

UNIVERSIDAD DE GRANADA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE LA EDIFICACIÓN

DEPARTAMENTO DE FÍSICA APLICADA

PROGRAMA OFICIAL DE POSGRADO: DOCTORADO EN INGENIERÍA
CIVIL Y ARQUITECTURA



**EVALUACIÓN DE DAÑO EN ESTRUCTURAS
DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDAS A
CARGAS SÍSMICAS MEDIANTE EL MÉTODO DE
EMISIÓN ACÚSTICA**

**DAMAGE ASSESSMENT OF REINFORCED
CONCRETE STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC
LOADS USING THE ACOUSTIC EMISSION METHOD**

Memoria presentada por

Francisco Antonio Sagasta Moreno

para la obtención del grado de Doctor por la Universidad de Granada

con Mención de Doctorado Internacional

GRANADA, 2016

El doctorando Francisco Antonio Sagasta Moreno y los directores de la Tesis, Dr. Antolino Gallego Molina y Dr. Amadeo Benavent Climent, al firmar esta Tesis Doctoral afirman que el trabajo se ha realizado por el doctorando bajo la dirección de los directores y, hasta donde nuestro conocimiento alcanza, en la realización del trabajo se han respetado los derechos de otros autores a ser citados, cuando se han utilizado sus resultados o publicaciones.

Granada, Enero de 2016

Directores de la Tesis Doctoral

Fdo.: Antolino Gallego Molina
Profesor Titular – Acreditado al CN
de Catedráticos de Universidad
Dpto. Física Aplicada
Universidad de Granada

Fdo.: Amadeo Benavent Climent
Profesor Catedrático de Universidad
Dpto. Mecánica Estructural y
Construcciones Industriales
Universidad Politécnica de Madrid

Doctorando

Fdo.: Francisco Antonio Sagasta Moreno

Esta Tesis Doctoral ha recibido apoyo económico del Programa de Formación del Profesorado Universitario (FPU) del ministerio de Educación, Cultura y Deporte de España (AP2010-2880), de la *Consejería de Innovación, Ciencia y Tecnología* del Gobierno de España (P07-TEP-02610 y PE-12 TEP-02429), de los *Fonds Européen de Développement Régional* de la Unión Europea, del *Tokyo Institute of Technology* en Japón, del programa de *Fortalecimiento de Redes Interuniversitarias V* del Ministerio de Educación de Argentina y del programa *UBACyT* de la Universidad de Buenos Aires.

A mis padres

Agradecimientos

La culminación de esta Tesis Doctoral no hubiera sido posible sin el apoyo y ayuda de un gran número de personas e instituciones que de un modo u otro, han colaborado en su desarrollo. A todos ellos quiero expresarles personalmente mi más inmensa gratitud.

En primer lugar, quiero agradecer a mis directores de tesis, Dr. Antolino Gallego Molina y Dr. Amadeo Benavent-Climent. A ellos les doy las gracias por dejarme formar parte de su equipo de trabajo, por haber confiado en mi persona y en mi capacidad para desarrollar los trabajos a los que me iba a enfrentar, y, sobre todo, por haberme transmitido sus conocimientos en el método de la emisión acústica y de las estructuras sismorresistentes durante estos años. Sin duda, he contraído una maravillosa deuda con ellos, porque no sólo me han enseñado cosas en el ámbito académico, sino también en lo personal. Gracias también por su incansable dedicación y minuciosa revisión para que este proyecto personal viese la luz.

A mis compañeros del grupo SNADS que siempre han demostrado su ayuda y disponibilidad en los momentos en los que lo necesitaba (Antonio Sánchez, Chihab Abarkane, Cristóbal Infantes, David Jiménez, David Pérez, Elisabet Suárez, Francisco Rescalvo, Jesús Martínez, Juan Luis Torné, Liliana Romo, Pablo Moreno, Ruben Molina, Tomás Fernández). Sin olvidar a Ana y Juande, quienes siempre sabían sacar una sonrisa en un momento difícil.

Gracias a Cristobal, Santiago, Miguel Angel y David, técnicos de laboratorio, compañeros y posteriormente amigos. Vuestra ayuda hizo que los modelos de ensayo vieran más fácilmente la luz.

A la Dra. Rosa Piotrkowski, que con su ayuda, hizo que todo fuese más fácil durante mi estancia en la Universidad de Buenos Aires, en Argentina. Además,

consiguió que me sintiese en familia cuando la mía estaba tan lejos. Gracias por abrirme la tuya junto a Coco, Eva, Carlos, Eduardo y Silvina. Nunca os olvidaré.

Al Dr. Yoshihiro Mizutani, quien me otorgó la posibilidad de realizar una estancia en el *Tokyo Institute of Technology*, en Japón. Gracias por una de las experiencias más gratas, bonitas e inolvidables de mi vida.

A la Universidad de Granada y al plan de Formación del Profesorado Universitario del Ministerio de Educación, Cultura y Deporte.

Sin olvidar el gran apoyo recibido en el ámbito familiar, el cual, sin él no hubiesen sido posible estas palabras. Más concretamente a mis padres José Antonio y Domiciana, a mis hermanos José Vicente y Luis, y a mis abuelos Francisca y Vicente, que con su ayuda, ánimo, ejemplo y experiencia, han sido para mí un punto de apoyo en toda mi trayectoria académica.

A mis amigos y en especial a Rocío, mi mejor compañera de viaje, que durante estos últimos años han demostrado buenas dosis de paciencia para comprender el tiempo y dedicación que le he otorgado a mi formación académica.

A los que ya no están, pero sí en una parte de mi corazón.

SUMMARY

Reinforced concrete (RC) structures located in earthquake-prone areas are susceptible to suffer damage caused by the cyclic loading induced by ground acceleration during seismic events. In a RC structure, damage is not generated only during severe earthquakes that stress the reinforcing steel beyond its elastic limit, but also moderate tremors that may occur several times during its lifetime also produce damage of the concrete.

According to current seismic codes (NCSE-02 in Spain, Eurocode 8 in Europe), reinforced concrete moment resisting frames are designed so that beams and columns develop a strong column-weak beam plastic mechanism under the design earthquake, and brittle failure is prevented at the locations where plastic hinges will develop, by applying capacity design criteria. Therefore, structural damage is expected to occur basically in the plastic hinges at beam-columns junctions of the first story.

The degradation of a structure is associated with concrete cracking and the yielding of the steel caused by the acceleration of a sudden earthquake or due to a hundreds of cycles of deformation, in turn leading to a state in which repair becomes necessary. The most important factors of serious damage in RC elements are the slip between the reinforcing steel bars with the surrounding concrete and

the yielding of the steel, which are considered as the main failure mechanisms of a structure.

The RC structure is commonly covered up by non-structural elements such as brick veneers, casings, cement plasters, stuccos, etc., making simple visual inspection is very complicated. Even so, visual inspection provides only qualitative information regarding the apparent damage suffered in the concrete as expressed by cracks. There are several relevant damage mechanisms in concrete. One of them is the opening of cracks or the extension of existing cracks that occurs when the tensile stress exceeds the tensile strength of the concrete. The second mechanism is the concrete cracking under compressive loads. It is here where Non-Destructive Testing can play an important role. Among them, the measurement, recording and analysis of acoustic emission (AE) signals generated the loading process proves to be a very effective method to evaluate remote or inaccessible parts of a structure, even in real time in the context of what is known as Structural Health Monitoring (SHM).

In this context, the present Doctoral Thesis investigates the applicability of the AE method to assess the damage of separate RC elements (columns, beams) subjected to low-cycle fatigue tests and real structures (RC slab and RC frames) subjected to seismic-loading (dynamic tests). Likewise, the Thesis provides different procedures for processing of AE signals to discriminate between relevant and irrelevant records. In this way, the emission will be able to be correlated with mechanisms of damage and assess the level of damage of a structure.

Based on this idea, the damage quantified in terms of AE energy and in terms of plastic strain energy dissipated by the concrete could verify that are strongly correlated until the yielding point of the reinforcing bars. Also the Gutenberg Richter index has been applied for the first time in dynamic tests and checked the influence of attenuation on it. A new damage index based on Continuous Wavelet Transform has been also proposed and validated with mechanical indices previously well established in the literature.

RESUMEN

Las estructuras de hormigón armado situadas en zonas propensas a los terremotos son susceptibles de sufrir daños causados por la carga cíclica inducida por la aceleración del suelo durante eventos sísmicos. En una estructura de hormigón armado, no se generan sólo daños durante los terremotos severos que deforman el acero de refuerzo más allá de su límite elástico, sino que también los temblores moderados, que pueden ocurrir varias veces durante la vida de una estructura producen daño en el hormigón.

Según las normas sísmicas actuales (NCSE-02 en España, Eurocódigo 8 en Europa), los pórticos de hormigón armado se proyectan para que las vigas y columnas desarrollen un mecanismo del tipo columna fuerte-viga débil y evitando a toda costa roturas frágiles en los lugares donde se pueden desarrollar las rótulas plásticas, aplicando para todo ello criterios de proyecto por capacidad. Por lo tanto, básicamente se espera que el daño estructural se concentre en las rótulas plásticas situadas en los extremos de las vigas de todas las plantas y en los arranques de los pilares únicamente de planta baja.

La degradación y el daño de una estructura se asocia con el agrietamiento del hormigón y la fluencia del acero causada por las fuerzas de inercia que se generan cuando la estructura se acelera como consecuencia de un terremoto (fatiga de bajo

ciclaje), o debido a cientos de ciclos de deformación en el tiempo bajo cargas de uso (fatiga de largo ciclaje). Como resultado de la degradación es necesario llevar a cabo una reparación. Entre los tipos de daño que pueden experimentar elementos de hormigón armado cabe destacar la rotura a cortante, el deslizamiento de las barras de acero con el hormigón circundante y la plastificación del acero.

La estructura está comúnmente recubierta por elementos no estructurales, como cerramientos exteriores de fábrica de ladrillo, revestimientos, enlucidos de cemento, estucos, etc., que hacen que una simple inspección visual sea muy complicada. Aun así, la inspección visual solo proporciona información cualitativa respecto del daño aparente sufrido en el hormigón. El primer tipo de daño en el hormigón consiste en la apertura de grietas cuando la tensión de tracción excede la resistencia a tracción del hormigón, y continúa con el avance de la grieta y el crecimiento de su ancho. El segundo tipo de daño en el hormigón se debe al aplastamiento bajo tensiones de compresión. Las técnicas de Ensayos No Destructivos (END) pueden jugar un papel importante en la detección y cuantificación de ambos tipos de daño. Entre ellas, la medición, registro y análisis de las señales de emisión acústica (EA) generadas durante el proceso de carga ha demostrado ser un método muy eficaz para evaluar zonas remotas o inaccesibles de una estructura, incluso en tiempo real en el contexto de lo que se conoce como *Structural Health Monitoring* (SHM).

En este contexto, la presente Tesis Doctoral investiga la aplicabilidad del método de EA para evaluar los daños en elementos estructurales de hormigón armado (columnas, vigas) sometidos a cargas cíclicas de origen sísmico. La investigación se basa en ensayos dinámicos de modelos a escala que representan prototipos de estructuras reales del tipo losa sobre pilares aislados, y pórticos de hormigón armado, sometidas a cargas sísmicas. Igualmente, la Tesis propone diferentes procedimientos para el procesamiento de señales de EA que permiten discriminar entre los registros relevantes y no relevantes, para poder así correlacionar la emisión con los mecanismos de daño asociados y evaluar el nivel de daño de la estructura.

En esta Tesis, el daño cuantificado en términos de energía de EA se compara con la energía de deformación plástica disipada por el hormigón, concluyéndose que están fuertemente correlacionados. Esta correlación permite relacionar índices de daño basados en EA con índices de daño mecánicos propuestos en la literatura y basados en la energía disipada mediante deformaciones plásticas. Además, en esta Tesis se aplica por primera vez el índice de Gutenberg-Richter a ensayos dinámicos y se comprueba la influencia de la atenuación sobre éste. También se propone un nuevo índice de daño energético basado en la Transformada Wavelet Continua que se ha validado con índices mecánicos previamente bien establecidos en la bibliografía.

Colaboraciones

En la elaboración de esta Tesis Doctoral se ha contado con el soporte y apoyo de varios expertos en diferentes áreas de trabajo. Gracias a sus valiosas e imprescindibles contribuciones y aportaciones, ha sido posible la elaboración de esta investigación. Entre todos ellos, se desea mencionar especialmente a:

La Dra. **Rosa Piotrkowski**, docente e investigadora de la Universidad Nacional de San Martín (UNSAN) y de la Facultad de Ingeniería de Buenos Aires (FIUBA) en Argentina, colaboradora del grupo de investigación “Métodos numéricos y tratamiento de señales en sistemas dinámicos” (TEP-232) y el docente **Eduardo Zitto**, también profesor de la FIUBA, quienes me otorgaron la posibilidad de realizar una estancia de investigación en FIUBA durante la cual adquirí conocimientos de procesado y análisis de señales de EA.

Los Dres. **Yoshihiro Mizutani** y **Akira Todoroki**, docentes e investigadores del *Tokyo Institute of Technology* (TITECH) en Tokio (Japón), quienes me dieron la oportunidad de realizar una estancia de investigación en dicha universidad y participar en el “Todoroki and Mizutani *Laboratory*”, donde pude aprender nuevas metodologías en la técnica de EA aplicada a estructuras de hormigón armado e implementación de algoritmos y técnicas para el diagnóstico de la salud estructural.

El Dr. **Andrés Roldán Aranda**, docente e investigador de la Universidad de Granada, integrante del grupo de Investigación en Nanoelectrónica (TIC-216), a quien agradecemos su asesoramiento en sistemas electrónicos de medida, así como la mitigación del ruido eléctrico y electromagnético durante los experimentos.

Los Dres. **Leandro Morillas**, docente e investigador de la Universidad de Valladolid y **David Escolano**, investigador de la universidad de Sheffield, ex miembros del grupo “Mecánica de sólidos y estructuras” (TEP-167), a quienes agradecemos su colaboración con el manejo de la mesa sísmica para la realización

de los experimentos y su aporte con los cálculos de los diferentes índices de daño mecánico, *Máximum Inter Story Drift* (ID), el índice de Park & Ang., y la energía de deformación plástica.

El Dr. **Enrique Castro**, docente e investigador de la Universidad Politécnica de Cartagena e integrante del grupo de investigación TEP 232, a quien agradezco su contribución en la metodología de ensayos con mesa sísmica y en el procesado de señales de EA.

Los Ingenieros de Edificación **Tomás Fernández Quirante** y **Francisco José Rescalvo** quienes realizaron su Proyecto Fin de Grado dentro de nuestro grupo de investigación y que han contribuido en la adquisición, registro y análisis de datos de EA.

Los Arquitectos Técnicos **José Gil** y **Juan de Mata Vico** quienes contribuyeron al diseño y elaboración de la losa y el pórtico de hormigón armado.

El Dr. **José Rodríguez Montero** y el Arquitecto Técnico **José Luis Piqueras** por su contribución con sus conocimientos en hormigón, su ayuda en la elaboración de las vigas y en los ensayos llevados a cabo en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

El Dr. **Ignacio Valverde** por su aportación y ayuda a la hora de realizar los ensayos a flexión realizados sobre las vigas en la E.T.S. de Ingeniería de la Edificación.

