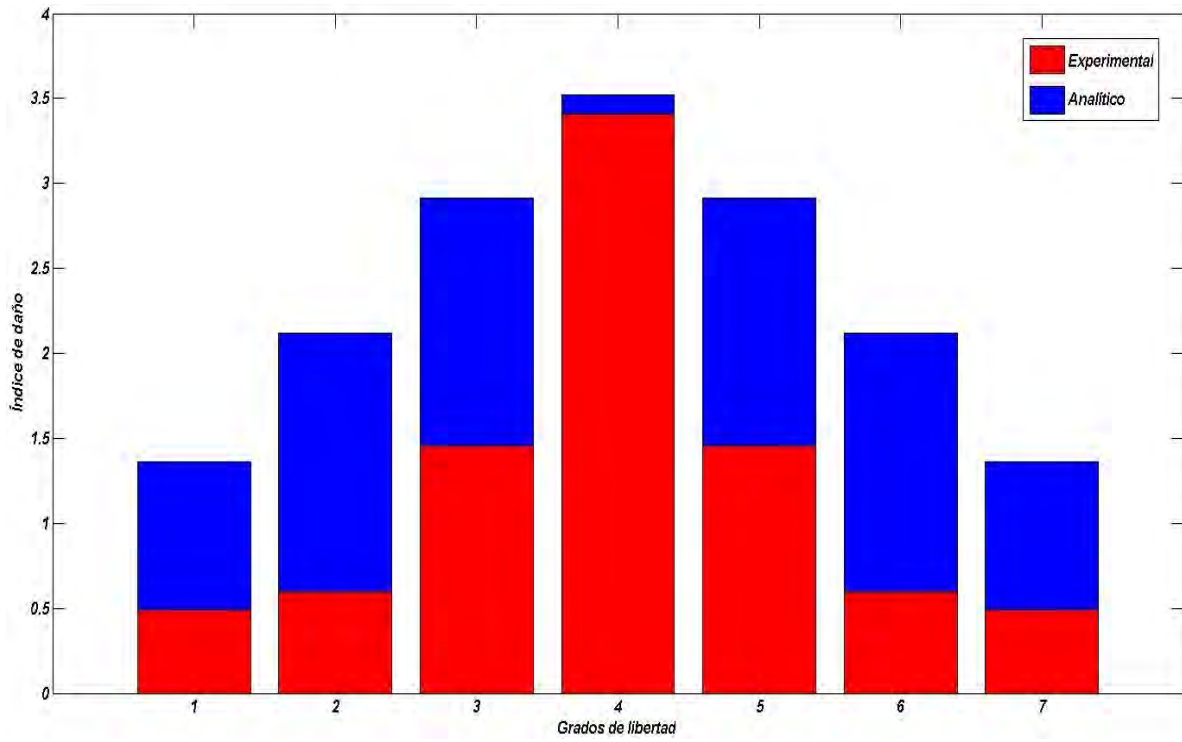


Figura 5-25. Índices de daño modelo V4.

Capítulo 6

6 Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

En este trabajo se realizó el estudio experimental y analítico de vigas de concreto parcialmente agrietadas. Se aplicó un método de detección de daño basado en vibraciones y fundamentado en el reconocimiento estadístico de patrones. Otros métodos como el cambio en las frecuencias y en las formas modales también fueron utilizados para dicha detección. Asimismo, mediante el estudio de las vigas a flexión, se obtuvieron las curvas de la carga contra el desplazamiento y se determinó su rigidez rotacional. De acuerdo con los análisis mencionadas se llega a las conclusiones siguientes:

- El método AR-ARX permitió detectar, localizar y cuantificar el daño en las vigas. Es evidente que el método proporciona mejores resultados cuando la estructura está más dañada. Es decir, a niveles de daño bajos, el método indica la presencia de daño; sin embargo, no proporciona con precisión la ubicación del mismo. No obstante, el método demostró ser eficiente en la mayoría de los casos.
- Se obtuvieron mejores resultados del método AR-ARX en las simulaciones numéricas que los obtenidos del experimento. Se observa que existe una mejor distribución y localización del daño. Esto se debe a que en las simulaciones se trabaja en un ambiente controlado, mientras que en los ensayos existen diversos problemas.
- Aunque el método Peack Picking presenta algunas desventajas, en este trabajo resultó apropiado para el cálculo de las frecuencias de las vigas. Sin duda este método depende en su mayoría de una correcta obtención de series de tiempo ya que, a partir de ahí se calculan los espectros de potencia.
- Se detectó la presencia de daño mediante el uso de las frecuencias y formas modales. Se observó que conforme el daño aumenta, las frecuencias disminuyen, esto se debe al cambio en la rigidez de las vigas. Por su parte, las formas modales cambian (se vuelven menos suavizadas), cuando existe daño, el cambio más notorio se observó al centro de las vigas.
- Utilizando la representación de estados fue posible analizar nodos o grados de libertad muy específicos. Por lo cual, resulta muy práctico hacer la representación matemática de los sistemas estructurales mediante esta metodología.

- Si bien las curvas obtenidas mediante pruebas a flexión muestran desplazamientos mayores a los observados en las simulaciones numéricas. Se válida el modelo constitutivo para concreto con superficie de daño diferente en tensión y compresión (DTC) propuesto por Méndez y Juárez (2012). Ya que, la diferencia en los desplazamientos se debió a fallas técnicas y/o de construcción en los especímenes.
- Se obtuvieron mejores resultados con elementos 2D analizados en FEAP que aquellos modelados con elementos 3D en ANSYS. Esto es debido a que en el modelo DTC utilizado es posible asignar el valor de la energía de fractura y el tipo de ablandamiento. Mientras que en otros programas de elementos finitos como ANSYS no se pueden modificar estos parámetros.
- La formulación energética que relaciona el área de agrietamiento con la rigidez rotacional de una articulación permitió realizar modelos unidimensionales de vigas parcialmente agrietadas. Por lo cual, los valores de rigidez rotacional obtenidos mediante dicha formulación fueron adecuados para realizar la detección de daño.
- Pese a que la curva del momento contra el salto de rotación se obtiene mediante funciones lineales y que el daño además se fue aumentado de la misma forma. Se observa que la magnitud de la rigidez rotacional disminuye (el daño aumenta) en forma exponencial.
- La carga de agrietamiento planteada mediante un análisis de distribución de esfuerzos proporciona resultados cercanos a los reportados en las simulaciones numéricas y experimentos. A excepción del modelo V0 donde la carga parece menor a lo esperado, en los demás modelos se obtienen resultados razonables.

6.2 Recomendaciones

Después del desarrollo de esta investigación, se considera pertinente recomendar lo siguiente:

- Utilizar el modelo de daño DTC cuando se necesite analizar elementos de concreto, ya que localiza las zonas de degradación y da resultados congruentes con los obtenidos experimental y analíticamente. Además de que no necesita remallado ni presenta problemas de atoramiento de esfuerzos.
- Precisar a que nivel de detección de daño se quiere llegar, con lo cual se determinará que método debe utilizarse. Si se requiere únicamente identificar la presencia de daño revisar el cambio en las frecuencias y formas modales. Sin embargo, si se requiere localizar y cuantificar el daño, se necesitará métodos más refinados como el mostrado en este trabajo.

- Para la obtención de los registros de aceleración (series de tiempo) utilizar equipos con mayor precisión, como acelerómetros biaxiales o triaxiales y de alta sensibilidad. Además de colocar un número adecuado de estos en posiciones estratégicas, con esto se asegura obtener mejores resultados en la detección de daño.

6.3 Trabajos futuros

Como en cualquier estudio, siempre quedan abiertas diversas líneas de investigación, por lo que a continuación se presentan algunos trabajos futuros que podrían desarrollarse:

- Estudiar y detectar el daño a elementos de concreto reforzado.
- Extender la metodología para otro tipo de elementos como muros, sistema de pisos, puentes, entre otros.
- Extender el algoritmo AR-ARX al nivel 4 de detección de daño, es decir intentar predecir cuanto más resistirá el elemento.

7 Referencias

- [1] Chance J., Tomlinson G.R. y Worden K. (1994). "A simplified approach to the numerical and experimental modeling of the dynamics of a cracked beam", In Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference, pp. 778-785.
- [2] Chang P.C. y Liu S.C. (2003). "Recent research in nondestructive evaluation of civil infrastructures", Journal of Materials in Civil Engineering. Vol. 15, pp. 298-304.
- [3] Buitrago J. (2010). Control e instrumentación electrónica. Universidad EAFIT, ver World Wide Web: <http://ingenieria.udea.edu.co>.
- [4] Doebling S.W., Farrar C.R. y Prime M.B. (1998). "Summary review of vibration-based damage identification methods", The shock and vibration digest, Vol. 30, 91-105. Los Álamos National Laboratory, NM, Estados Unidos de América.
- [5] Doebling S.W., Farrar C.R., Prime M.B. y Shevitz S.W. (1996). "Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review", Report No. LA-13070-MS, Los Álamos National Laboratory, NM, Estados Unidos de América.
- [6] Farrar C.R., Duffey T.A., Doebling S.W. y Nix D.A. (1999). "A statistical pattern recognition paradigm for vibration-based structural health monitoring", 2nd International Workshop on Structural Health Monitoring, Stanford, California. Sept 8-10.
- [7] Felippa C.A. (2004). Introduction to Finite Element Methods. Course Notes, ver World Wide Web: <http://caswww.colorado.edu/Felippa.d/FelippaHome.d/Home.html>.
- [8] Freire C. (2011). "Implementación y validación del método mejorado de descomposición en el dominio de la frecuencia (EFDD) para la identificación de los parámetros modales de estructuras genéricas utilizando ruido ambiente. Estudio del rango de aplicabilidad en función del modelo estructural y las condiciones de uso", Tesis de maestría, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.
- [9] González J.H. y Rodríguez R. (2013). "Detección de daño en vigas de concreto por cambios en el amortiguamiento", Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, Veracruz.
- [10] Gudmundson P. (1983). "The dynamic behavior of slender structures with cross-sectional cracks", Journal of the Mechanics and Physics of Solids. Vol. 31, pp. 329-345.

-
- [11] Huang F. y Gu S. (1993). "Application of higher order cumulants to structure fault diagnosis", In Proceedings of the 11th International Modal Analysis Conference, pp. 1237-1240.
- [12] Juárez G. (2006). "Modelado numérico de problemas de fractura en sólidos mediante discontinuidades interiores", Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, pp. 16-31.
- [13] Kato M. y Shimida S. (1986). "Vibration of PC bridge during failure process" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 112, pp. 1692-1703.
- [14] Méndez H. y Juárez G. (2012). "Un modelo de daño para simular la evolución al colapso de elementos de concreto", Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo, Vol. 3, No. 2, pp. 19-33.
- [15] Mendoza-Díaz A. (2014). "Formulación de modelos de articulaciones en vigas de concreto simple", Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
- [16] Moreno J.Y. y Meli R. (2014). "Enfoque de la grieta discreta para el agrietamiento en extremos recortados de vigas de concreto", Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco
- [17] NMX-C-083-ONNCCE-2014. Industria de la Construcción-Concreto-Determinación de la resistencia a compresión de especímenes - método de ensaye.
- [18] NMX-C-159-ONNCCE-2016. Industria de la Construcción-Concreto-Elaboración y curado de especímenes de ensayo.
- [19] NMX-C-191-ONNCCE-2015. Industria de la Construcción-Concreto-Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro.
- [20] Oller S. (2001). Fractura mecánica. Un enfoque global. CIMNE, España.
- [21] Park I., Kim S. y Lee U. (2013). "Dynamics and guided waves in a smart Timoshenko beam with lateral contraction", Smart Materials and Structures. Vol. 22 075034. 15 p.
- [22] Rojas R. (2006). "Detección de fallos en estructuras mediante la medida de la variación de sus propiedades dinámicas", Proyecto de titulación, Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla.
- [23] Rashid J.R. (1986). "Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels". Nuclear Engineering and Design. Vol. 7 (4), pp. 334-344.

-
- [24] Rots J.G. (1988). "Computational modelling of concrete fracture. Tesis de doctorado, Universidad de Tecnología de Delft, Países Bajos.
- [25] Ruiz-Sandoval M. (2004). "Smart sensors for civil infrastructure systems", Tesis de doctorado, Universidad de Notre Dame, Indiana, Estados Unidos de América.
- [26] Ruiz-Sandoval M. y Juárez G. (2014). "Estimación de daño estructural en vigas con comportamiento no lineal. Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco.
- [27] Ruiz-Sandoval M. y Spencer B.F. (2006). "Reconocimiento de patrones para la detección de daño estructural. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco.
- [28] Rytter A. (1993). "Vibration based inspection of civil engineering structures", Tesis de doctorado, Aalborg University, Dinamarca.
- [29] Salane H.J., Baldwin J.W. y Duffield R.C. (1981). "Dynamics approach for monitoring bridge deterioration", Transportation Research Record, 832, pp. 21-28.
- [30] Salawu O.S. y Williams C. (1993). "Structural damage detection using experimental modal analysis – a comparison of some methods", In Proceedings of the 11th International Modal Analysis Conference, pp. 254-260.
- [31] Sanchez J. (2010). "A critical evaluation of computational fracture using a smeared crack approach in MPM", Tesis de doctorado, The University of New Mexico, Albuquerque.
- [32] Sánchez P.J., Oliver J., Huespe A.E. y Sonzogni V.E. (2005). "Finite elements with embedded strong discontinuities for the numerical simulation in failure mechanics: E-FEM and X-FEM", Mecánica Computacional Vol. XXIV. Buenos Aires, Argentina.
- [33] Sohn H. y Farrar C.R. (2001). "Damage diagnosis using time series analysis of vibration", Smart Materials and Structures. Vol. 10, pp. 1-6. Los Alamos, Estados Unidos de América
- [34] Sohn H., Farrar C.R., Hemez F. y Czarnecki J. (2001). "A review of structural health monitoring literature 1996-2001", Report No. LA-UR-02-2095. Los Álamos National Laboratory, NM, Estados Unidos de América.
- [35] West W.M. (1984). "Illustration of the use of Modal Assurance Criterion to detect structural changes in an orbiter test specimen", In Proceedings Air Force Conference on Aircraft Structural Integrity, pp. 1-6.

8 Anexo A

En este anexo se muestra la respuesta en aceleración de los especímenes V0, V2, V3 y V4. Al igual que en el espécimen V1, mostrado en el Capítulo 4, se presentan señales típicas de los distintos arreglos (A1, A2 y A3), registradas por los diferentes sensores (S1, S2 y S3).