LISTAS DE SIGLAS Y ABREVIACIONES

| | |
|-------|--|
| END | Ensayos No Destructivos |
| EA | Emisión Acústica |
| HA | Hormigón Armado |
| RC | <i>Reinforced Concrete</i> |
| SHM | <i>Structural Health Monitoring</i> |
| RMS | Valor Cuadrático Medio (<i>Root Mean Square</i>) |
| MARSE | Área medida bajo la envolvente de la señal rectificadora (<i>Measured Area Of The Rectified Signal Envelop</i>) |
| FFT | Transformada Rápida de Fourier (<i>Fast Fourier Transform</i>) |
| TF | Tiempo-Frecuencia |
| WFT | Transformada De Fourier por ventanas (<i>Windowed Fourier Transform</i>) |
| TW | Transformada Wavelet (<i>Wavelet Transform</i>) |
| CWT | Transformada Wavelet Continua (<i>Continuous Wavelet Transform</i>) |

ÍNDICE GENERAL

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. MOTIVACIÓN, ESTADO DEL ARTE Y PROPUESTAS..... | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS..... | 7 |
| 1.2.1. <i>Objetivos generales</i> | 7 |
| 1.2.2. <i>Objetivos específicos</i> | 7 |
| 1.3. MARCO DE LA INVESTIGACIÓN | 8 |
| 1.4. ESTRUCTURA DE LA TESIS DOCTORAL | 8 |
| 1.5. TERMINOLOGÍA DE EA. NORMA UNE-EN 1330-9:2010 | 10 |
| 2. EL MÉTODO DE EMISIÓN ACÚSTICA | 11 |
| 2.1. MONITORIZACIÓN ESTRUCTURAL | 11 |
| 2.2. MÉTODO DE EA: DEFINICIÓN | 17 |
| 2.3. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE EA..... | 22 |
| 2.3.1. <i>Ensayos sobre elementos de hormigón armado</i> | 22 |
| 2.3.1.1. Ensayos a compresión..... | 23 |
| 2.3.1.2. Ensayos a flexotracción de vigas de HA..... | 23 |
| 2.3.1.3. Ensayos a compresión de pilares de HA..... | 24 |
| 2.3.2. <i>Detección de corrosión</i> | 24 |
| 2.3.3. <i>Inspección de cables</i> | 25 |
| 2.3.4. <i>Inspección de puentes</i> | 26 |
| 2.4. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA..... | 27 |
| 2.5. EFECTOS KAISER Y FELICITY | 29 |
| 2.5.1. <i>Efecto Kaiser</i> | 29 |
| 2.5.2. <i>Efecto Felicity</i> | 31 |
| 3. ANÁLISIS DE SEÑALES DE EA | 35 |
| 3.1. FUENTES DE EA: SEÑALES CONTINUAS Y TRANSITORIAS | 35 |
| 3.1.1. <i>Señales transitorias: Parámetros básicos</i> | 36 |
| 3.1.2. <i>Fuentes secundarias: Ruido</i> | 38 |
| 3.1.2.1. Tratamiento del ruido..... | 40 |
| 3.1.2.2. Métodos de precaución frente al ruido | 40 |
| 3.1.2.3. Filtrado mediante <i>hardware</i> | 41 |

| | |
|---|-----------|
| 3.1.2.4. Filtrado por sensores guardas..... | 42 |
| 3.2. ENERGÍA..... | 43 |
| 3.3. TRANSFORMADA WAVELET..... | 44 |
| 3.3.1. Introducción..... | 44 |
| 3.3.2. Wavelets madre..... | 46 |
| 3.3.3. Transformada Wavelet Continua (CWT)..... | 49 |
| 3.3.3.1. Escala..... | 50 |
| 3.3.3.2. Traslación..... | 50 |
| 3.3.3.3. Relación escala-traslación..... | 51 |
| 3.3.4. Proceso de aplicación de la CWT..... | 51 |
| 3.4. ÍNDICE DE GUTENBERG-RICHTER (<i>B-VALUE</i>)..... | 53 |
| 3.4.1. Introducción..... | 53 |
| 3.4.2. Ley de Gutenberg-Ritcher..... | 53 |
| 3.4.3. El valor <i>b</i> | 54 |
| 3.4.4. El factor de población β | 55 |
| 3.4.5. El rango de amplitudes..... | 56 |
| 3.4.6. El valor <i>ib</i> | 57 |
| 4. EXPERIMENTOS | 61 |
| 4.1. ENSAYOS CUASI-ESTÁTICOS EN VIGAS DE HA | 61 |
| 4.1.1. <i>Viga sin muesca</i> | 61 |
| 4.1.1.1. Diseño y dimensionado del modelo de ensayo..... | 61 |
| 4.1.1.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo..... | 67 |
| 4.1.1.3. Instrumentación de EA..... | 69 |
| 4.1.1.4. Historia de carga..... | 73 |
| 4.1.2. <i>Vigas con muesca</i> | 75 |
| 4.1.2.1. Diseño y dimensionado del modelo de ensayo..... | 75 |
| 4.1.2.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo..... | 78 |
| 4.1.2.3. Instrumentación de EA..... | 80 |
| 4.1.2.4. Historia de carga..... | 84 |
| 4.2. ENSAYOS DINÁMICOS EN MESA SÍSMICA | 86 |
| 4.2.1. <i>Losa de HA sobre pilares metálicos</i> | 86 |
| 4.2.1.1. Diseño del modelo de ensayo..... | 86 |
| 4.2.1.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo..... | 87 |
| 4.2.1.3. Instrumentación de EA..... | 88 |
| 4.2.1.4. Otra instrumentación..... | 91 |
| 4.2.1.5. Historia de carga..... | 92 |

| | |
|--|------------|
| 4.2.2. Pórtico..... | 94 |
| 4.2.2.1. Diseño del modelo de ensayo | 94 |
| 4.2.2.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo..... | 96 |
| 4.2.2.3. Instrumentación de EA | 99 |
| 4.2.2.4. Otra instrumentación | 104 |
| 4.2.2.5. Historia de carga..... | 105 |
| 5. RESULTADOS..... | 107 |
| 5.1. ENERGÍA DE EMISIÓN ACÚSTICA | 107 |
| 5.1.1. Ensayos de vigas de HA | 107 |
| 5.1.1.1. Viga sin muesca | 108 |
| 5.1.1.2. Vigas con muesca..... | 116 |
| 5.1.2. Losa | 123 |
| 5.1.2.1. Etapa 1: Filtrado por sensores guardas | 123 |
| 5.1.2.2. Etapa 2-A: Filtro RMS y cálculo de la energía de EA | 125 |
| 5.1.2.3. Etapa 2-B: Filtro Wavelet y cálculo de la energía de EA | 130 |
| 5.1.3. Pórtico..... | 138 |
| 5.1.3.1. Etapa 1: Filtrado por sensores guardas | 138 |
| 5.1.3.2. Etapa 2: Filtro wavelet y cálculo de la energía de EA | 141 |
| 5.2. ÍNDICE DE GUTENBERG-RICHTER..... | 148 |
| 5.2.1. Evaluación del daño en vigas..... | 149 |
| 5.2.1.1. Fase previa: influencia de la atenuación y el umbral..... | 149 |
| 5.2.1.2. Índice <i>b-value</i> en ensayos a flexión sobre vigas con muesca | 157 |
| 5.2.1.3. Índice <i>b-value</i> en ensayos a flexión sobre viga sin muesca..... | 167 |
| 5.2.2. Evaluación de daño en la losa | 174 |
| 5.2.2.1. Cálculo del índice <i>b-value</i> | 174 |
| 5.2.2.2. Catalogación de grietas | 176 |
| 5.2.3. Evaluación de daño en el pórtico | 177 |
| 5.2.3.1. Factor de población β | 177 |
| 5.2.3.2. Rango de amplitudes | 178 |
| 5.2.3.3. Resultados del índice de Gutenberg-Richter | 181 |
| 5.2.3.4. Nuevo índice <i>Wavelet Energy b-value</i> (<i>b_{WE}-value</i>)..... | 192 |
| 5.2.3.5. Comparación con índices de daños mecánicos | 198 |
| 5.2.3.6. Catalogación de grietas | 202 |
| 6. CONCLUSIONS..... | 205 |
| 6.1. MAIN CONCLUSIONS | 205 |

| | |
|---|------------|
| 6.2. SPECIFIC CONCLUSIONS..... | 206 |
| 6.2.1. RC Beams | 206 |
| 6.2.2. RC slab | 208 |
| 6.2.3. RC frame..... | 209 |
| 7. BIBLIOGRAFÍA | 211 |
| 8. ANEXO: HORMIGÓN ARGOGET HAC-25..... | 221 |
| 8.1. CARACTERÍSTICAS..... | 221 |
| 8.2. ENSAYOS | 222 |
| 8.2.1. Ensayo de hormigón fresco: escurrimiento..... | 223 |
| 8.2.2. Ensayo de hormigón fresco, método del embudo en “V”..... | 225 |
| 8.2.3. Ensayo de hormigón endurecido, rotura a compresión..... | 227 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| FIGURA 1.1: IZQDA.: TERREMOTOS OCURRIDOS CON UNA MAGNITUD MAYOR A 8,0 EN LA ESCALA DE RICHTER EXPRESADOS SEGÚN SU PROFUNDIDAD, OCURRIDOS DURANTE EL SIGLO XX. DCHA.: NÚMERO DE VIDAS HUMANAS PERDIDAS. INFORMACIÓN OBTENIDA EN LA WEB DE <i>USGS NATIONAL EARTHQUAKES INFORMATION CENTER</i> | 2 |
| FIGURA 1.2: PELIGROSIDAD SÍSMICA DE ESPAÑA 2015 (CENTRO NACIONAL DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA)..... | 3 |
| FIGURA 1.3: MAPA DE PLACAS TECTÓNICAS..... | 3 |
| FIGURA 2.1: EJEMPLOS DE SISTEMAS DE EVALUACIÓN EN TIEMPO REAL MEDIANTE EL MÉTODO DE EA DE LA EMPRESA MISTRAS. | 12 |
| FIGURA 2.2: FUENTE DE EA GENERANDO UNA ONDA DE EA POR UN ESFUERZO SOBRE EL MATERIAL. CADENA DEL PROCESO DE EA: SENSOR, SEÑAL DE EA, PREAMPLIFICADOR, SISTEMA DE ADQUISICIÓN Y ORDENADOR. | 18 |
| FIGURA 2.3: ESQUEMA DE LA GENERACIÓN DE ONDAS ELÁSTICAS DURANTE LA APARICIÓN Y CRECIMIENTO DE UNA FISURA. | 18 |
| FIGURA 2.4: FUENTE Y EVENTO DE EA..... | 19 |
| FIGURA 2.5: DIVERSAS APLICACIONES DEL MÉTODO DE EA..... | 21 |
| FIGURA 2.6: ENSAYO DE EA SOBRE UNA PROBETA DE HORMIGÓN SOMETIDA A COMPRESIÓN [43]..... | 23 |
| FIGURA 2.7: FOTOGRAFÍA GENERAL DE UN ENSAYO A FLEXIÓN A TRES PUNTOS [45] DE UNA VIGA DE HA. | 24 |
| FIGURA 2.8: CORROSIÓN EN UNA BARRA DE REFUERZO DE ACERO EN HORMIGÓN. IZQDA.: IMAGEN DE LA PELÍCULA DE ÓXIDO A 28 DÍAS. DCHA.: IMAGEN DE LA CORROSIÓN A 70 DÍAS [47]. | 25 |
| FIGURA 2.9: EJEMPLO DE INSPECCIÓN DE CABLES CON SENSORES DE EA REALIZADA POR LA EMPRESA WINS-NDT. | 26 |
| FIGURA 2.10: SUPERIOR: PUENTE EN MEMORIA DE JOHN F. KENNEDY (RÍO OHIO ENTRE LOS ESTADOS DE INDIANA Y KENTUCKY). INFERIOR: COLOCACIÓN DE SENSORES DE EA SOBRE LA ESTRUCTURA METÁLICA [48]..... | 27 |
| FIGURA 2.11: PORTADAS DE LOS PRIMEROS LIBROS QUE MENCIONAN LA EA; “ <i>SUMMA PERFECTIONIS</i> ”, “ <i>DE LA PIROTECNIA</i> ” Y “ <i>EL ARTE DE LOS METALES</i> ” (DE IZQDA. A DCHA. RESPECTIVAMENTE)..... | 28 |

| | |
|---|----|
| FIGURA 2.12: EFECTO KAISER. | 30 |
| FIGURA 2.13: TASA DE EVENTOS DE EA (EN LÍNEA CONTINUA) Y DIAGRAMA DE PRESIÓN (EN LÍNEA DISCONTINUA) EN UN ENSAYO DE PRESURIZACIÓN DE UNA VASIJA DE ALUMINIO. SE PRODUCE EL EFECTO KAISER. | 31 |
| FIGURA 2.14: REPRESENTACIÓN DE LA EMISIÓN ACUMULADA EN FUNCIÓN DE LA CARGA APLICADA EN UN ENSAYO. BCB: EFECTO KAISER. DEF: INCUMPLIMIENTO DEL EFECTO KAISER (EFECTO FELICITY). GH: MANTENIMIENTO DE LA CARGA [50]. | 32 |
| FIGURA 3.1: IZQDA.: SEÑAL DISCRETA. DCHA.: SEÑAL CONTINUA. | 35 |
| FIGURA 3.2: PARÁMETROS DE UNA SEÑAL TRANSITORIA DE EA. | 36 |
| FIGURA 3.3: ENERGÍA VERDADERA Y ENERGÍA MARSE DE UNA SEÑAL DE EA. | 44 |
| FIGURA 3.4: FAMILIA WAVELET <i>DAUBECHIES</i> | 47 |
| FIGURA 3.5: FAMILIA WAVELET <i>HAAR</i> | 47 |
| FIGURA 3.6: FAMILIA WAVELET <i>MEXICAN HAT</i> | 47 |
| FIGURA 3.7: FAMILIA WAVELETS <i>SYMLET</i> (ORDEN 6). | 48 |
| FIGURA 3.8: FAMILIA WAVELET <i>COIFLETS</i> | 48 |
| FIGURA 3.9: WAVELET MADRE <i>MORLET</i> | 49 |
| FIGURA 3.10: REPRESENTACIÓN DE LAS PARTICIONES EN EL CASO DE LA TRANSFORMADA WAVELET EN TIEMPO-FRECUENCIA. | 51 |
| FIGURA 3.11: EJEMPLO DE UNA REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS COEFICIENTES WAVELETS. | 52 |
| FIGURA 3.12: DISTRIBUCIÓN DE LAS AMPLITUDES DE SEÑALES DE EA EN UNA RÓTULA DE HA [71]. | 56 |
| FIGURA 3.13: RECTA DE UNIÓN DE LOS PUNTOS MÁS EXTREMOS DENTRO DEL RANGO DE AMPLITUDES PARA LA DEFINICIÓN DEL ÍNDICE <i>IB-VALUE</i> | 57 |
| FIGURA 3.14: DISTRIBUCIÓN DE LAS AMPLITUDES EN EL ENSAYO DE UNA RÓTULA DE HA [71]. | 58 |
| FIGURA 3.15: ÍNDICES <i>B</i> E <i>IB</i> OBTENIDOS DURANTE LA COMPRESIÓN UNIAXIAL DE UNA ROCA DE GRANITO [64]. | 59 |
| FIGURA 4.1: ESQUEMA GENERAL DEL ENSAYO DE FLEXIÓN CUASI-ESTÁTICO A 3 PUNTOS DE LA VIGA. DISTANCIAS EN MM. | 62 |
| FIGURA 4.2: DIMENSIONADO DE LOS ESTRIBOS DE LA VIGA SIN MUESCA. DIMENSIONES EN MM. | 62 |
| FIGURA 4.3: ARMADO DE LA VIGA DE HA SIN MUESCA. DISTANCIAS EN MM. | 63 |
| FIGURA 4.4: DISTRIBUCIÓN DE LOS ESTRIBOS A LO LARGO DE LA VIGA SIN MUESCA. DISTANCIAS EN MM. | 63 |

| | |
|---|----|
| FIGURA 4.5: DIAGRAMA DE DOMINIOS DE DEFORMACIÓN..... | 63 |
| FIGURA 4.6: PROCESO DE ELABORACIÓN, HORMIGONADO, CURADO DE LAS VIGAS SIN MUESCA Y SU ESTADO FINAL..... | 68 |
| FIGURA 4.7: ENSAYOS REALIZADOS A LA VIGA SIN MUESCA. IZQDA.: ESCURRIMIENTO. DCHA.: RESISTENCIA..... | 69 |
| FIGURA 4.8: EQUIPO <i>AMSY-5</i> DE <i>VALLEN SYSTEME</i> UTILIZADO PARA REGISTRAR LA EA DURANTE LOS ENSAYOS..... | 70 |
| FIGURA 4.9: IZQDA.: SENSOR VS30-V DE VALLEN SYSTEME. DCHA.: CURVA DE SENSIBILIDAD..... | 70 |
| FIGURA 4.10: DISPOSICIÓN DE LOS 10 SENSORES DE EA EN LA VIGA SIN MUESCA. SISTEMA DE COORDENADAS (X, Y, Z). DISTANCIAS EN MM. S: SENSORES NORMALES. G: SENSORES GUARDA. LÍNEA DISCONTINUA: EJE CENTRAL DE LA VIGA..... | 71 |
| FIGURA 4.11: IZQDA.: VIGA SIN MUESCA INSTRUMENTADA CON SENSORES DE EA. FIJACIÓN DE SENSORES CON SARGENTOS. DCHA.: FOTOGRAFÍA GENERAL DEL ENSAYO DE FLEXIÓN A TRES PUNTOS..... | 71 |
| FIGURA 4.12: RELACIÓN DE CICLOS DE CARGA INCREMENTAL APLICADOS A LA VIGA SIN MUESCA..... | 75 |
| FIGURA 4.13: ESQUEMA GENERAL DEL ENSAYO DE FLEXIÓN A 3 PUNTOS DE LA VIGA CON MUESCA. DISTANCIAS EN MM..... | 76 |
| FIGURA 4.14: MOLDE DE MADERA PARA LA APLICACIÓN DE LA MUESCA..... | 76 |
| FIGURA 4.15: DISTRIBUCIÓN DE LOS ESTRIBOS A LO LARGO DE LA VIGA CON MUESCA. DISTANCIAS EN MM..... | 77 |
| FIGURA 4.16: PROCESO DE ELABORACIÓN, HORMIGONADO Y CURADO DE LAS VIGAS CON MUESCA..... | 79 |
| FIGURA 4.17: SENSORES VS45-H Y VS150-M DE <i>VALLEN SYSTEME</i> Y PICO DE <i>MISTRAS</i> (DE ARRIBA HACIA ABAJO)..... | 81 |
| FIGURA 4.18: UBICACIÓN DE LOS SENSORES DE EA EN LAS VIGAS CON MUESCA. ORIGEN DE COORDENADAS EN EL CENTRO DE LA VIGA. DISTANCIAS EN MM..... | 83 |
| FIGURA 4.19: FOTOGRAFÍA GENERAL DEL ENSAYO A FLEXIÓN A TRES PUNTOS DE LA VIGA CON MUESCA..... | 83 |
| FIGURA 4.20: CICLOS DE CARGA INCREMENTAL APLICADOS A LAS VIGAS CON MUESCA..... | 86 |
| FIGURA 4.21: MODELO DE ENSAYO DE LA LOSA CON PILARES METÁLICOS. IZQDA.: PLANTA. DCHA.: ALZADO. MEDIDAS EN MM..... | 87 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 4.22: UBICACIÓN DE LOS SENSORES Y LAS FUENTES DE RUIDO INDESEABLE EN EL MODELO DE ENSAYO DE LA LOSA DE HA CON PILARES METÁLICOS. IZQDA.: PLANTA. DCHA.: ALZADO. | 89 |
| FIGURA 4.23: LOSA DE HA SOBRE PILARES DE ACERO TOTALMENTE INSTRUMENTADA ANTES DE LOS ENSAYOS. | 91 |
| FIGURA 4.24: ACELEROGRAMA DE LA COMPONENTE NORTE-SUR DEL EVENTO SÍSMICO OCURRIDO EN CAMPANO LUCANO (PGA HORIZONTAL AL 50%). | 92 |
| FIGURA 4.25: RELACIÓN DE SISMOS APLICADOS SOBRE LA LOSA DE HA CON PILARES DE ACERO. | 94 |
| FIGURA 4.26: PROTOTIPO DE LA ESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA ENSAYADA [77]. DISTANCIAS EN CM. | 95 |
| FIGURA 4.27: PREPARACIÓN DE CANASTAS, ENCOFRADO Y HORMIGONADO DE ZAPATAS. | 97 |
| FIGURA 4.28: PREPARACIÓN DE LA ARMADURA DE LOS PILARES PARA SU HORMIGONADO. | 97 |
| FIGURA 4.29: PREPARACIÓN DEL FORJADO PARA SU HORMIGONADO. | 98 |
| FIGURA 4.30: MODELO DE ENSAYO. IZQDA.: COMPLETAMENTE HORMIGONADO. DCHA.: SITUADO SOBRE LA MESA SÍSMICA CON LAS CARGAS Y SOBRECARGADAS COLOCADAS. | 98 |
| FIGURA 4.31. COLOCACIÓN DEL SENSOR EN EL MODELO DE ENSAYO MEDIANTE FIJACIÓN METÁLICA. | 99 |
| FIGURA 4.32: UBICACIÓN DE LAS PREVISIBLES FUENTES RUIDOSAS AJENAS A LA FISURACIÓN DEL HORMIGÓN. | 100 |
| FIGURA 4.33: PLANOS DEL MODELO DE ENSAYO CON LA UBICACIÓN DE LOS SENSORES DE EA. IZQDA.: VISTA EN PLANTA. DCHA.: VISTA EN ALZADO. | 102 |
| FIGURA 4.34: CONEXIÓN BNC EN T PARA LA UNIÓN DE DOS SENSORES A UN ÚNICO PREAMPLIFICADOR. | 102 |
| FIGURA 4.35: ESQUEMA DEL MODELO DE ENSAYO CON LA UBICACIÓN DE LOS SENSORES. S: SENSOR NORMAL DE MEDIDA; G: SENSOR GUARDA; C: CANAL; Z: ZAPATA; P: PILAR. | 103 |
| FIGURA 4.36: DE IZQDA. A DCHA.: FILA I: SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS MGCPLUS DE HBM, GALGA EXTENSOMÉTRICA, COLOCACIÓN DE GALGAS EN UN NUDO DE UNIÓN VIGA-COLUMNA, HUECO PASANTE DE HILOS DE TODAS LAS GALGAS EN UN NUDO. FILA II: NUDO INSTRUMENTADO CON ACELERÓMETROS SÍSMICO Y | |