- **Especímen V0**

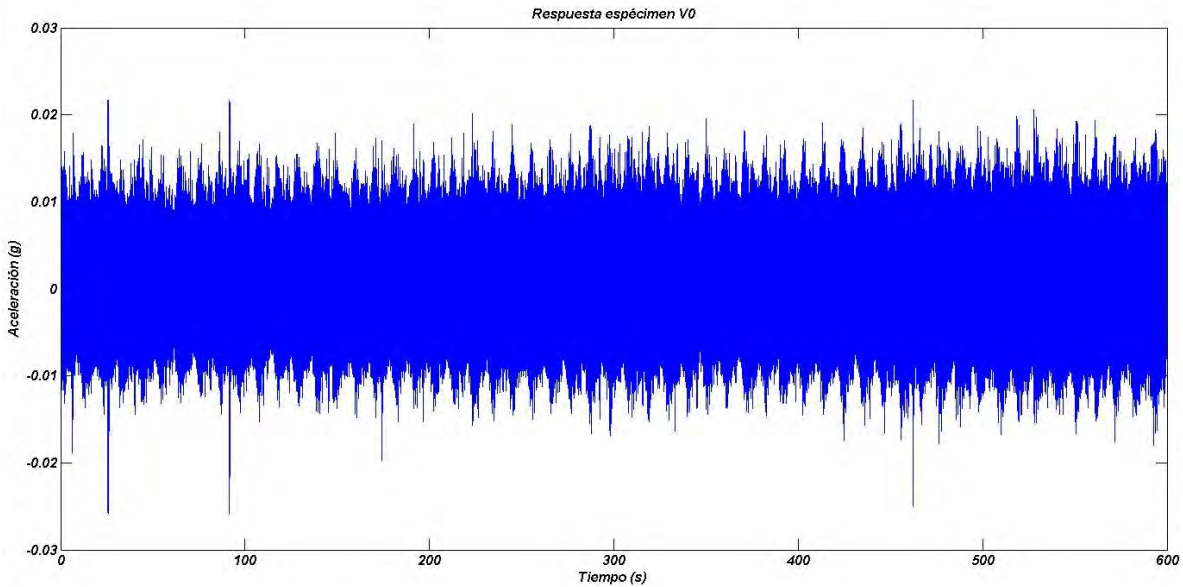


Figura 8-1. Registro de aceleraciones, V0-A2-S1

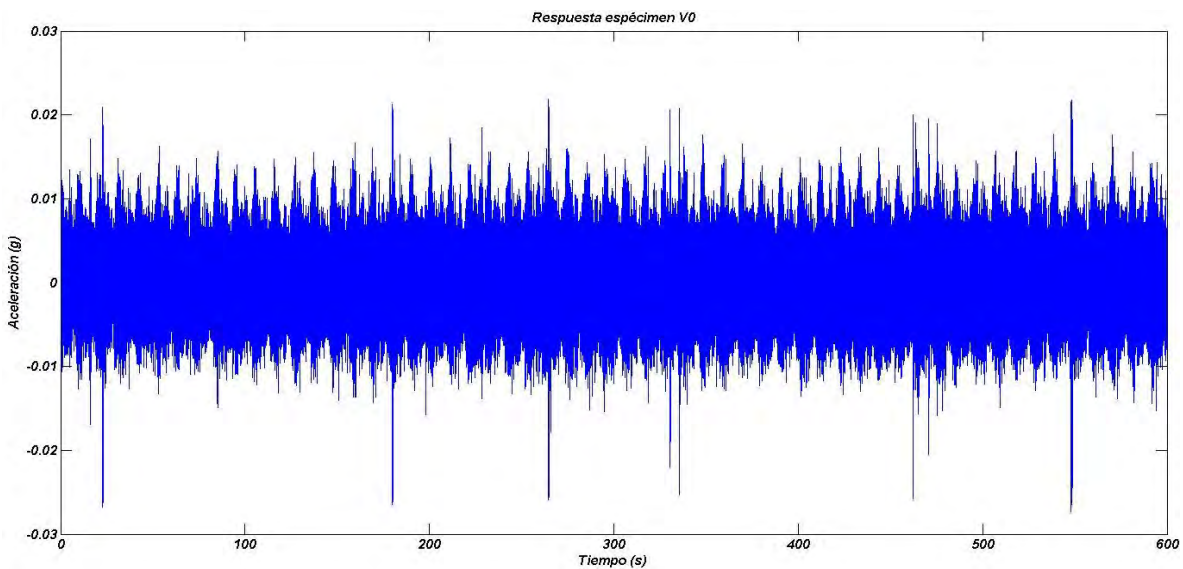


Figura 8-2. Registro de aceleraciones, V0-A1-S3.

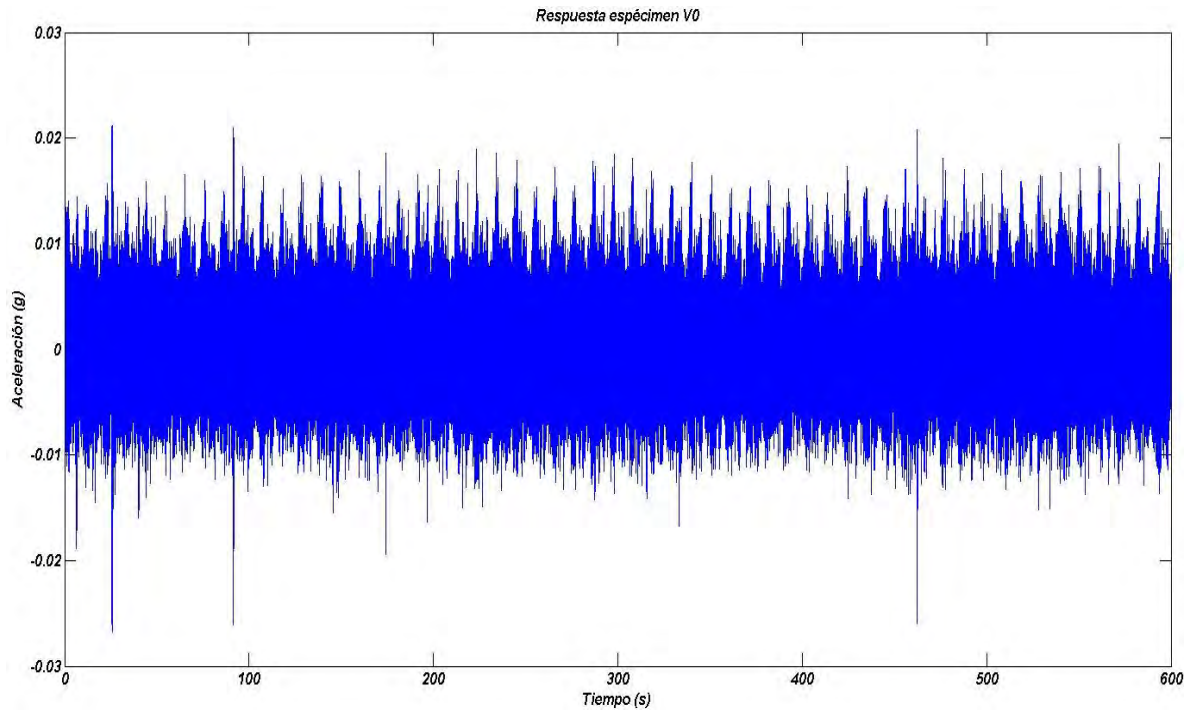


Figura 8-3. Registro de aceleraciones, V0-A2-S3.

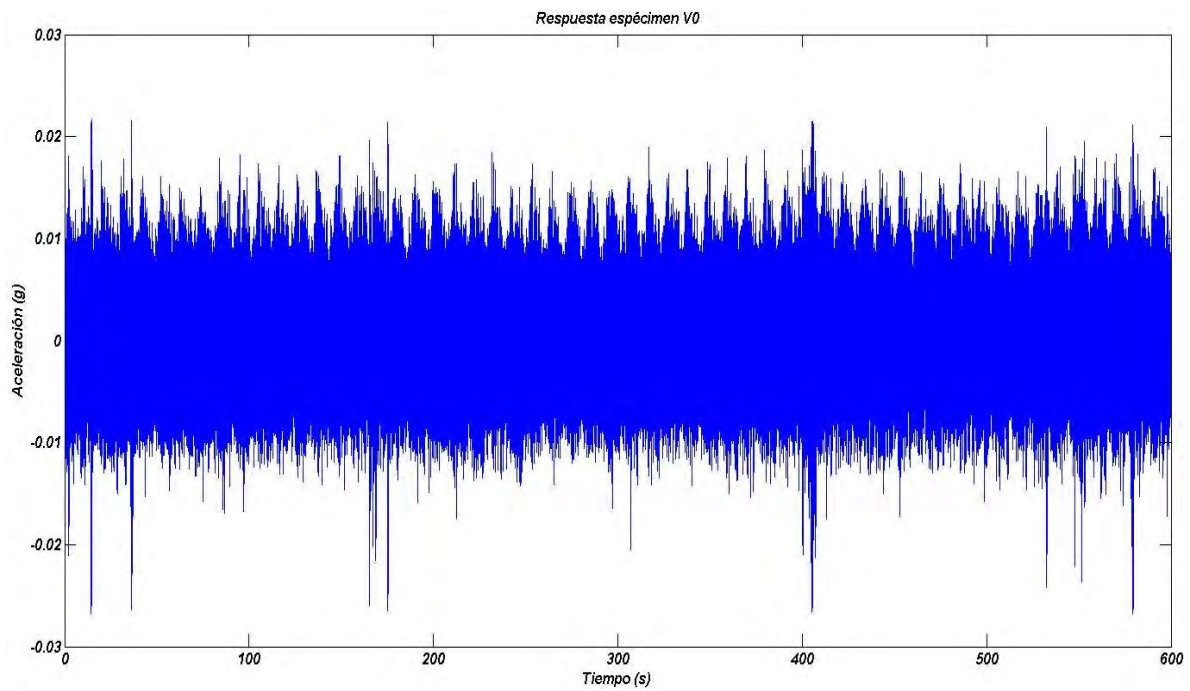


Figura 8-4. Registro de aceleraciones, V0-A3-S3.