| | |
|--|-----|
| PIEZOELÉCTRICO, LVDT COLOCADO PARA MEDIR EL DESPLAZAMIENTO EN PILAR Y LA TORSIÓN DE LAS PLACAS DE SOBRECARGA..... | 105 |
| FIGURA 4.37: ACELEROGRAMA DE LAS CINCO SIMULACIONES SÍSMICAS DE DIFERENTE INTENSIDAD APLICADAS SOBRE EL PÓRTICO DE HA CON LA MESA SÍSMICA. | 106 |
| FIGURA 5.1: COMPARACIÓN DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA (LÍNEA DE COLOR NARANJA) Y CARGA-DESPLAZAMIENTO (LÍNEA DE COLOR AZUL) PARA LA VIGA SIN MUESCA. | 109 |
| FIGURA 5.2: RIGIDEZ FRENTE AL TIEMPO DURANTE EL ENSAYO A FLEXIÓN DE LA VIGA SIN MUESCA. | 109 |
| FIGURA 5.3: ENERGÍA DE DEFORMACIÓN E PARA LA VIGA SIN MUESCA. | 110 |
| FIGURA 5.4: ENERGÍA DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA E_D PARA CADA CICLO DE LA VIGA SIN MUESCA. | 111 |
| FIGURA 5.5: IZQDA.: SENSORES GUARDA USADOS EN EL ENSAYO DE LA VIGA SIN MUESCA. DCHA.: CONFIGURACIÓN. | 112 |
| FIGURA 5.6: REPRESENTACIÓN DE VENTANAS V1 Y V2 EN SEÑALES TIPO I (IZQDA.) Y TIPO II (DCHA.) REGISTRADAS DURANTE LOS ENSAYOS DE LA VIGA SIN MUESCA. | 113 |
| FIGURA 5.7: SEÑALES REGISTRADAS EN EL ENSAYO DE LA VIGA SIN MUESCA: IZQDA.: SEÑALES TRANSITORIAS (TIPO I). DCHA.: SEÑALES CONTINUAS (TIPO II). UNIDADES EN mV..... | 115 |
| FIGURA 5.8: COMPARACIÓN ENTRE E_D Y E_{EA} ACUMULADAS Y NORMALIZADAS AL INSTANTE T=2150 s. | 115 |
| FIGURA 5.9: COMPARACIÓN DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA (LÍNEA DE COLOR NARANJA) Y CARGA-DESPLAZAMIENTO (LÍNEA DE COLOR AZUL). IMAGEN SUPERIOR: VIGA 1. IMAGEN INFERIOR: VIGA 2. | 117 |
| FIGURA 5.10: RIGIDEZ FRENTE AL TIEMPO EN EL ENSAYO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS CON MUESCA. IMAGEN SUPERIOR: VIGA 1. IMAGEN INFERIOR: VIGA 2. | 118 |
| FIGURA 5.11: ENERGÍA DE DEFORMACIÓN E PARA LAS VIGAS CON MUESCA DURANTE LOS ENSAYOS CÍCLICOS. IMAGEN SUPERIOR: VIGA 1. IMAGEN INFERIOR: VIGA 2. | 119 |
| FIGURA 5.12: ENERGÍA DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA E_D PARA CADA CICLO PARA LAS DOS VIGAS CON MUESCA. | 120 |
| FIGURA 5.13: REPRESENTACIÓN DE VENTANAS V1 Y V2 EN SEÑALES TIPO I (IZQDA.) Y EN SEÑAL TIPO II (DCHA.) REGISTRADAS DURANTE LOS ENSAYOS DE LAS VIGAS CON MUESCA. | 121 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 5.14: SEÑALES REGISTRADAS EN LOS ENSAYOS DE LA VIGAS CON MUESCA: IZQDA.: SEÑALES TRANSITORIAS (<i>TIPO I</i>). DCHA.: SEÑALES CONTINUAS (<i>TIPO II</i>). UNIDADES EN mV. | 122 |
| FIGURA 5.15: COMPARACIÓN ENTRE E_D Y LA E_{EA} ACUMULADAS Y NORMALIZADAS AL INSTANTE T=1480 S. IMAGEN SUPERIOR: VIGA 1. IMAGEN INFERIOR: VIGA 2. | 123 |
| FIGURA 5.16: UBICACIÓN DE LOS SENSORES GUARDA EN EL MODELO DE ENSAYO DE LA LOSA CON PILARES METÁLICOS. | 124 |
| FIGURA 5.17: REPRESENTACIÓN DE VENTANAS V1 Y V2 EN SEÑAL <i>TIPO I</i> (IZQDA.) Y EN SEÑAL <i>TIPO II</i> (DCHA.) REGISTRADAS DURANTE LA SIMULACIÓN SÍSMICA D1. | 125 |
| FIGURA 5.18: SEÑALES DE EA REGISTRADAS EN LA LOSA DURANTE LA SIMULACIÓN SÍSMICA D1. COLUMNA IZQDA.: SEÑALES <i>TIPO I</i> . COLUMNA DCHA.: SEÑALES <i>TIPO II</i> . VALORES DE RMS MEDIDOS EN mV..... | 127 |
| FIGURA 5.19: REPRESENTACIÓN DE LA EEA (LÍNEA DE PUNTOS DE COLOR ROJO) Y LA ENERGÍA DISIPADA POR LA LOSA DE ED (LÍNEA CONTINUA DE COLOR AZUL)..... | 129 |
| FIGURA 5.20: EEA Y ED ACUMULADAS A LO LARGO DE TODA LA SECUENCIA DE SIMULACIONES SÍSMICAS, VALORES NORMALIZADOS AL VALOR FINAL DE LA SIMULACIÓN F1. | 130 |
| FIGURA 5.21: ACELEROGRAMA APLICADO A LA MESA SÍSMICA (SUPERIOR) Y LA EVOLUCIÓN DE LA ESCALA PARA LA QUE SE OBTIENE EL VALOR MÁXIMO DEL COEFICIENTE WAVELET (INFERIOR), PARA LAS SIMULACIONES SÍSMICAS C1, E1, F1, A2, C2 Y D2. LA LÍNEA HORIZONTAL DE LOS GRÁFICOS INFERIORES DIVIDE LA ESCALA EN BAJA ESCALA, ATRIBUIDA A LA APERTURA DE NUEVAS GRIETAS Y PROPAGACIÓN DE LAS EXISTENTES, Y LA ALTA ESCALA, ATRIBUIDA AL CIERRE DE LAS GRIETAS EXISTENTES Y LA FRICCIÓN ENTRE LAS CARAS DE LAS GRIETAS..... | 133 |
| FIGURA 5.22: ESCALOGRAMAS DE SEÑALES REGISTRADAS DURANTE LA SIMULACIÓN D1, SEÑAL 70 (T=13,6 s), SEÑAL 111 (T=25,4 s) Y SEÑAL 151 (T=46,1 s). IZQDA.: SEÑALES SIN FILTRAR. DCHA.: SEÑALES FILTRADAS. LA LÍNEA HORIZONTAL BLANCA REPRESENTA EL ÁREA DE FRECUENCIA CENTRAL DESDE $f=9$ HASTA 19. | 135 |
| FIGURA 5.23: EVOLUCIÓN DE EEA (LÍNEA DISCONTINUA AZUL) Y ED (LÍNEA CONTINUA NEGRA) PARA LA SERIE 1 DE SISMOS APLICADOS A LA LOSA..... | 137 |
| FIGURA 5.24: EVOLUCIÓN DE EEA (LÍNEA DISCONTINUA AZUL) Y ED (LÍNEA CONTINUA NEGRA) PARA LA SERIE 2 DE SISMOS APLICADOS A LA LOSA..... | 138 |
| FIGURA 5.25: IZQDA.: UBICACIÓN. DCHA.: CONFIGURACIÓN DE LOS CANALES UTILIZADOS EN EL CONSTRUCTOR DE EVENTOS PARA LA UNIÓN VIGA-COLUMNA EXTERIOR C3. | 140 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 5.26: IZQDA.: UBICACIÓN. DCHA.: CONFIGURACIÓN DE LOS CANALES UTILIZADOS EN EL CONSTRUCTOR DE EVENTOS PARA LA UNIÓN VIGA-COLUMNA INTERIOR C4..... | 141 |
| FIGURA 5.27: SEÑAL ADQUIRIDA DURANTE LA SIMULACIÓN C50B EN LA UNIÓN EXTERIOR VIGA-COLUMNA C3. SUP.: SEÑAL ORIGINAL Y RECONSTRUIDA EN LA BANDA DE 45-64 KHZ. INF.: FFT DE CADA UNA DE LAS SEÑALES..... | 143 |
| FIGURA 5.28: IZQDA.: EEA , EN UNIDADES ARBITRARIAS. DCHA.: EEA ACUMULADA Y NORMALIZADA A SU ÚLTIMO VALOR. EVENTOS REGISTRADOS EN EL NUDO EXTERIOR C3 EN LA SIMULACIÓN SÍSMICA C50B..... | 143 |
| FIGURA 5.29: EEA EN UNIDADES ARBITRARIAS Y ACELEROGRAMAS DE LAS UNIONES VIGA-COLUMNA PARA TODAS LAS SIMULACIONES SÍSMICAS. IZQDA.: NUDO EXTERIOR C3. DCHA.: NUDO INTERIOR C4. | 145 |
| FIGURA 5.30: SUP.: EEA Y ED ACUMULADAS Y NORMALIZADAS AL INSTANTE DEL INICIO DE LA PLASTIFICACIÓN DEL ACERO (90,97 s) CALCULADAS PARA TODO EL MODELO DEL ENSAYO. INF.: | 148 |
| FIGURA 5.31: ESQUEMA Y FOTOGRAFÍA DE LA PRUEBA DE ATENUACIÓN DE LAS SEÑALES DE EA SOBRE UNA COLUMNA DE HA CON LA FUENTE HSU-NIELSEN. | 150 |
| FIGURA 5.32: ANCHO DE BANDA SELECCIONADO PARA CADA UNO DE LOS SENSORES EN LAS PRUEBAS CON LA FUENTE HSU-NIELSEN SOBRE LA COLUMNA DE HA..... | 150 |
| FIGURA 5.33: RESULTADOS DE LA PRUEBA DE ATENUACIÓN CON LA FUENTE HSU-NIELSEN. IZQDA.: VALORES DE AMPLITUD DE PICO. DCHA.: DECAIMIENTO QUE SE PRODUCE RESPECTO DEL SENSOR DE REFERENCIA COLOCADO EN EL CANTO (CH1)... | 152 |
| FIGURA 5.34: ESQUEMA DE LA SIMULACIÓN DEL DECAIMIENTO DE LA AMPLITUD EN UNA COLUMNA DE HA CON LA FUENTE HSU-NIELSEN. | 153 |
| FIGURA 5.35: DISTRIBUCIÓN DE AMPLITUDES DE UN ENSAYO REAL Y SUS VALORES SIMULADOS A DISTANCIAS DE 20 (CH1), 35 (CH2) Y 50 (CH3) CM EN DISTINTOS SENSORES Y PARA UMBRALES DE 30 Y 40 dB _{AE} | 155 |
| FIGURA 5.36: ÍNDICE <i>B-VALUE</i> PARA DIFERENTES VALORES DEL UMBRAL DE DETECCIÓN, DISTANCIA FUENTE-SENSOR Y TIPO DE SENSOR (FRECUENCIA). | 156 |
| FIGURA 5.37: ESQUEMA DEL ENSAYO SOBRE LAS VIGAS CON MUESCA..... | 157 |
| FIGURA 5.38: VALORES DEL ÍNDICE <i>B-VALUE</i> OBTENIDOS DE LOS ENSAYOS FLEXIÓN DE LAS VIGAS CON MUESCA CALCULADOS CON DISTINTOS SENSORES UBICADOS EN DIFERENTES POSICIONES Y CON DOS UMBRALES DE DETECCIÓN..... | 158 |
| FIGURA 5.39: CÓDIGO DE COLORES PARA REPRESENTAR LAS GRIETAS EN LA VIGA SIN MUESCA PARA CADA CICLO. | 163 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 5.40: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA CON MUESCA TRAS EL CICLO 3. CARAS A, C Y D..... | 163 |
| FIGURA 5.41: ESTADO DE LA VIGA CON MUESCA TRAS EL CICLO 3..... | 164 |
| FIGURA 5.42: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA CON MUESCA TRAS EL CICLO 4. CARAS A, C Y D..... | 164 |
| FIGURA 5.43: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 4. | 165 |
| FIGURA 5.44: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA CON MUESCA TRAS EL CICLO 5. CARAS A, C Y D..... | 165 |
| FIGURA 5.45: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 5. | 166 |
| FIGURA 5.46: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA CON MUESCA TRAS EL CICLO 6. CARAS A, C Y D..... | 167 |
| FIGURA 5.47: ESTADO FINAL DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 6..... | 167 |
| FIGURA 5.48: DISTRIBUCIÓN DEL NÚMERO DE EVENTOS EN ESCALA LOGARÍTMICA EN FUNCIÓN DE LA AMPLITUD DE PICO..... | 167 |
| FIGURA 5.49: EVOLUCIÓN DEL B-VALUE A LO LARGO DEL ENSAYO DE LA VIGA. | 168 |
| FIGURA 5.50: CÓDIGO DE COLORES USADO PARA LA CATALOGACIÓN DE FISURAS EN LA VIGA SIN MUESCA EN CADA CICLO. | 169 |
| FIGURA 5.51: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 3. CARAS A, C Y D..... | 169 |
| FIGURA 5.52: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 3. | 170 |
| FIGURA 5.53: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 4. CARAS A, C Y D..... | 170 |
| FIGURA 5.54: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 4. | 171 |
| FIGURA 5.55: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 5. CARAS A, C Y D..... | 171 |
| FIGURA 5.56: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 5. | 172 |
| FIGURA 5.57: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 6. CARAS A, C Y D..... | 172 |
| FIGURA 5.58: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 6. | 173 |
| FIGURA 5.59: CATALOGACIÓN DE LAS GRIETAS EN LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 7. CARAS A, C Y D..... | 173 |
| FIGURA 5.60: ESTADO DE LA VIGA SIN MUESCA TRAS EL CICLO 7. ESTADO FINAL DE LA VIGA. | 174 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 5.61: EJEMPLOS DEL AJUSTE LINEAL PARA EL CÁLCULO DEL ÍNDICE <i>B-VALUE</i> PARA LA LOSA DE HA. SUP.: SIMULACIÓN SÍSMICA D1. INF.: SIMULACIÓN SÍSMICA F1..... | 175 |
| FIGURA 5.62: ÍNDICE <i>B-VALUE</i> PARA TODAS LAS SIMULACIONES SÍSMICAS DE LAS SERIES 1 Y 2..... | 175 |
| FIGURA 5.63: MICRO-FISURACIÓN OBSERVADA EN LA PARTE INFERIOR DE LA LOSA DE HA..... | 177 |
| FIGURA 5.64: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA DISTINTOS VALORES DE β . UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 178 |
| FIGURA 5.65: EVENTOS DE EA ACUMULADOS PARA LAS DISTINTAS AMPLITUDES SIN APLICAR EL FACTOR DE POBLACIÓN β A DIFERENTES TIEMPOS DE ENSAYO. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 179 |
| FIGURA 5.66: COEFICIENTES DE CORRELACIÓN PARA DISTINTOS VALORES DE α_2 . UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 180 |
| FIGURA 5.67: NÚMERO DE EVENTOS DE EA ACUMULADOS EN ESCALA LOGARÍTMICA FRENTE A LA AMPLITUD EN DIFERENTES TIEMPOS (T=15 s, 30 s Y 45 s) A LO LARGO DE LA SIMULACIÓN SÍSMICA C50 EN LA UNIÓN INTERIOR C4. LÍNEA VERTICAL IZQDA.: A_1 . LÍNEA VERTICAL DCHA.: A_2 | 181 |
| FIGURA 5.68: MEDIA Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LAS AMPLITUDES DE LOS EVENTOS DE EA. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 182 |
| FIGURA 5.69: A_1 Y A_2 DURANTE LAS DIFERENTES SIMULACIONES SÍSMICAS. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 182 |
| FIGURA 5.70: ÍNDICE <i>B-VALUE</i> OBTENIDO DURANTE TODAS LAS SIMULACIONES SÍSMICAS. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 184 |
| FIGURA 5.71: ÍNDICE <i>IB-VALUE</i> OBTENIDO DURANTE TODAS LAS SIMULACIONES SÍSMICAS. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 185 |
| FIGURA 5.72: HISTORIA DE LA ACELERACIÓN APLICADA A LA ESTRUCTURA CON INDICACIÓN DE LOS EVENTOS CRÍTICOS (CRUCES ROJAS) CUYO <i>B-VALUE</i> ES MENOR A UN DETERMINADO UMBRAL (0,05, 0,045, 0,04 Y 0,035). UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 187 |
| FIGURA 5.73: HISTORIA DE LA ACELERACIÓN APLICADA A LA ESTRUCTURA CON INDICACIÓN DE LOS EVENTOS CRÍTICOS (CRUCES ROJAS) CUYO <i>IB-VALUE</i> ES MENOR A UN DETERMINADO UMBRAL (0,05, 0,045, 0,04 Y 0,035). UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4..... | 188 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 5.74: EVENTOS CRÍTICOS ACUMULADOS A UN DETERMINADO UMBRAL (0,05, 0,045, 0,04 Y 0,035). ÍNDICES IZQDA.: <i>B-VALUE</i> ; DCHA.: <i>IB-VALUE</i> . | 190 |
| FIGURA 5.75: COMPORTAMIENTO ERRÓNEO DEL ÍNDICE <i>B-VALUE</i> VENTANEADO OBTENIDO A TRAVÉS DE LAS SEÑALES RECONSTRUIDAS DURANTE TODAS LAS SIMULACIONES SÍSMICAS. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4. | 194 |
| FIGURA 5.76: ENERGÍA WAVELET DE EA DE LA DISTRIBUCIÓN DE EVENTOS ACUMULADOS, PARA LA SIMULACIÓN C50B EN LA UNIÓN VIGA-COLUMNA EXTERIOR C3. | 194 |
| FIGURA 5.77: <i>B_{WE}-VALUE</i> CALCULADO EN EL INTERVALO [3-4] DE ENERGÍA. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4. | 196 |
| FIGURA 5.78: EVOLUCIÓN DEL <i>B_{WE}-VALUE</i> EN VENTANAS DE TIEMPO SUCEASIVAS $\beta=50$. UNIONES VIGA-COLUMNA: IZQDA.: EXTERIOR C3; DCHA.: INTERIOR C4. | 196 |
| FIGURA 5.79: <i>B_{WE}-VALUE</i> FRENTE AL DESPLAZAMIENTO DE LA MESA SÍSMICA PARA TODAS LAS SIMULACIONES EN AMBAS UNIONES. | 198 |
| FIGURA 5.80: <i>B_{WE}-VALUE</i> FRENTE AL ÍNDICE <i>ID</i> CALCULADO PARA LAS DIFERENTES SIMULACIONES SÍSMICAS EN AMBAS UNIONES. | 200 |
| FIGURA 5.81: NÚMERO ASIGNADO A LAS RÓTULAS PLÁSTICAS <i>K</i> DEL PÓRTICO 1[77, 78]. | 202 |
| FIGURA 5.82: <i>B_{WE}-VALUE</i> FRENTE A <i>DI_{PA}</i> CALCULADO PARA LAS DIFERENTES SIMULACIONES SÍSMICAS EN AMBAS UNIONES. | 202 |
| FIGURA 5.83: UNIÓN VIGA-COLUMNA DESPUÉS DE LA SIMULACIÓN C100. IZQDA.: UNIÓN EXTERIOR C3. DCHA.: UNIÓN INTERIOR C4. | 203 |
| FIGURA 5.84: UNIÓN VIGA-COLUMNA DESPUÉS DE LA SIMULACIÓN C200. IZQDA.: UNIÓN EXTERIOR C3. DCHA.: UNIÓN INTERIOR C4. | 203 |
| FIGURA 5.85: UNIÓN VIGA-COLUMNA DESPUÉS DE LA SIMULACIÓN C300. IZQDA.: UNIÓN EXTERIOR C3. DCHA.: UNIÓN INTERIOR C4. | 204 |
| FIGURA 5.86: MACRO-FISURACIÓN OBSERVADA DESPUÉS DE CADA SIMULACIÓN SÍSMICA (C100=VERDE, C200=NARANJA Y C300=AZUL). | 204 |
| FIGURA 8.1: IZQDA.: ENSAYO DE ESCURRIMIENTO. DCHA.: COMPROBACIÓN DE LA MEDIDA EN EL ENSAYO DE ESCURRIMIENTO. | 224 |
| FIGURA 8.2: ENSAYO DEL EMBUDO. | 226 |
| FIGURA 8.3: DIMENSIONES NOMINALES PARA PROBETA: IZQDA.: CÚBICA. DCHA.: PRISMÁTICA. | 228 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 8.4: HORMIGONADO DE PROBETAS. IZQDA.: CÚBICAS. DCHA.: PRISMÁTICAS..... | 228 |
| FIGURA 8.5: IZQDA.: MÁQUINA DE LA CASA COMERCIAL <i>IBERTEST</i> PARA ENSAYOS A COMPRESIÓN. DCHA.: PROBETA CÚBICA DE HORMIGÓN INSTRUMENTADA CON EA..... | 229 |
| FIGURA 8.6: EJEMPLOS DE ROTURAS EN PROBETAS CÚBICAS. IZQDA.: NO SATISFACTORIAS. DCHA.: SATISFACTORIAS. (NOTA: T = LÍNEAS DE ROTURA)..... | 230 |
| FIGURA 8.7: EJEMPLOS DE ROTURA DE PROBETAS CÚBICAS. IZQDA.: SATISFACTORIA. DCHA.: NO SATISFACTORIA. | 230 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| TABLA 2.1: COMPARACIÓN DE LAS PROPIEDADES ENTRE EL MÉTODO DE EA Y OTROS MÉTODOS DE END. | 21 |
| TABLA 4.1: CANTO H , ANCHO B , RECUBRIMIENTO D' , CANTO ÚTIL D Y LUZ ENTRE APOYOS. | 64 |
| TABLA 4.2: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN f_{ck} , COEFICIENTE DE MINORACIÓN γ_c Y RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN f_{cd} | 64 |
| TABLA 4.3: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A TRACCIÓN DEL ACERO f_{yk} , COEFICIENTE DE MINORACIÓN γ_s Y RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO f_{yd} | 64 |
| TABLA 4.4: ÁREA DE LA ARMADURA INFERIOR A_{s1} Y DE LA ARMADURA SUPERIOR A_{s2} | 65 |
| TABLA 4.5: OBTENCIÓN DEL MOMENTO RESISTENTE TEÓRICO DE LA VIGA. | 66 |
| TABLA 4.6: VALOR DE LA CARGA DE ROTURA TEÓRICA Pre | 66 |
| TABLA 4.7: DOSIFICACIÓN PARA LAS VIGAS SIN MUESCA. | 68 |
| TABLA 4.8: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A COMPRESIÓN DE LAS PROBETAS DE HORMIGÓN. | 69 |
| TABLA 4.9: VALORES OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCURRIMIENTO. | 69 |
| TABLA 4.10: POSICIÓN DE SENSORES EN LA VIGA POR CICLOS EN EL ENSAYO DE LA VIGA. | 72 |
| TABLA 4.11: DESCRIPCIÓN DE LOS CICLOS DE CARGA APLICADOS A LA VIGA SIN MUESCA. | 74 |
| TABLA 4.12: CANTO H , ANCHO B , RECUBRIMIENTO D' , CANTO ÚTIL D Y LUZ ENTRE APOYOS. | 77 |
| TABLA 4.13: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN f_{ck} , COEFICIENTE DE MINORACIÓN γ_c Y RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN f_{cd} | 77 |
| TABLA 4.14: RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A TRACCIÓN DEL ACERO f_{yk} , COEFICIENTE DE MINORACIÓN γ_s Y RESISTENCIA DE CÁLCULO DEL ACERO f_{yd} | 77 |
| TABLA 4.15: ÁREAS DE LA ARMADURA INFERIOR A_{s1} Y DE LA ARMADURA SUPERIOR A_{s2} | 78 |
| TABLA 4.16: DOSIFICACIÓN PARA LAS VIGAS ENSAYADAS. | 78 |
| TABLA 4.17: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A COMPRESIÓN Y ESCURRIMIENTO DE LAS PROBETAS DE HORMIGÓN. | 79 |

| | |
|--|-----|
| TABLA 4.18: VALORES OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCURRIMIENTO. | 79 |
| TABLA 4.19: ESQUEMA GENERAL DE CANALES DE ADQUISICIÓN Y SUS PARÁMETROS USADOS SEGÚN CADA ENSAYO EN LAS VIGAS CON MUESCA. | 81 |
| TABLA 4.20: PARÁMETROS DE ADQUISICIÓN SEGÚN ENSAYOS. | 84 |
| TABLA 4.21: DESCRIPCIÓN DE LOS CICLOS DE CARGA APLICADOS A LAS VIGAS CON MUESCA. | 85 |
| TABLA 4.22: ESQUEMA GENERAL DE ADQUISICIÓN DE DATOS UTILIZADO EN LA LOSA DE HA SOBRE PILARES DE ACERO. | 90 |
| TABLA 4.23: DATOS REGISTRADOS DEL EVENTO PRODUCIDO EN CAMPANO LUCANO (ITALIA) | 92 |
| TABLA 4.24: SERIE DE ENSAYOS APLICADOS SOBRE LOSA CON PILARES METÁLICOS. | 93 |
| TABLA 4.25: FACTORES DE ESCALA [74]. | 95 |
| TABLA 4.26: ESQUEMA GENERAL DE ADQUISICIÓN DE DATOS UTILIZADO EN EL PÓRTICO DE HORMIGÓN ARMADO. | 104 |
| TABLA 4.27: NIVELES DE RIESGO SÍSMICO (SHL) PARA CADA SIMULACIÓN. | 106 |
| TABLA 5.1: ÍNDICES Y ESCALAS DE LA FUNCIÓN WAVELET MORLET, PERIODO Y FRECUENCIA CENTRAL. | 132 |
| TABLA 5.2: ÍNDICES Y ESCALAS DE LA FUNCIÓN WAVELET MORLET, PERIODO Y FRECUENCIA DE FOURIER. | 142 |
| TABLA 5.3: PARÁMETROS DE ADQUISICIÓN USADOS EN LAS PRUEBAS DE ATENUACIÓN. | 151 |
| TABLA 5.4: PARÁMETROS DE ADQUISICIÓN USADOS EN LAS PRUEBAS DE ATENUACIÓN. | 152 |
| TABLA 5.5: VALORES DEL ÍNDICE ID Y NIVELES DE DAÑO. | 199 |
| TABLA 5.6: VALORES DEL ÍNDICE ID OBTENIDOS DURANTE LAS SIMULACIONES SÍSMICAS SOBRE EL PÓRTICO [78]. | 199 |
| TABLA 5.7: VALORES DI_{PA} Y SUS CORRESPONDIENTES NIVELES DE DAÑO. | 201 |
| TABLA 5.8: VALORES DE DI_{PA} Y θ_M/θ_U PARA LAS DIFERENTES RÓTULAS DE LAS DOS UNIONES VIGA-COLUMNA. | 201 |
| TABLA 8.1: DATOS TÉCNICOS DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE AGGOGET HAC-25. | 222 |
| TABLA 8.2: CARACTERÍSTICAS MEDIDAS EN LOS ENSAYOS REALIZADOS AL HORMIGÓN. | 222 |
| TABLA 8.3: ESPECIFICACIONES DE LOS HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES. | 223 |

| | |
|---|-----|
| TABLA 8.4: VALORES OBTENIDOS DEL ENSAYO DE ESCURRIMIENTO. | 225 |
| TABLA 8.5: RESULTADOS DEL ENSAYO DEL EMBUDO EN “V..... | 227 |
| TABLA 8.6: VALORES DE LOS ENSAYOS DE ROTURA A COMPRESIÓN OBTENIDOS EN LAS PROBETAS CÚBICAS DE LOS PILARES SUPERIORES. | 231 |

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación, estado del arte y propuestas

Los daños causados en las poblaciones por los terremotos dependen de muchas variables, algunas de las cuales están asociadas al fenómeno sísmico mismo (duración del movimiento del suelo, trayectoria, distancia hipocentral, etc.) y al entorno (suelo, topografía, etc.), y otras dependen directamente de las características físicas y dinámicas de las edificaciones existentes, tales como materiales o configuración estructural, entre otras.

En una estructura de hormigón armado (HA, en adelante) el daño no se produce solo durante un terremoto severo, sino que también temblores moderados que pueden darse muchas veces durante su vida útil pueden ocasionar daños acumulados. La degradación del hormigón provocada por el agrietamiento causado por cientos de ciclos de deformación con el tiempo da lugar a daños acumulados (fatiga) en los componentes de la estructura (vigas, pilares, zunchos) que pueden acabar comprometiendo su seguridad.

La degradación y el daño en el hormigón armado bajo cargas dinámicas está asociada con fenómenos tales como la plastificación del acero cuando este supera su límite elástico, el deslizamiento de las barras de refuerzo dentro del hormigón, o el agrietamiento y aplastamiento del mismo [1, 2]. Los efectos de estos fenómenos

pueden comprometer la seguridad global de la estructura y conducir a su colapso. Como ejemplo, la Figura 1.1 expresa el número de víctimas que se han cobrado los terremotos con una magnitud mayor a 8,0 en la escala de Richter ocurridos durante el siglo XX.

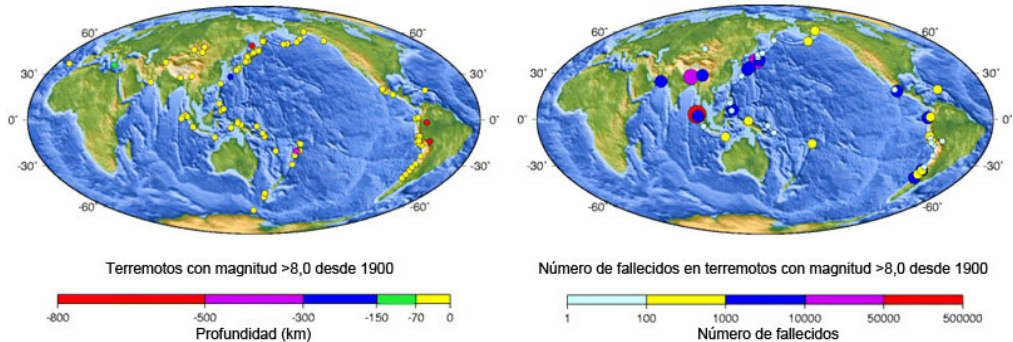


Figura 1.1: Izqda.: Terremotos ocurridos con una magnitud mayor a 8,0 en la escala de Richter expresados según su profundidad, ocurridos durante el siglo XX. Dcha.: Número de vidas humanas perdidas. Información obtenida en la web de *USGS National Earthquakes information Center*.

Las normas sismorresistentes intentan evitar estos efectos. Para ello establecen unos criterios y recomendaciones que deben tenerse en cuenta en cuenta a la hora de construir los edificios o infraestructuras, con objeto de sufrir los menores daños posibles, evitar el colapso y con ello la pérdida de vidas humanas. En la actual norma sísmica española [3] el territorio se divide en zonas de diferente peligrosidad, caracterizadas fundamentalmente por la aceleración pico esperable en el suelo para un periodo de retorno de 500 años. Los valores que figuran en el mapa de la Figura 1.2 son los correspondientes a la aceleración sísmica dada en valores de g (aceleración de la gravedad terrestre). El mapa de la península permite observar que la zona con mayor peligrosidad sísmica se localiza en las regiones españolas más próximas al límite entre las placas tectónicas euroasiática y africana (Figura 1.3).

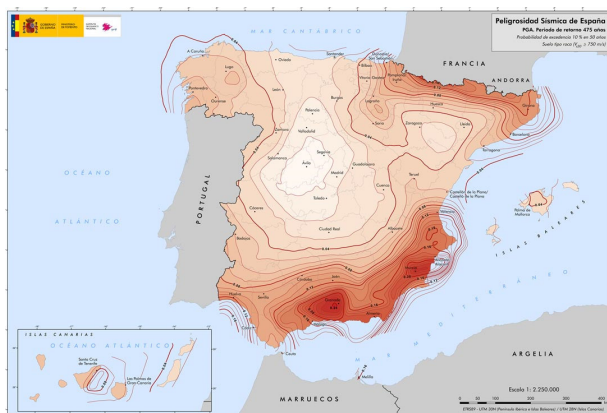


Figura 1.2: Peligrosidad sísmica de España 2015 (Centro Nacional de Información Geográfica).

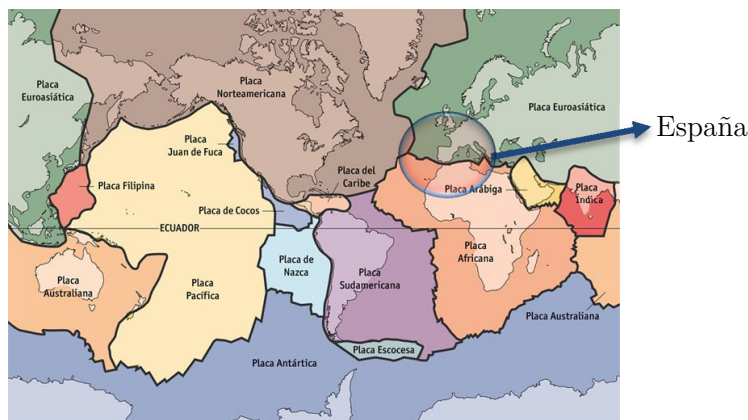


Figura 1.3: Mapa de placas tectónicas.

Para medir el daño en estructuras o elementos estructurales se emplean índices o indicadores de daño de tipo mecánico [4-6], basados en variables tales como deformaciones unitarias, curvaturas, rotaciones, desplazamientos absolutos, desplazamientos entre plantas, cargas, energía absorbida y disipada, entre otras. Sin embargo para conocer directamente el valor de estas variables tras un terremoto, sería necesario tenerla instrumentada y preparada para empezar a registrar datos en cuanto se inicia el movimiento del suelo. Esto es caro y en la práctica sólo es viable económicamente en estructuras muy singulares.

En este contexto, lo que se conoce genéricamente como *Structural Health Monitoring* [7] y los métodos de Ensayos No Destructivos [8] pueden desempeñar un papel enormemente importante. Los END actuales se basan fundamentalmente en: vibraciones [9], radiografías [10], partículas magnéticas [11], corrientes inducidas, radiología, ultrasonidos [12], inspección visual, líquidos penetrantes y emisión acústica (EA) [13-15]. En esta Tesis Doctoral se investigan técnicas basadas en EA para cuantificar el daño en estructuras de hormigón armado sometidas a cargas dinámicas de tipo sísmico. Esto último (el tipo de carga), es un aspecto pionero y especialmente novedoso de la Tesis. No existen investigaciones previas de la aplicación del método de EA para el diagnóstico de daño en estructuras de HA sometidas a cargas dinámicas de tipo sísmico.

El método de EA está basado en la detección de ondas elásticas transitorias producidas por la liberación rápida de energía que se produce durante procesos de deformación, estrés del material, corrosión, etc., dentro de un material, así como por la formación y crecimiento de grietas [16-18]. La naturaleza pasiva del método permite el desarrollo de sistemas de adquisición de datos de baja potencia que se podrían utilizar para monitorizar de forma continua la estructura en servicio. Los sensores de EA operan en el rango de los kHz y permiten la detección temprana del daño. Sin embargo, las medidas de EA están muy contaminadas por señales espurias asociadas por mecanismos de fricción, rozamientos, reflexiones u otras fuentes de origen electromagnético. Los retos principales asociados con este método de EA son básicamente:

- El desarrollo de filtros eficaces que minimicen el registro de conjuntos de datos procedentes de fuentes indeseadas o espurias, a la vez que se registran señales procedentes del material.
- La correlación entre los datos de EA registrados y el nivel de daño del sistema estructural que se diagnostica.

En este contexto, el esfuerzo de muchos investigadores se ha centrado en el desarrollo de algoritmos para la evaluación de daño, tales como: análisis de

intensidad de EA [19, 20], actividad de EA [21], análisis del índice *b-value* [22, 23] y el reconocimiento de patrones de señales de EA [24, 25]. En muchos de estos ensayos y experimentos se utiliza el filtrado por sensores guardas que, como bien es conocido en el campo de la EA, minimiza los datos procedentes de fuentes indeseadas localizadas. El actual estado del arte usado en EA referente a la prevención frente a fuentes espurias incluye el uso de:

- Filtros de frecuencia [18].
- Filtros basados en la construcción de eventos de EA y su localización cuando la onda se detecta por más de un sensor [26, 27].
- Filtros basados en los parámetros tradicionales de señales de EA como: amplitud, duración, número de cuentas y tiempo de subida (filtros de *Swanson*) [20, 28].

Sin embargo, estos filtros tienen limitaciones importantes como el reconocimiento de patrones [29] o conocer de antemano la ubicación previsible de las grietas para lograr resultados aceptables. Adicionalmente, estos filtros son aplicables sólo a materiales y geometrías específicas.

En esta Tesis Doctoral se propone un nuevo procedimiento de filtrado de señales de EA para distinguir entre las fuentes primarias procedentes de la formación y crecimiento de grietas en el hormigón, y fuentes secundarias procedentes de mecanismos de fricción u otros mecanismos de origen espurio. Estos filtros se han aplicado en diferentes elementos estructurales de HA, tales como [30-37]:

- Vigas con o sin muesca.
- Una losa.
- Uniones vigas-columna en interiores y exteriores de un pórtico.