- **Espécimen V2**

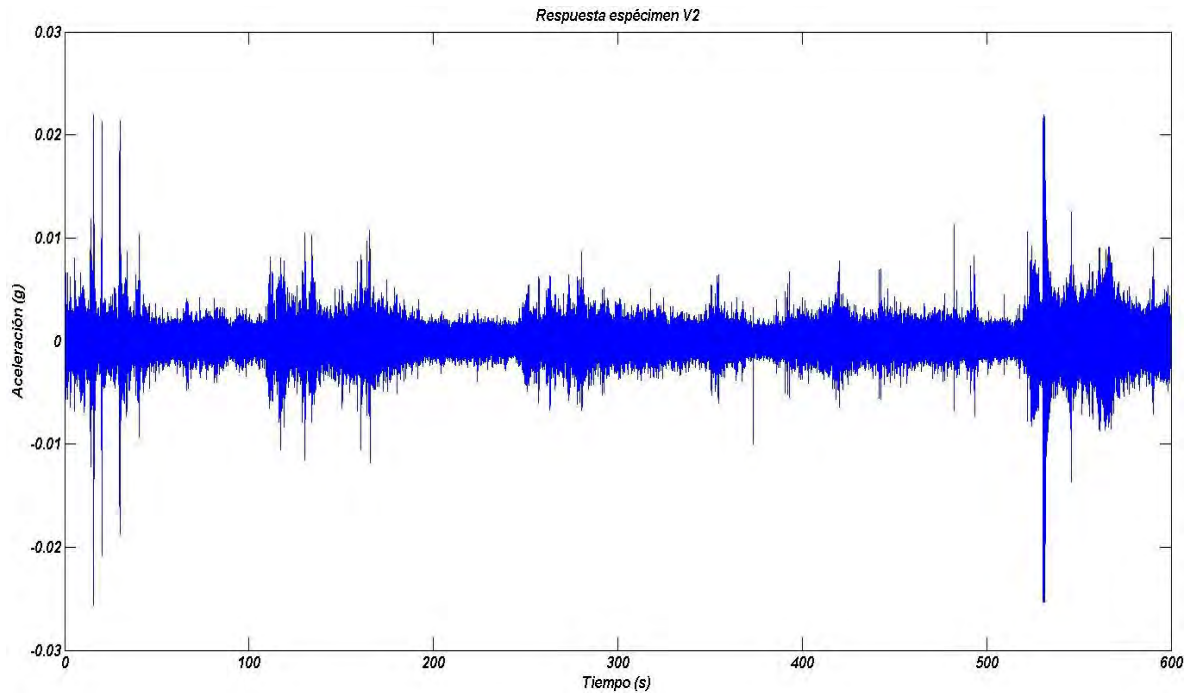


Figura 8-5. Registro de aceleraciones, V2-A3-S1.

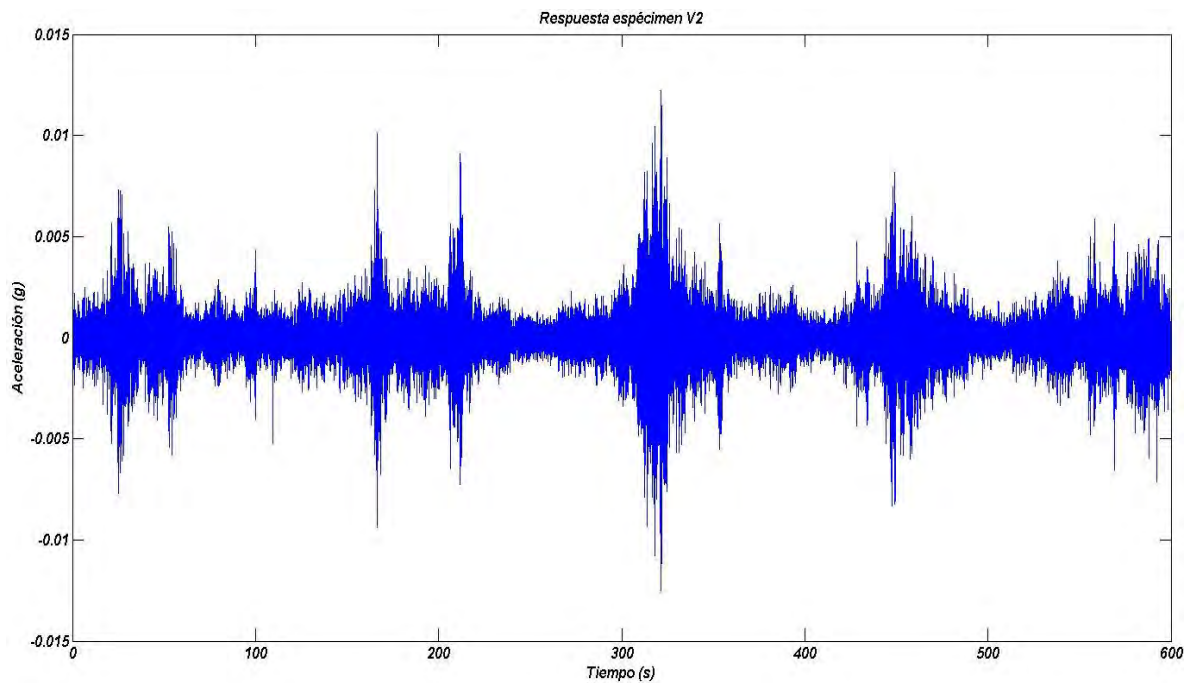


Figura 8-6. Registro de aceleraciones, V2-A1-S2.

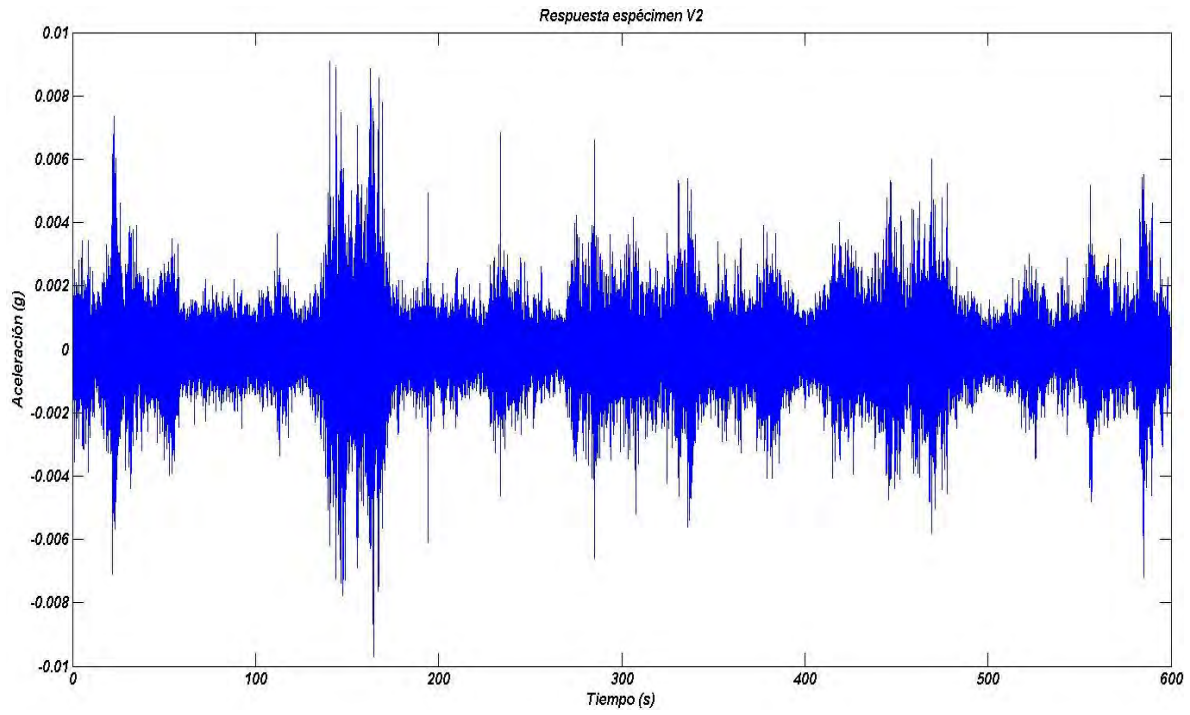


Figura 8-7. Registro de aceleraciones, V2-A2-S2.