En este contexto, se han llevado a cabo ensayos:

- Cuasi-estáticos a flexión.
- Dinámicos con la mesa sísmica de la Universidad de Granada. Más concretamente, se han propuesto dos procedimientos de filtrado adicionales al uso de sensores guardas:
 - La comparación del valor cuadrático medio (RMS) calculado en dos ventanas temporales distintas de las señales temporales, con objeto de separar entre señales continuas y transitorias.
 - La Transformada Wavelet Continua, con la que se ha conseguido aislar y analizar la banda de frecuencia característica del mecanismo de agrietamiento del hormigón, en lugar de discriminar entre señales, tal y como hacen los filtros usados hasta la fecha.

Por otro lado, es bien conocido que la energía de deformación plástica es un parámetro aceptado en la literatura para la evaluación y caracterización del daño en estructuras de HA. En este contexto y como segunda aportación importante y novedosa de esta Tesis, se ha correlacionado la energía de EA y la energía de deformación plástica disipada por el hormigón hasta el punto de plastificación del acero de refuerzo. Esta satisfactoria correlación se ha puesto de manifiesto para todos los modelos y tipos de ensayos realizados [30-32, 34, 35].

Finalmente, el bien conocido índice de Gutenberg-Richter, empleado en el ámbito de la sismología, se ha calculado y analizado para todos los ensayos realizados, habiendo encontrado diferencias claras en los valores límite de aparición de las fisuras macroscópicas entre ensayos de tipo cuasi-estático y dinámico. Además, en esta Tesis se propone un novedoso índice de daño basado en la energía de EA y la Transformada Wavelet Continua, el cual se ha validado con éxito para evaluar el daño macroscópico en elementos estructurales sometidos a cargas sísmicas. Este nuevo índice se ha comparado con otros índices de daño mecánico existentes basados en desplazamientos máximos o el índice de daño basado en la energía DI_{PA} propuesto por Park y Ang, que proporciona un vínculo

importante entre los procesos físicos de daño y las decisiones tecnológicas relacionadas con el estado de una estructura [31, 33, 34, 37].

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

El objetivo general de esta investigación es definir una metodología basada en la EA, para la evaluación cuantitativa del nivel de daño y la proximidad a la rotura, de elementos estructurales de HA sometidos a procesos de degradación por cargas dinámicas inducidas por eventos sísmicos. Ello permitiría definir el estado de la estructura después de un sismo y decidir si es necesario adoptar medidas de rehabilitación y/o reconstrucción en las edificaciones. Además, podría aportar información que ayudaría a mejorar las normas de construcción sismo-resistente, a valorar escenarios de riesgo y estimar la vulnerabilidad estructural.

1.2.2. Objetivos específicos

Para alcanzar los objetivos generales, se han planteado los siguientes objetivos específicos:

1. Uso del método de EA para el diagnóstico en tiempo real de elementos estructurales y registro de señales mediante sistemas de adquisición durante ensayos cuasi-estáticos y dinámicos.
2. Validar los índices de daño ya desarrollados con anterioridad por el grupo de investigación.
3. Análisis de las señales de EA mediante técnicas diversas, para la extracción y definición de nuevos índices de daño usando diferente *software* de programación.
4. Desarrollar técnicas eficaces de filtrado de señales.

5. Correlacionar la energía de EA con el nivel de daño cuantificado en forma de energía de deformación plástica acumulada, tanto a nivel de elemento estructural como a nivel global de una estructura.
6. Análisis de los resultados y comparación entre los diferentes índices de daño mecánicos y los basados con EA.
7. Publicación de resultados.

1.3. Marco de la investigación

Esta Tesis Doctoral se ha financiado mediante el Programa de Formación del Profesorado Universitario (FPU) del Ministerio de Educación, Cultura y Deporte de España (AP2010-2880) durante el periodo 20011-2015. Además ha formado parte del Proyecto de Excelencia P07-TEP-02610 denominado “Desarrollo e implementación de la tecnología de los disipadores de energía aplicada al control del daño en construcciones sometidas a terremotos, y su evaluación mediante técnicas avanzadas de tratamiento de señales” (DIDETS) [38], cuyo investigador principal es el Dr. Amadeo Benavent-Climent, y en el que participa también el Dr. Antolino Gallego Molina. Este proyecto de investigación ha tenido continuidad con otro actualmente en curso denominado “Disipadores de energía histeréticos avanzados con propiedades de recentrado y memoria de forma: desarrollo, monitorización del daño y estrategias de implementación en el mercado (DIMFO)” con el código PA12-TEP-2429.

1.4. Estructura de la Tesis Doctoral

- En el Capítulo 1 se exponen la motivación, los objetivos generales y específicos que se pretenden alcanzar, el marco de investigación y la terminología del método de EA.
- El Capítulo 2 está dedicado a generalidades del método de EA como método de diagnóstico en tiempo real, SHM, desde su introducción histórica hasta su

aplicación en diferentes elementos (hormigón armado, detección de la corrosión, inspección en cables y puentes). Además, se explican los efectos Kaiser y Felicity.

- En el Capítulo 3 se presenta la metodología usada en esta Tesis durante el análisis de señales de EA, que comprende: el estudio de fuentes de EA, la energía de las señales de EA, la Transformada Wavelet Continua y el índice de Gutenberg-Richter.
- El Capítulo 4 expone los ensayos cuasi-estáticos realizados en vigas de HA con y sin muesca, y los ensayos dinámicos con mesa sísmica de una losa de HA sobre pilares de acero y de un pórtico de HA. Más concretamente, se explican los diferentes modelos ensayados, sus características y detalles, los equipos de medida usados y la configuración, así como los parámetros de adquisición de las señales y la historia de carga.
- En el Capítulo 5 se presentan los resultados obtenidos en todos los ensayos y para todos los modelos. Este capítulo se divide en dos partes principales:
 - Comparación entre la energía de deformación plástica y la de EA.
 - Índice de Gutenberg-Richter. En esta segunda parte, se analiza este índice variando diferentes parámetros que afectan a la atenuación de señales y se propone un nuevo índice de daño energético basado en la Transformada Wavelet Continua.
- En el Capítulo 6 se resumen las principales conclusiones obtenidas durante el desarrollo del trabajo de investigación que ha tenido lugar con esta Tesis Doctoral.
- Finalmente, se presenta un Anexo donde se describen las características del hormigón y los diferentes resultados de los ensayos que se han llevado a cabo en la construcción del pórtico.

1.5. Terminología de EA. Norma UNE-EN 1330-9:2010

La norma europea EN 1330 se elaboró por el Comité Técnico CEN/TC 138 *Ensayos no destructivos* (END) en el año 1998 a través del WG7 (Grupo de Trabajo en EA), y recibió el rango de norma nacional por el comité técnico AEN/CTN 130 *Ensayos no destructivos* cuya Secretaría desempeña la Asociación Española de Ensayos no Destructivos (AEND), siendo editada por la Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR).

La norma engloba todos los métodos de END y consta de 11 partes. Su novena parte (EN 1330-9) es la relativa al método de EA, cuyo título es *Ensayos no destructivos. Terminología. Parte 9: Términos utilizados en ensayos de emisión acústica*. La primera versión de esta norma se publicó en el año 2000 y fue anulada por la versión de 2009. En ella, la EA se define como un fenómeno que produce ondas elásticas transitorias, por ejemplo por deformación plástica, propagación de fisuras, erosión, corrosión, impacto, fuga. El resto de términos se dividen en 4 bloques, que hacen referencia al fenómeno físico de la EA, a la detección de la EA, a las señales de EA medidas y a las aplicaciones del método, respectivamente. Más concretamente estos bloques son:

- Bloque 1: Términos relativos al fenómeno físico.
- Bloque 2: Términos relativos a la detección de la EA.
- Bloque 3: Términos relativos a la(s) señal(es) de EA medida(s).
- Bloque 4: Términos relativos a las aplicaciones de la EA.

En 2015 esta norma se ha modificado por el WG7 del CEN/TC 138, esperando publicarse en 2016.

2.

EL MÉTODO DE EMISIÓN ACÚSTICA

2.1. Monitorización estructural

Las estructuras civiles, de un tipo u otro, se encuentran muy presentes en nuestra sociedad, independientemente de la cultura, religión, localización geográfica y desarrollo económico. Estas afectan directamente a la sociedad, ecología, economía, cultura y estética de la ciudad y el paisaje. La meta que se debe perseguir en toda estructura no sólo es el buen diseño y la calidad de la ejecución, sino también, su seguridad ante situaciones de carga intensas como las de origen sísmico.

No obstante, una estructura puede ser reparada o modificada, dependiendo de las necesidades existentes durante su vida útil. Si la estructura se encuentra diagnosticada de forma continua en tiempo real, los datos obtenidos podrán informarnos de su estado, permitiendo así una planificada actuación, más temprana, y por tanto, más eficaz.

La Figura 2.1 muestra una estación de diagnóstico en tiempo real mediante el método de EA con la que se puede evaluar la salud de una estructura de forma remota. Gracias a estos sistemas de evaluación, el funcionamiento incorrecto o anómalo de la estructura, puede ser detectado en tiempo real y, por tanto, su

inspección, diagnóstico y reparación tienen lugar de una forma más temprana, incluso cuando la inspección visual no detectaría ningún tipo de patología.



Figura 2.1: Ejemplos de sistemas de evaluación en tiempo real mediante el método de EA de la empresa MISTRAS.

Profundizando algo más al respecto, el proceso de evaluación de la salud estructural en tiempo real juega un papel fundamental de diversas formas [39]:

Misión estructural:

Los datos obtenidos mediante un sistema de evaluación en tiempo real, pueden emplearse para optimizar labores de mantenimiento, reparación o rehabilitación.

Si las estructuras presentan deficiencias que no pueden ser identificadas mediante inspección visual, el diagnóstico en tiempo real aumenta la seguridad estructural, además de que el coste de reparación y tiempo son menores.

También cabe la posibilidad de que algunas estructuras estén en mejores condiciones de las supuestas inicialmente. En estos casos, el diagnóstico en tiempo real permite aumentar los márgenes de seguridad sin tener que realizar ninguna

intervención. Por tanto, una pequeña inversión en el inicio del proyecto, conduce a un ahorro importante a largo plazo.

Aumento y mejora de conocimientos:

Como se ha comentado anteriormente, el diagnóstico en tiempo real ayuda a mejorar y ampliar el conocimiento sobre una estructura, y supone una importante herramienta para la calibración de modelos numéricos empleados para predecir el comportamiento de la misma.

Además, analizar el comportamiento de una estructura en condiciones reales o en laboratorio, puede ayudar a mejorarla en un futuro. Esto puede conducir a una construcción más barata, más segura y más duradera. No obstante, se debe apuntar que la diversidad estructural debida a factores como la región geográfica, influencias ambientales, propiedades del suelo, o cargas, hace imposible el un conocimiento absoluto y generalizado de todo tipo de estructuras.

Los sistemas de diagnóstico en tiempo real pueden ser empleados durante periodos cortos, largos o intermitentes. Para algunas aplicaciones, el diagnóstico en tiempo real de forma intermitente puede proporcionar resultados importantes y satisfactorios, pero la información entre dos diagnósticos es desconocida.

En cada aplicación concreta se requerirá un tipo diferente de interrogación. Ello dependerá del parámetro que se desee evaluar y la importancia del mismo. Los parámetros que son susceptibles de ser diagnosticados pueden ser de varios tipos, aunque los más usuales son:

- Parámetros físicos: Posición, deformaciones, inclinaciones, fuerzas, aceleraciones, tensiones, presiones y vibraciones.
- Parámetros químicos: PH, humedades, concentraciones de cloro.
- Temperatura.

- Parámetros ambientales: Temperatura del aire, velocidad del viento, precipitaciones.

Incremento de la seguridad:

El mal funcionamiento de una estructura puede conllevar consecuencias serias. La más grave de todas, es aquella en la que el accidente implica la pérdida de vidas humanas, aunque existen otras no menos importantes, como quedar fuera de servicio temporalmente. Por ello se emplean diferentes técnicas para el diagnóstico en tiempo real.

A continuación se indican brevemente las metodologías más usadas, así como un resumen de su aplicación, ventajas e inconvenientes.

Técnicas basadas en rayos X

Los rayos X son a una radiación electromagnética, invisible, capaz de atravesar cuerpos opacos y de alterar las películas fotográficas. Los rayos X convencionales ofrecen la imagen desde una cara del objeto de estudio, y así, regiones internas al objeto, quedan oscurecidas por irregularidades o densidades que ofrecen una sombra a la radiación. Se usan principalmente para:

- Detectar con exactitud el armado existente, distribución y diámetros.
- Estudio de la homogeneidad del hormigón.
- Inspección de los cables de pretensado.
- Evaluación de la fisuración del hormigón.

Técnicas basadas en radar

Usan ondas electromagnéticas de radio. Su funcionamiento consiste en emitir un impulso de radio, que se refleja en el objeto de ensayo y se recibe en la misma posición del emisor. A partir de este eco se puede extraer gran cantidad de información. Se usan principalmente para:

- Localización de armaduras y fisuración.
- Exploración de anclajes.
- Detección de objetos en el suelo, instalaciones y cimentaciones.

Técnicas basadas en fotogrametría

La fotogrametría consiste en determinar el tamaño y la forma de los objetos a partir de un análisis de las imágenes registradas con películas o mediante medios electrónicos. En principio, la fotogrametría puede usarse en cualquier situación en la cual el objeto a medir pueda ser fotografiado. En los últimos años, la fotogrametría se ha aplicado ampliamente en ingeniería civil, tanto para el control de ensayos, como para tareas de diagnóstico.

Técnicas basadas en termografía

Estas técnicas están basadas en el principio físico por el que todos los objetos por encima de la temperatura del cero absoluto, emiten radiación infrarroja. Esta técnica tiene la capacidad de convertir una radiación invisible en una visible.

Se puede hacer un análisis pormenorizado de dos formas diferentes: la transmisión de calor y la reflexión. En el análisis de la transmisión, la cámara de infrarrojos se coloca en la cara opuesta de la probeta. Sin embargo, en muchos estudios fuera de laboratorio, la cara opuesta está fuera de alcance, por lo que se debe estudiar mediante la reflexión.

Técnicas basadas en láser

Como principal y novedosa aplicación de esta técnica, se encuentra el sistema, que recibe el nombre TLS (*Terrestrial Laser Scanner*), el cual resulta útil para trabajos de mantenimiento de monumentos y de estructuras antiguas (fachadas, murallas). Para ello el escáner lanza un láser que rebota en el objeto a evaluar y regresa a un sensor interno de tal modo que mide las distancias de cada punto de la superficie del objeto. El haz láser hace un barrido por dicha superficie, de modo

que se obtiene una red continua de puntos para el diagnóstico. Mediante la ayuda de algoritmos programados, se representan los perfiles del objeto en tres dimensiones. De esta manera se pueden detectar dos tipos de patologías: el desplome y la falta de verticalidad de las distintas caras y el desplazamiento que experimentan.

Técnicas basadas en métodos de flujos magnéticos

Esta técnica se emplea para detectar daños o anomalías en las barras de acero corrugado que conforman la armadura de una estructura de hormigón armado. El método emplea un fuerte campo magnético que pasa a través de la estructura de hormigón para magnetizar el acero embebido. Se emplean unos sensores para medir el campo producido por el metal en la estructura, y si existe una imperfección en el acero magnetizado, se produce un cambio de dicho campo magnético. Estas discontinuidades producen anomalías singulares que, dependiendo del tamaño y la distancia al sensor, pueden ser detectadas.

Técnicas basadas en extensometría clásica

Se trata de uno de los sistemas que más ampliamente se ha empleado. Consiste en utilizar los datos proporcionados por bandas extensiométricas pegadas a los materiales que miden sus deformaciones unitarias. Su aplicación ofrece buenos resultados para el control de deformaciones en estructuras de acero y de hormigón. El principio de funcionamiento radica en la variación de resistencia eléctrica que experimenta un conductor cuando sobre él se modifica su sección y/o longitud.

Técnicas basadas en sistemas ópticos

El funcionamiento de los sistemas ópticos radica en medir las variaciones de longitud de onda que experimenta la luz cuando se refleja en un filtro (*gratting*) que se instala en la superficie de la estructura a diagnosticar. Se usan fundamentalmente unos sensores llamados FBG (*Fiber Bragg Gratting*). Existen otros sistemas ópticos de medidas como el sistema SOFO (*Surveillance*

d'Ouvrages par Fibres Optiques, en francés), los sensores IFPI (Interferómetro intrínseco Fabry-Perot) o los EFPI (Interferómetro extrínseco Fabry-Perot).

Técnicas basadas en el método de Emisión Acústica

La presente Tesis está centrada en el método de EA aplicado al diagnóstico de daño en tiempo real de elementos y estructuras de hormigón armado. Sus principales aspectos se analizan con mayor detenimiento en este capítulo.

2.2. Método de EA: Definición

Como inicio obligado uno se puede preguntar ¿Qué es la Emisión Acústica?. El término Emisión Acústica, *Acoustic Emission* en inglés, se utiliza para describir tres situaciones: un proceso físico, un tipo de señal [40] y un método de ensayo no destructivo [17, 41].

Desde el punto de vista del proceso físico, la EA consiste en la liberación espontánea de energía de los materiales cuando se someten a cambios en el campo de tensiones. Formalmente definida según las normas EN 13554:2011, EN 1330-9 y ASTM E1316:2010, la EA engloba una clase de fenómenos en los que ondas elásticas transitorias son generadas por la rápida liberación de energía dentro del material cuando se daña. Igualmente se usa el término EA para darle nombre a las ondas propiamente dichas. Por tanto, la definición engloba al proceso físico de generación de la onda, y a la onda en sí misma. La Figura 2.2 ilustra la generación de una onda de EA por una fuente (fuente de EA) producida al someter al material a un esfuerzo. Las ondas elásticas se propagan dentro del material y, eventualmente, alcanzan la superficie del mismo, produciendo pequeños desplazamientos temporales de su superficie. Las ondas longitudinales y transversales son los únicos tipos de ondas elásticas que se pueden encontrar en un medio infinito, sin contornos. Sin embargo, en materiales reales con contorno, las superficies juegan un papel muy importante, permitiendo la existencia de otras ondas, como las ondas de Rayleigh y las ondas de Lamb.

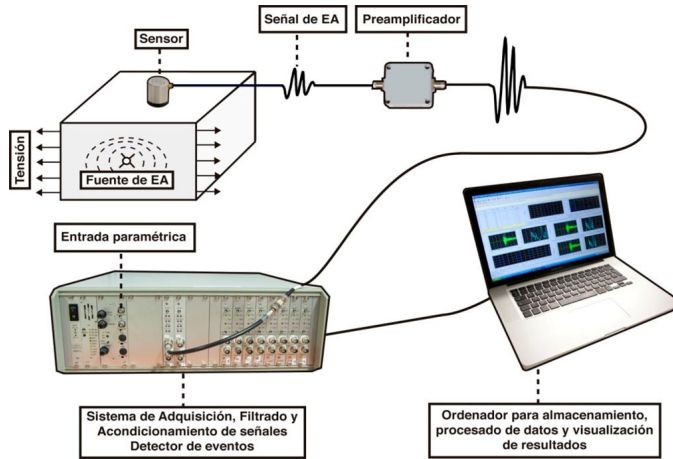


Figura 2.2: Fuente de EA generando una onda de EA por un esfuerzo sobre el material. Cadena del proceso de EA: sensor, señal de EA, preamplificador, sistema de adquisición y ordenador.

Como ejemplo más sencillo de EA se puede mencionar la generación de ondas elásticas producidas durante la aparición o el crecimiento de una grieta interna como consecuencia de una tensión aplicada al material (véase esquema en la Figura 2.3).

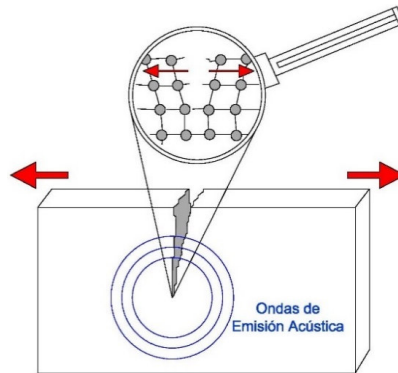


Figura 2.3: Esquema de la generación de ondas elásticas durante la aparición y crecimiento de una fisura.

En ciertas ocasiones la EA generada es audible por el ser humano (en la rotura de un trozo de papel, por ejemplo). Sin embargo, en muchas otras esto no es posible, ya que, o bien la intensidad de las ondas elásticas generadas es muy débil, por debajo del umbral de audición, o bien, porque su frecuencia está fuera del

rango audible de frecuencias, o por ambos factores a la vez. Esto es lo que ocurre en la mayoría de las aplicaciones de la EA como método de ensayo no destructivo, en las cuales la emisión ocurre con amplitudes muy pequeñas y frecuencias superiores a 20 kHz, es decir, en el rango de los ultrasonidos. En estos casos, para poder detectar las ondas elásticas, registrarlas, procesarlas y mostrarlas en formatos adecuados para su análisis y visualización, es necesario disponer de un dispositivo denominado sistema de EA, que no es más que una sucesión de diversos pasos denominados en su conjunto como cadena del proceso de EA (véase la Figura 2.2).

La EA se genera por cualquier mecanismo que convierta alguna forma de energía en energía de deformación elástica, la cual se propagará en forma de onda elástica. Esta energía puede ser de origen mecánico, electromagnético, químico, térmico, u otros, siendo en la fuente de EA donde se realiza dicha conversión de energía. Esta liberación de energía ocurre de manera estocástica y en un proceso que se denomina genéricamente como evento de EA (Figura 2.4).

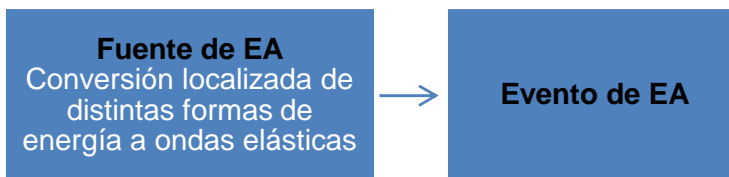


Figura 2.4: Fuente y evento de EA.

El fenómeno físico de la EA es la base de un método de END denominado Método de Emisión Acústica o en inglés *Acoustic Emission Testing* (AT) [17], reconocido por su capacidad para el diagnóstico en tiempo real de la integridad estructural, para detectar la aparición de defectos y fallos incipientes en equipamiento mecánico, así como para la caracterización de materiales. Las aplicaciones de la EA al campo de las estructuras de ingeniería se han documentado desde los años 60. Este método, a diferencia del método de ultrasonidos (UT) o radiografía (RT), es pasivo, en el sentido de que no hay que excitar al elemento de ensayo con ninguna onda, sino solamente recibir las ondas

de EA que éste emite cuando se somete a esfuerzos. En este sentido, el método de EA difiere de otros métodos en dos aspectos fundamentales:

- La onda de EA se origina en el material examinado.
- Detecta movimientos en tiempo real (procesos dinámicos), y no discontinuidades geométricas sin movimiento o avance, previamente existentes en el material. La evolución de grietas y la deformación plástica de materiales son fuentes tradicionales y muy importantes de ondas de EA.

Se trata de una tecnología con un tremendo potencial de uso en un amplio rango de aplicaciones en el ámbito de los END, entre las que podemos citar:

- Diagnóstico de vasijas a presión y tanques de almacenamiento.
- Reactores nucleares.
- Componentes sometidos a fuerte tensión mecánica o estructuras completas de materiales compuestos o plásticos reforzados con fibras, como es el caso de la industria aeronáutica y más recientemente la ingeniería civil.
- Diagnóstico de estructuras de construcción e ingeniería civil, especialmente en materiales con base hormigón y acero en puentes.
- Investigación de las propiedades de materiales. Mecanismos de fallo y comportamiento frente al daño.
- Control e inspección de calidad de diferentes procesos, como por ejemplo soldadura, secado de madera, inspección de componentes cerámicos, inspección de recubrimientos, etc.
- Detección de fugas y localización de las mismas en tiempo real, desde pequeñas válvulas hasta fondos de grandes tanques o tuberías enterradas.
- Investigación geológica y macrosísmica.

- Detección y localización de descargas de alto voltaje en grandes transformadores.
- Desgaste de herramientas de corte.
- Detección de xilófagos (termitas) en maderas.
- Diagnóstico de obras de arte y patrimonio cultural.
- Biomedicina. Diagnóstico de huesos humanos.

Como método de END su utilización industrial más difundida es la detección y ubicación de grietas en estructuras sometidas a carga, así como la detección de corrosión y fugas en estructuras que contienen líquidos. La Figura 2.5 ilustra varias fotografías en algunas de estas aplicaciones.

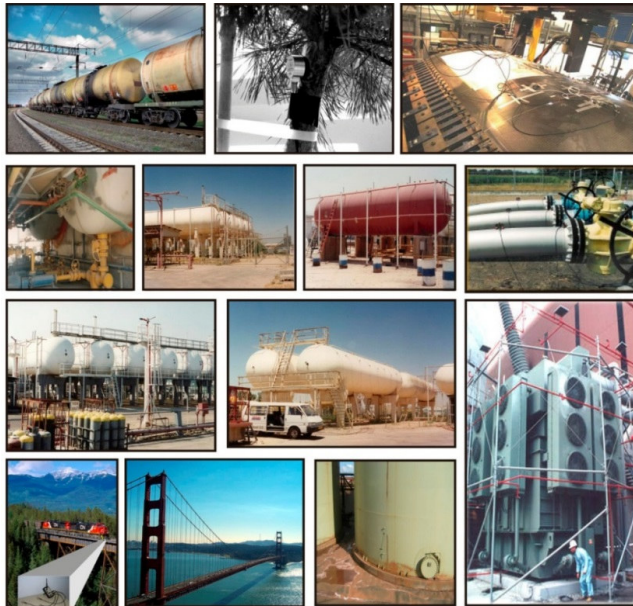


Figura 2.5: Diversas aplicaciones del método de EA.

La Tabla 2.1 muestra de forma comparativa algunas características de la EA frente a otros métodos END.

Tabla 2.1: Comparación de las propiedades entre el método de EA y otros métodos de END.

- | | |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Detecta crecimiento de fallos • Requiere tensión • Menos intrusiva. El equipamiento puede instalarse de manera remota al fallo • Monitorización global • La anisotropía del material es buena para la detectabilidad de fallos. Menos sensible a la geometría • Cada carga es única. Las inspecciones no aportan repetitividad • Limitaciones importantes: atenuación, ruido, dependencia de la historia de carga | <ul style="list-style-type: none"> • Detectan la presencia de fallos • No requieren tensión • Más intrusivos. El equipamiento debe estar próximo al fallo • Diagnóstico local • La anisotropía del material es buena para la detectabilidad de fallos. Más sensibles a la geometría • Las inspecciones son repetibles • Limitaciones importantes: acceso, geometría local, dependencia de la proximidad del fallo a la superficie |
|---|--|

2.3. Aplicación del método de EA

Como se ha comentado anteriormente, el método de EA puede aplicarse para identificar y evaluar diferentes tipos de defectos en materiales diversos, tanto en ensayos de laboratorio, como en inspecciones de estructuras *in situ* [42].

A continuación se presentan diferentes usos y campos de aplicación del método de EA.

2.3.1. Ensayos sobre elementos de hormigón armado

El método de EA ha sido ampliamente utilizado en diferentes ensayos en laboratorio y sobre distintos elementos estructurales de HA, los cuales se señalan a continuación:

2.3.1.1. Ensayos a compresión

En muchas situaciones, antes de comenzar por análisis de mayor envergadura y aprovechando que las condiciones de contorno pueden controlarse mejor en laboratorio, muchas investigaciones han comenzado con la identificación de señales de EA generadas sobre probetas de hormigón sometidas a esfuerzos. Como ejemplo, los autores de [43] adquirieron señales de EA sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura (Figura 2.6). Se usaron dos tipos de sensores, uno de banda ancha y otro resonante en 150 kHz. En estas pruebas los autores consiguieron capturar señales para analizar y caracterizar la fisuración interna y predecir la rotura, teniendo en cuenta la mecánica de fractura del hormigón. El registro se realizó en tiempo real y se analizaron la carga, las deformaciones y el valor RMS (valor cuadrático medio) de las señales acústicas, así como la generación y propagación de defectos por inspección visual.

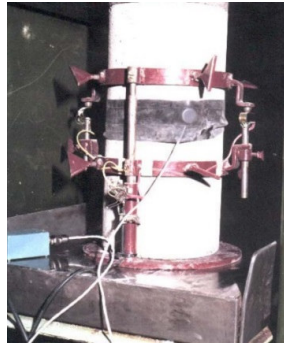


Figura 2.6: Ensayo de EA sobre una probeta de hormigón sometida a compresión [43].

2.3.1.2. Ensayos a flexotracción de vigas de HA

Numerosos grupos de investigación han ensayado elementos estructurales a pequeña escala. En este contexto, se han realizado pruebas en laboratorio con modelos de HA y pretensado a escala. Un ejemplo es el ensayo a flexotracción a tres puntos de una viga. Los autores de [44] ensayaron vigas de dimensiones $183 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ con barras de refuerzo de $\text{Ø}12 \text{ mm}$. Las señales de EA registradas mostraron que existía fisuración en el HA tan pronto como se aplicó la carga.

En [45], los autores realizaron un ensayo a flexión sobre una viga de HA de dimensiones $100 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ con 9 barras de refuerzo de $\text{Ø}8 \text{ mm}$ y estribos $\text{Ø}4\text{c}/100 \text{ mm}$ en el Laboratorio de Hormigón de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, de la Universidad de Granada. En este trabajo se pudieron identificar los diferentes modos de propagación y sus velocidades en el hormigón, así como crear un algoritmo de localización tridimensional de fuentes de EA.