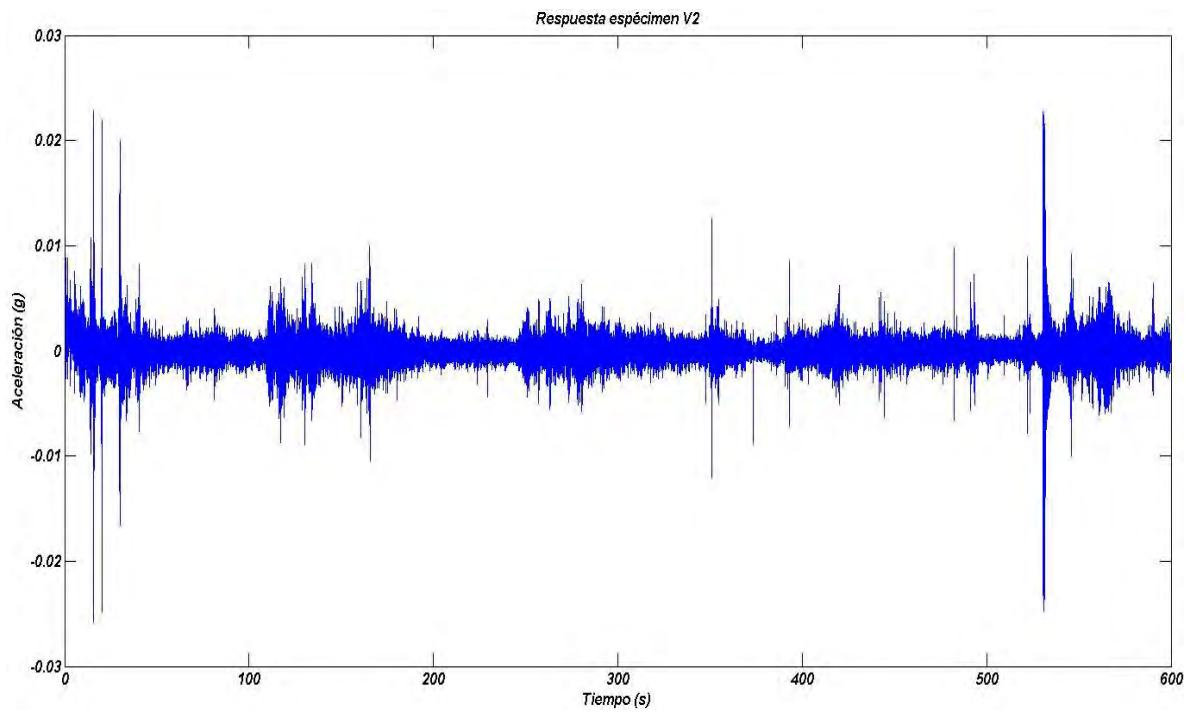


Figura 8-8. Registro de aceleraciones, V2-A3-S2.

- **Espécimen V3**

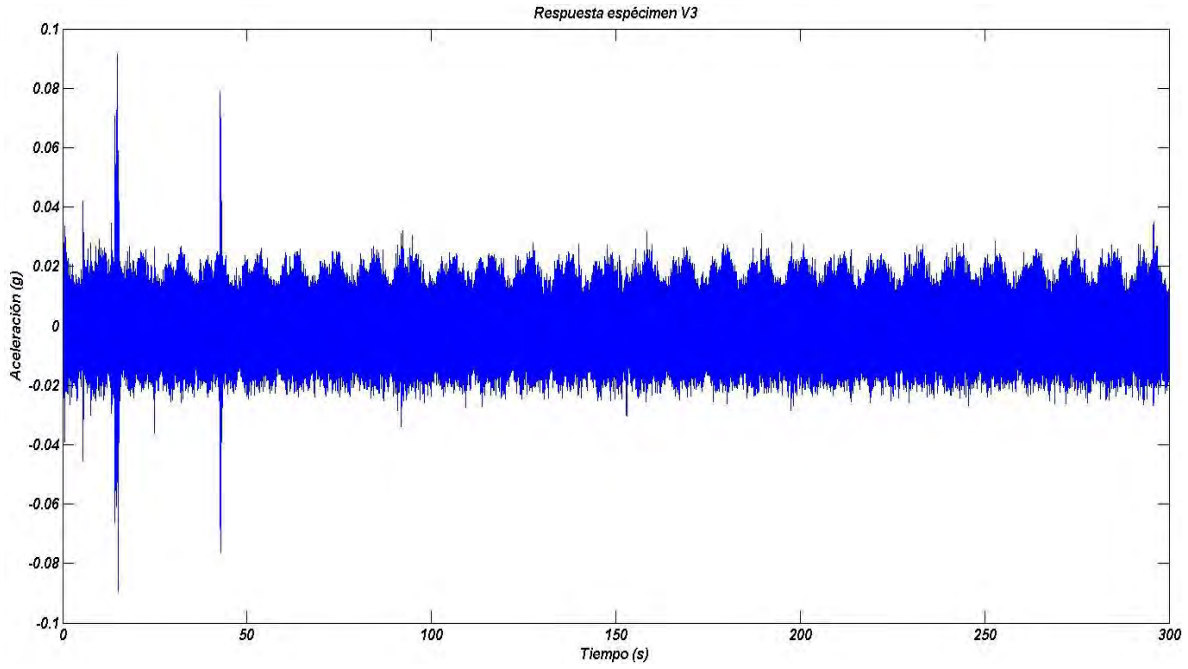


Figura 8-9. Registro de aceleraciones, V3-A1-S1.

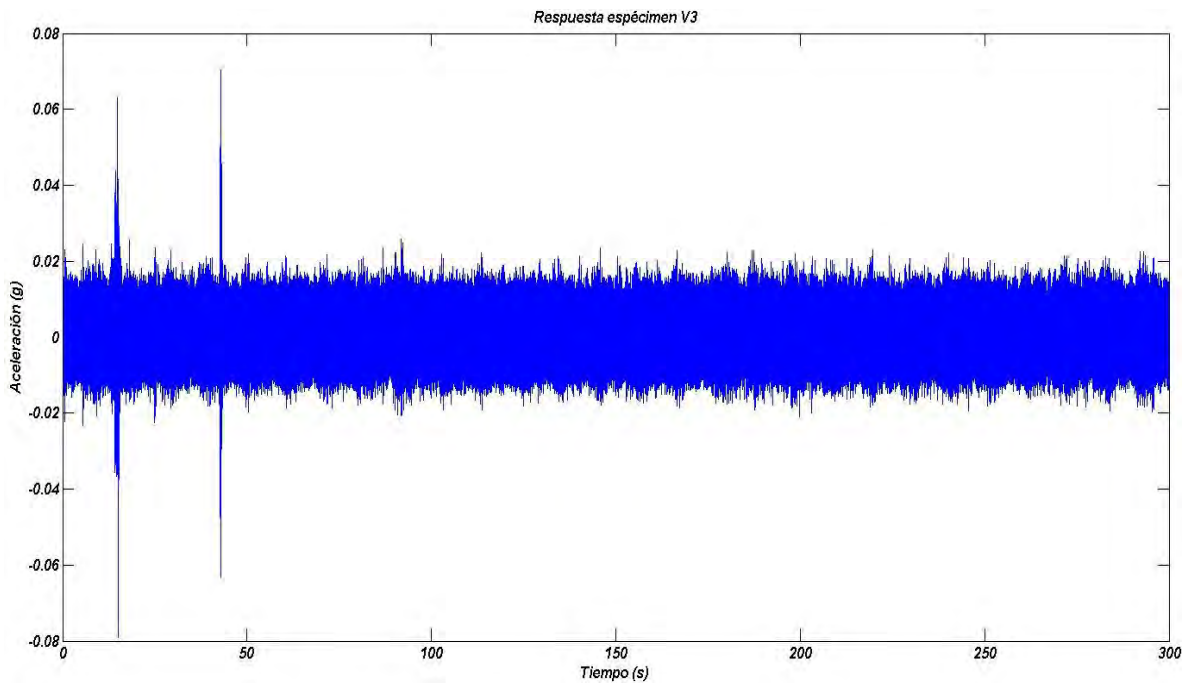


Figura 8-10. Registro de aceleraciones, V3-A1-S3.

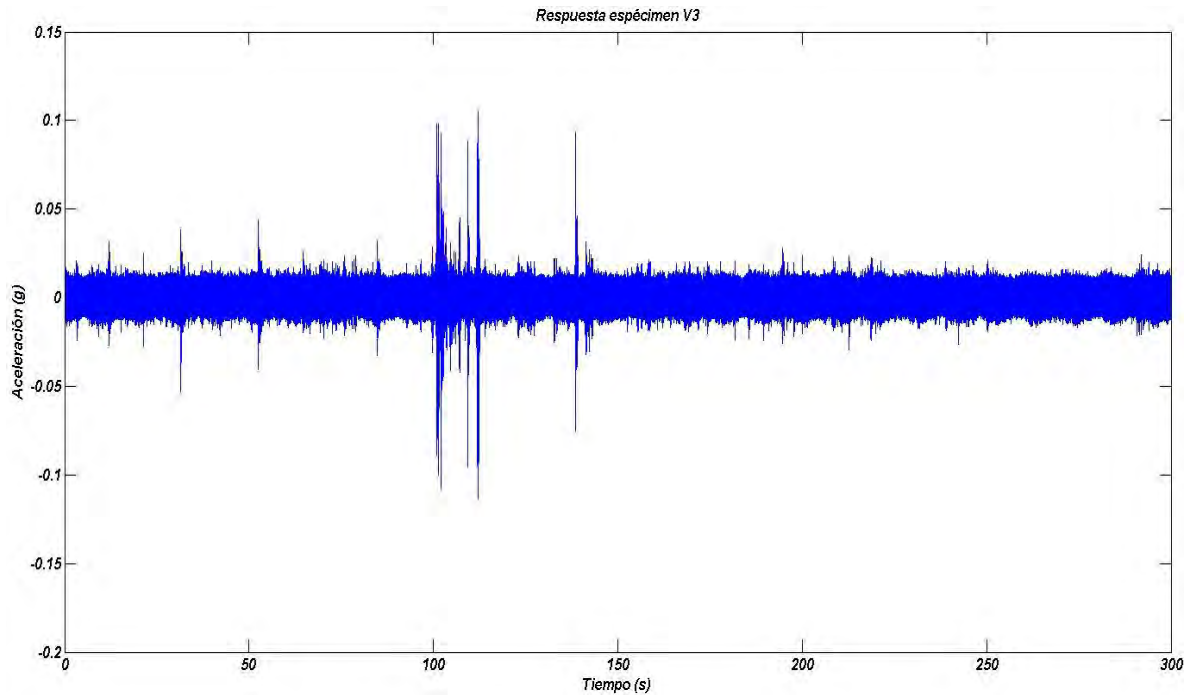


Figura 8-11. Registro de aceleraciones, V3-A2-S3.

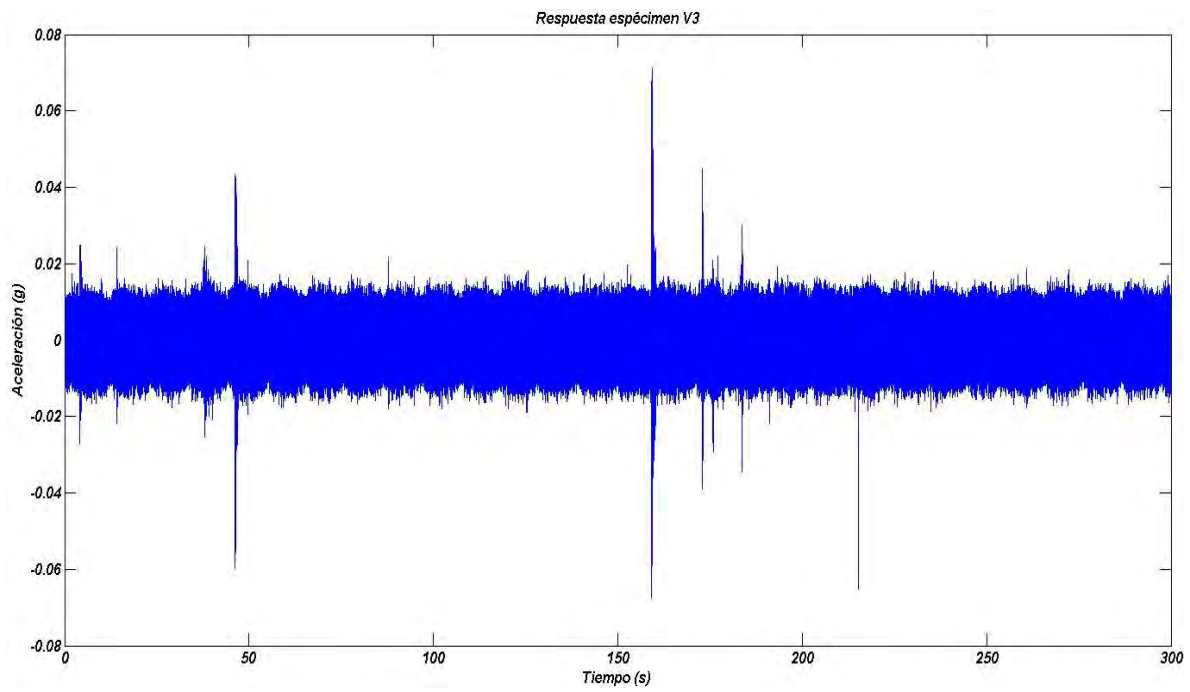


Figura 8-12. Registro de aceleraciones, V3-A3-S3.

- **Espécimen V4**

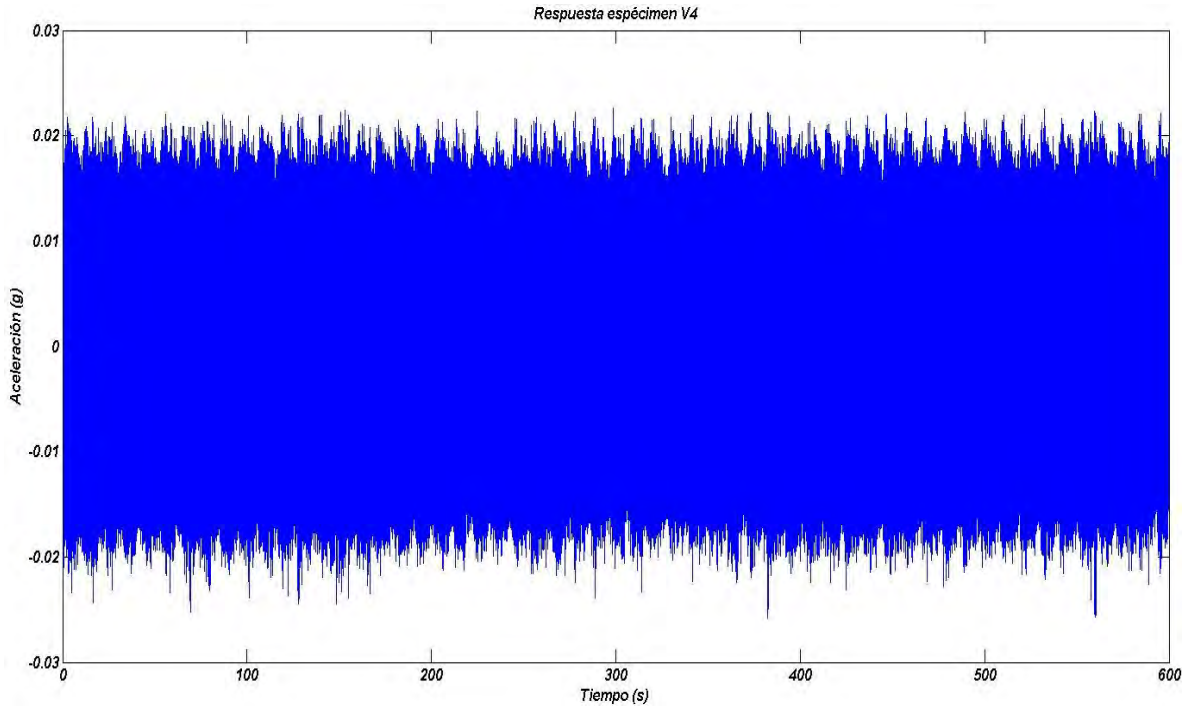


Figura 8-13. Registro de aceleraciones, V4-A2-S1.

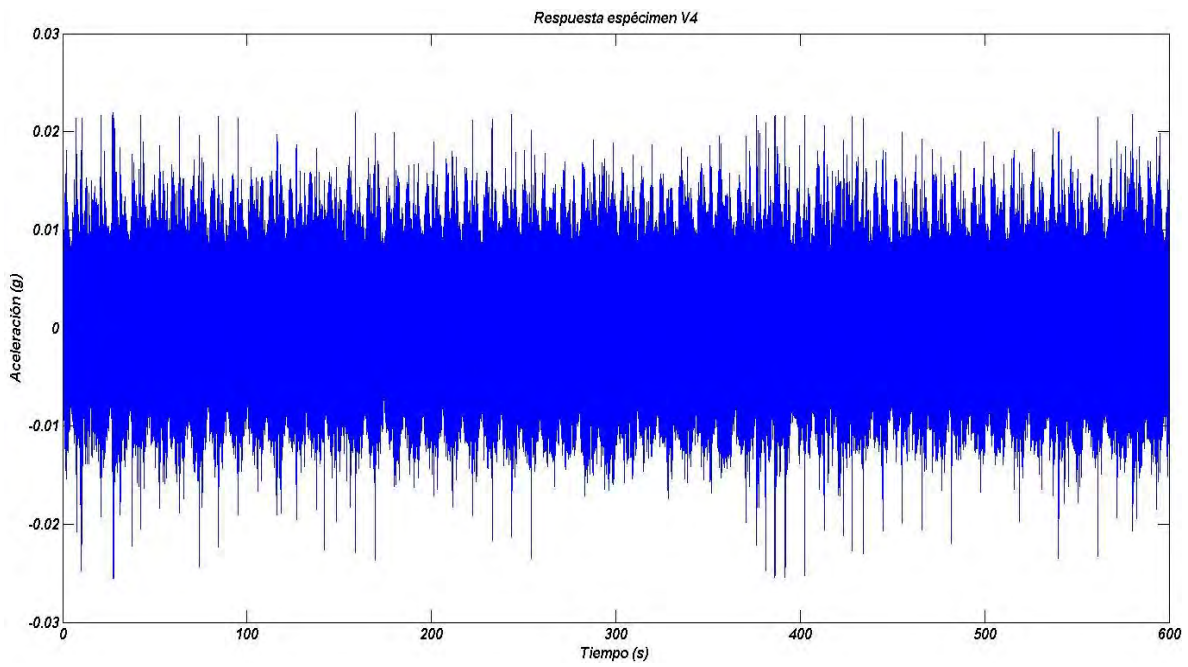


Figura 8-14. Registro de aceleraciones, V4-A1-S3.

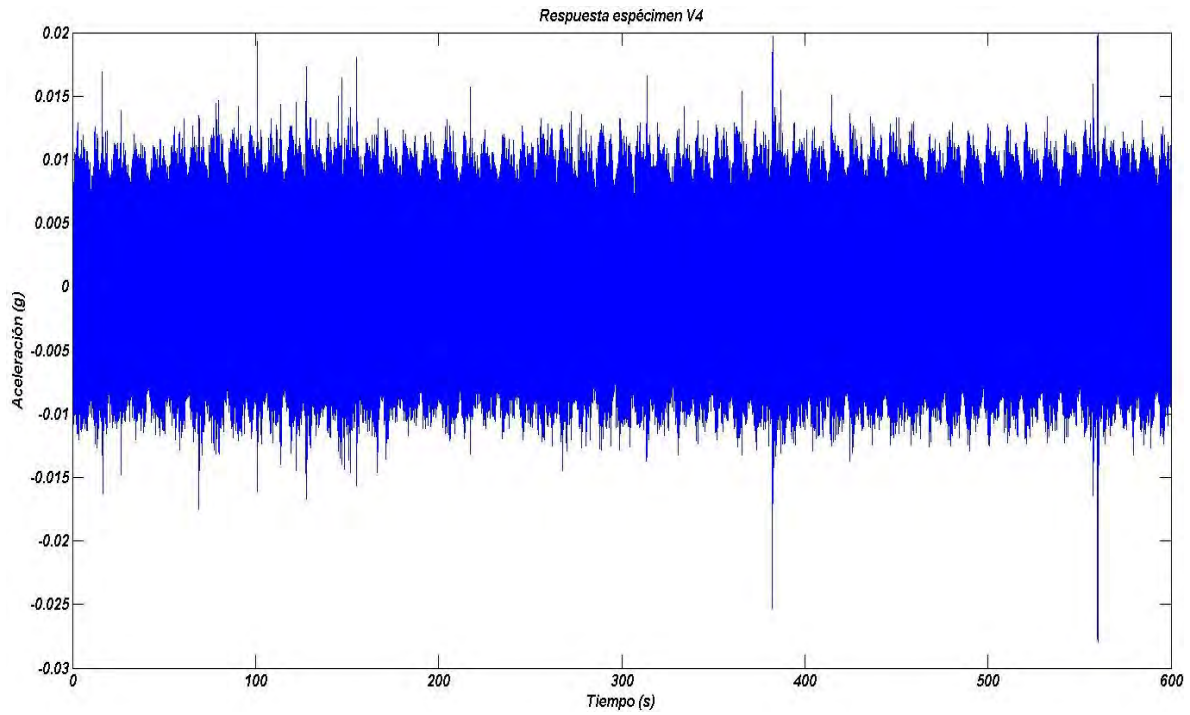


Figura 8-15. Registro de aceleraciones, V4-A2-S2.

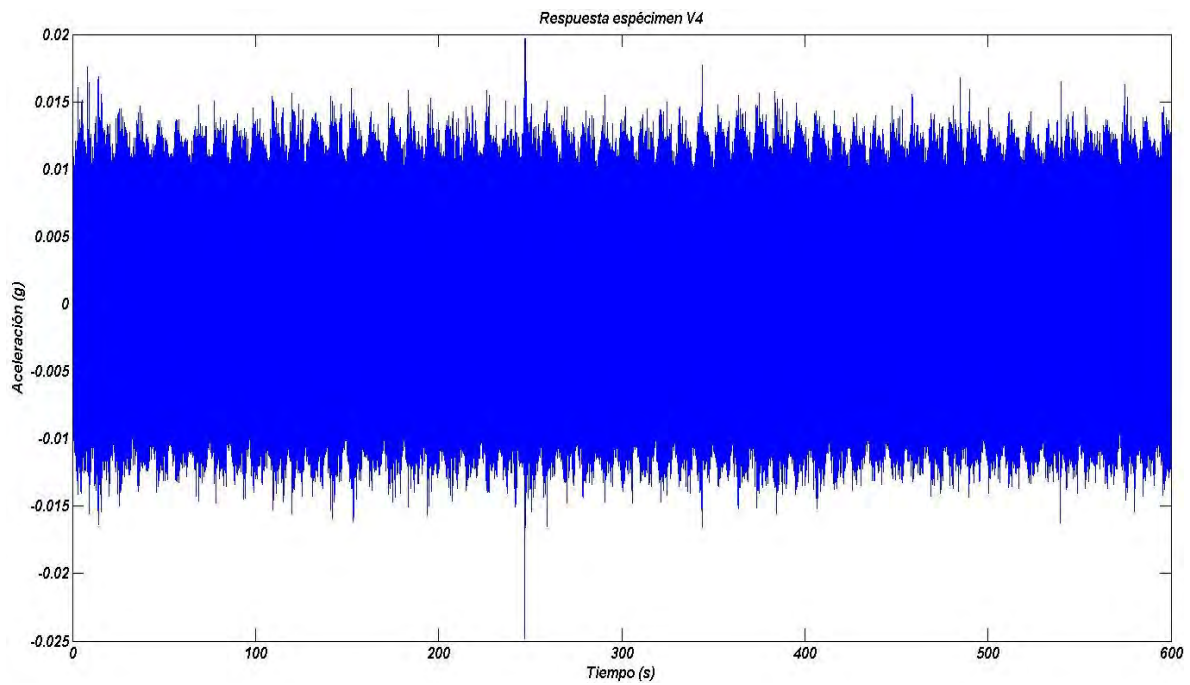


Figura 8-16. Registro de aceleraciones, V4-A3-S2.

9 Anexo B

En las Figuras 9-1 a 9-3 se muestran diferentes índices de daño en vigas de concreto parcialmente agrietadas y simplemente apoyadas. Esta diferencia se debe a la fuente de excitación que se introduce en los algoritmos. En este caso, la excitación se da mediante ruidos blancos de banda ancha generados en MATLAB.

Se observa que en todos los casos el mayor índice de daño se concentra en el centro de la viga (grado de libertad número 4). A partir de ahí, el daño se reduce en los grados de libertad contiguos. Por lo tanto, el algoritmo AR-ARX detecta, localiza y da una cuantificación del daño.

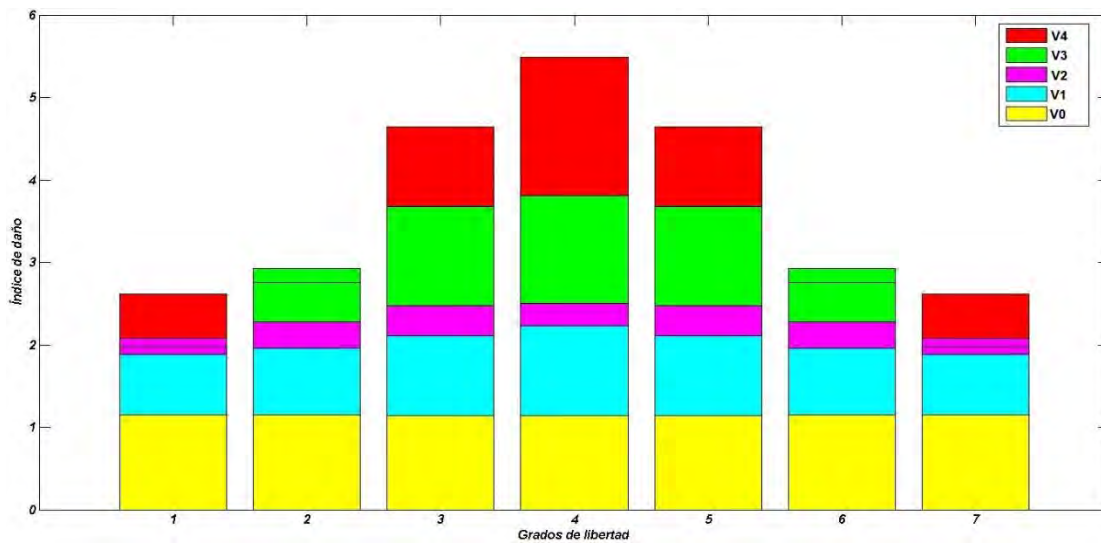


Figura 9-1. Índices de daño 1.

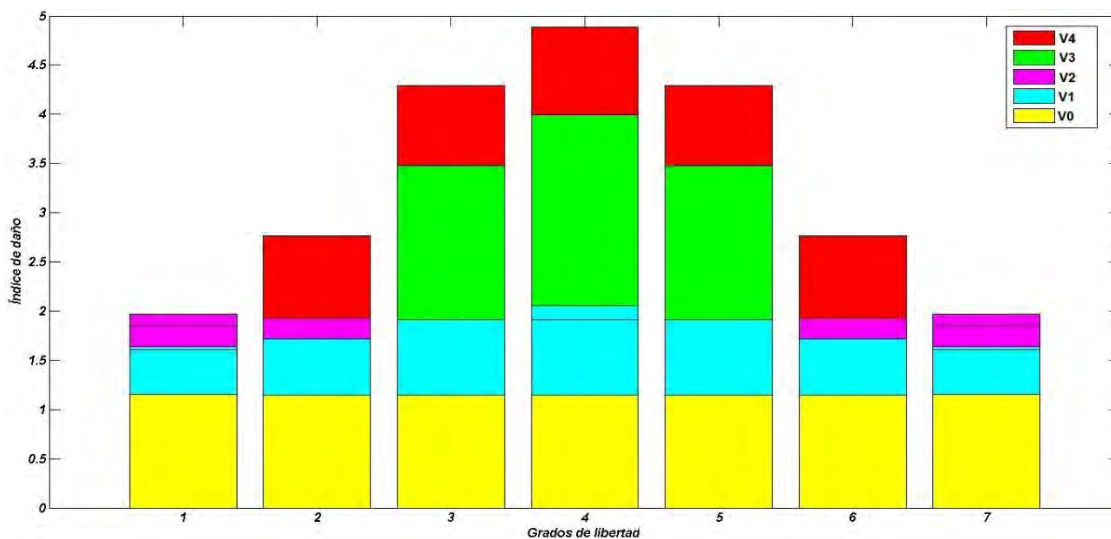


Figura 9-2. Índices de daño 2.

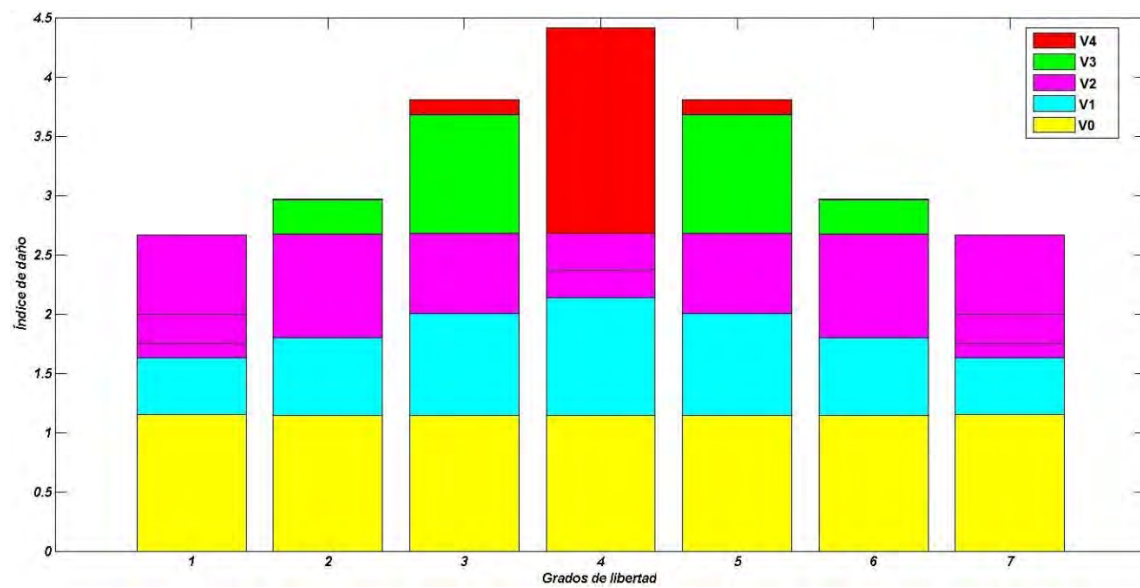


Figura 9-3. Índices de daño 3.