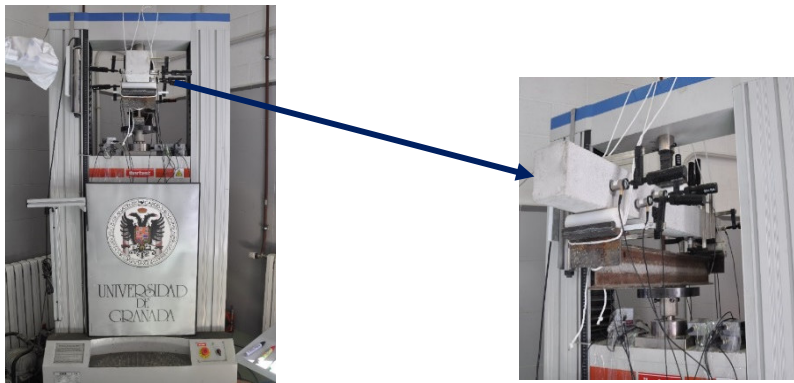


Figura 2.7: Fotografía general de un ensayo a flexión a tres puntos [45] de una viga de HA.

2.3.1.3. Ensayos a compresión de pilares de HA

En [46], los autores ensayaron pilares de grandes dimensiones (no escalados) con 250 cm de longitud y una sección cuadrada de 30 cm de lado.

2.3.2. Detección de corrosión

El método de EA se ha usado también para detectar la corrosión de barras de acero en HA. Las señales de EA aparecen cuando la capa pasiva de barra está destruida, es decir, cuando empieza el proceso de corrosión. El grado de corrosión es proporcional a la magnitud de las señales de EA registradas y la energía de las señales varía con respecto a la intensidad del proceso de corrosión. Como ejemplo, en [47], los autores registraron señales de EA sobre ensayos cíclicos de humedad-secado de barras de refuerzo de HA cuando éstas sufrían corrosión en presencia de cloruros a distintas edades.

En la Figura 2.8 se puede observar mediante fotografías de microscopía electrónica de barrido, que a 28 días (imagen de la izquierda), en la superficie de una de las barras solo apareció una fina película de oxidación. En cambio, a 70 días la corrosión fue penetrando a capas interiores (imagen de la derecha) detectándose mayor número de señales de EA que a 28 días.

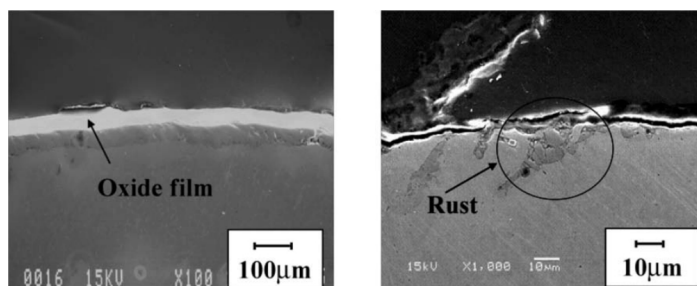


Figura 2.8: Corrosión en una barra de refuerzo de acero en hormigón. Izqda.: imagen de la película de óxido a 28 días. Dcha.: imagen de la corrosión a 70 días [47].

2.3.3. Inspección de cables

El método de EA comenzó a aplicarse a finales de la década de los 60 para la inspección de cables. La construcción de los cables, el diámetro, la longitud y el número cables que componen a uno mayor, son factores que influyen en el proceso de rotura. La EA puede ser una herramienta muy útil en la búsqueda de fallos en ensayos de laboratorio, pero su aplicación a cables ya en servicio es mucho más compleja.

Una de las primeras personas en aplicarlo fue P. Laura en 1969, quien detectó que las rupturas de cables producían señales con una amplitud entre 15-20 dB_{AE} por encima del ruido de fondo. A partir de aquí, se fue extendiendo su uso y otro investigador en 1972, D. Harris, la aplicó a cables de puentes. En 1974 H. Dunegan y D. Harris realizaron los primeros ensayos a fatiga de cables, pudiendo concluir que con el uso del método de EA puede ser detectada la rotura de cables que tiene lugar cuando están sometidos a carga. Incluso aquellos que presentan defectos iniciales pudieron ser detectados fácilmente. La Figura 2.9 muestra un ejemplo de una inspección de cables de acero realizada por la empresa WINS-NDT.



Figura 2.9: Ejemplo de inspección de cables con sensores de EA realizada por la empresa WINS-NDT.

2.3.4. Inspección de puentes

El método de EA es ampliamente usado en procesos de inspección y diagnóstico de puentes. Comenzó a aplicarse en la década de los 70 en USA sobre puentes metálicos. Hoy día es usado también para puentes de HA. Desde una perspectiva de adquisición de datos, el principal problema se presenta en que las mediciones se realizan en entornos normalmente muy ruidosos (presencia de tráfico y viento). Esta situación conlleva un complejo post-procesado de datos con el fin de filtrar estas señales espurias.

Como ejemplo, se muestran en la Figura 2.10 unas imágenes de un estudio que se llevó a cabo con EA sobre el puente en memoria de John F. Kennedy [48]. Este trabajo se centró en unos huecos que habían aparecido en la estructura metálica del puente (véase el aumento en la parte inferior derecha de la Figura 2.10). El trabajo concluyó que estos huecos no parecían ser indicadores de daño sino una inclusión de escoria en el acero. Estos resultados fueron luego contrastados con el uso de radiografías en la zona afectada.



Figura 2.10: Superior: Puente en memoria de John F. Kennedy (río Ohio entre los estados de Indiana y Kentucky). Inferior: colocación de sensores de EA sobre la estructura metálica [48].

2.4. Introducción histórica

Comencemos por analizar el origen etimológico de *emisión acústica*. En primer lugar el término *emisión* procede del latín (*emissio*) y quiere decir acción de echar algo hacia fuera, mientras que la palabra *acústica* deriva del griego *akoúein* que significa oír, y de *tiko*, un sufijo que quiere decir *relativo a*. Por consiguiente, *emisión acústica* se refiere a decir algo así como *oír lo que se echa hacia fuera*.

No puede establecerse claramente el inicio del interés del hombre por la EA que producen ciertos materiales al ser deformados, pero se sabe que a lo largo de la historia ha llamado su atención e interés. Como ejemplo, diferentes gremios se han basado en los sonidos que emitían los materiales al ser trabajados. Ya en el año 6.500 a.C., los alfareros eran conocidos por escuchar la cerámica, igual que los herreros al trabajar el estaño (que emite un sonido en su deformación plástica conocido como “grito del estaño”). Estos sonidos les ayudaban a saber si existía algún defecto estructural.

Los metales son el tipo de material que más ha estado en el punto de mira de la EA, como queda plasmado en gran cantidad de documentos. El más antiguo conocido es *Summa Perfectionis Magisterio*, escrito por el alquimista árabe Abu Musa Yabir al-Sufir Hayyan (721-815), conocido en Europa con el nombre de Geber. En dicho escrito se cita brevemente el sonido que produce el estaño al ser trabajado, y el sonido del hierro durante el forjado. A nivel europeo, podemos considerar los libros *De la Pirotecnia* (1540) y *El arte de los metales* (1640), de Vannoccio Biringuccio y Álvaro Alonso Barba respectivamente, en los que se hace referencia al sonido que producen los metales bajo ciertas condiciones. La Figura 2.11 muestra las portadas de los primeros libros de EA conocidos hasta la fecha.



Figura 2.11: Portadas de los primeros libros que mencionan la EA; “*Summa Perfectionis*”, “*De la Pirotecnia*” y “*El arte de los metales*” (de Izqda. a Dcha. respectivamente).

La primera etapa científica de la EA es relativamente reciente. Puede atribuirse a los trabajos realizados por el japonés Kishinoue en el año 1933 y el alemán F. Forster en 1936. No obstante, los orígenes como disciplina científica pueden enmarcarse a mediados del siglo pasado, cuando Joseph Kaiser realizó los primeros experimentos mediante instrumentación electrónica. En 1950, Kaiser culminó una serie de experimentos con su tesis doctoral titulada *Resultados y conclusiones de las mediciones de sonido en los materiales metálicos por tracción* [49]. El resultado de su investigación fue la observación del fenómeno de irreversibilidad que lleva su nombre, *Efecto Kaiser*, que se detalla en el Apartado 2.5. Sus trabajos para registrar el sonido en la deformación de los metales atrajeron

el interés de otros científicos de Estados Unidos. La investigación se considera el inicio del método contemporáneo de EA. Poco después Brandford Schofield, en 1954, promovió el primer programa de aplicación de la EA en Ingeniería, en el que se investigó sobre la aplicabilidad de este método en el campo de los materiales y las fuentes de EA. Dicho estudio determinó que la EA es principalmente un efecto de volumen y no de superficie. A partir de la década de los 60, las publicaciones se multiplicaron, llegando a 2.000 al año, aproximadamente. De forma evidente se había marcado un nuevo camino para la investigación a partir del uso de esta nueva metodología, que atrajo el interés de muchos investigadores por sus aplicaciones industriales, y por la posibilidad de conocer el comportamiento de los materiales de un modo diferente.

El primer ensayo con EA realizado en USA fue llevado a cabo por la industria aeroespacial para verificar la integridad del motor del cohete Polaris en 1961. En 1965, la *National Reactor Testing Station* buscó entre los distintos métodos de END un sistema para detectar la pérdida de líquido refrigerante en un reactor nuclear. El método de EA se aplicó con éxito. La primera empresa especializada en la producción de instrumentos de EA fue fundada en 1969 por H. Dunegan.

Hoy en día el método de EA se usa en muchas de las industrias en todo el mundo para distintos tipos de materiales y estructuras.

2.5. Efectos Kaiser y Felicity

2.5.1. Efecto Kaiser

Jossef Kaiser es reconocido como el fundador de la EA actual por sus trabajos pioneros en los años 50 del siglo XX en Alemania. Básicamente realizó dos descubrimientos. El primero fue la casi universalidad de la EA, en el sentido de que la observó en todos los materiales que estudió. El segundo es el efecto que lleva su nombre.

Literalmente, J. Kaiser escribió lo siguiente: *Los ensayos sobre varios materiales (metales, maderas o materiales minerales) muestran que la baja*

emisión comienza incluso a bajos niveles de tensión. Ésta es detectable durante todo el proceso de carga, pero sólo si el material no ha experimentado una carga previa (Figura 2.12).

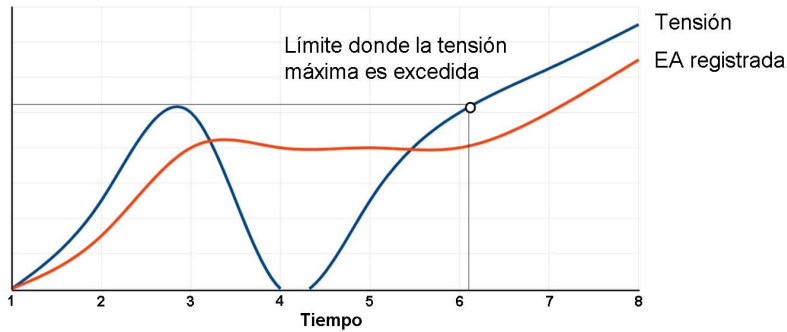


Figura 2.12: Efecto Kaiser.

Desde entonces este efecto ha sido objeto de atención en el ámbito de la EA, hasta el punto de que quizás haya sido la investigación en EA que más eco haya tenido en la historia ya que permite la posibilidad de evaluar la máxima carga a la que estuvo sometido un material o una estructura en un estado previo.

La Figura 2.13 muestra, a modo de ejemplo sencillo, la tasa de eventos de EA registrada durante un ensayo de presurización de una vasija de aluminio [49]. El ensayo consistió en dos ciclos. Como puede verse que la tasa de eventos de EA crece paulatinamente a medida que aumenta la presión, hasta llegar a su punto máximo en el primer ciclo. A partir de ahí, al bajar la presión, baja la tasa de eventos de EA. En el segundo ciclo, sin embargo, puede verse que aunque aumente la presión, la tasa de eventos EA no aumenta. Esto ocurre hasta que la presión en el segundo ciclo alcanza la presión máxima alcanzada en el primer ciclo. A partir de ahí, el aumento de presión provoca un aumento en la tasa de eventos de EA. Este comportamiento es el efecto Kaiser, es decir, la ausencia de EA detectable hasta que no se exceden los niveles de presión previamente aplicados.

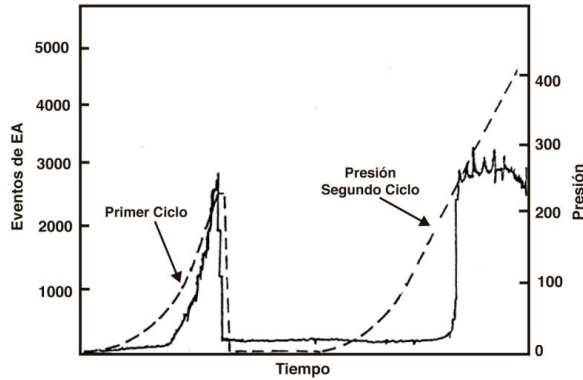


Figura 2.13: Tasa de eventos de EA (en línea continua) y diagrama de presión (en línea discontinua) en un ensayo de presurización de una vasija de aluminio. Se produce el efecto Kaiser.

2.5.2. Efecto Felicity

La segunda mayor aplicación del efecto Kaiser proviene de casos donde éste no se cumple. Esto ocurre especialmente en materiales plásticos reforzados con fibra y en el hormigón. En estos casos, se detecta EA a cargas menores que la carga máxima aplicada, especialmente cuando el material está muy deteriorado o próximo al fallo. Este incumplimiento del efecto Kaiser se usa de manera exitosa para predecir el fallo de vasijas a presión o tanques de almacenamiento hechos de material compuesto. El incumplimiento del efecto Kaiser se conoce como efecto Felicity. La Figura 2.14 muestra una ilustración genérica de estos dos efectos antagónicos [50]. En la fase inicial de carga (desde A hasta B) se observa un aumento de la EA, pero durante la primera descarga (desde B hasta C) no se observa ninguna emisión (la línea es horizontal) hasta que se alcanza de nuevo el punto B. Este comportamiento muestra un claro cumplimiento del efecto Kaiser en este primer tramo. Desde B se produce un incremento de carga, el cual genera un aumento de la EA, hasta el punto D. En el punto D se aplica una nueva descarga. Cuando el material se vuelve a cargar, debido a que los altos niveles de carga han producido un número significativo de defectos, la emisión se produce en el punto F (antes de llegar de nuevo al punto D), por debajo de la máxima carga aplicada hasta ese momento. Este comportamiento es el efecto Felicity (incumplimiento del efecto Kaiser).

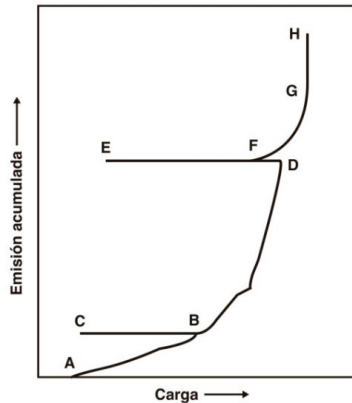


Figura 2.14: Representación de la emisión acumulada en función de la carga aplicada en un ensayo. BCB: Efecto Kaiser. DEF: Incumplimiento del efecto Kaiser (efecto Felicity). GH: Mantenimiento de la carga [50].

El incumplimiento del efecto Kaiser produjo inicialmente bastante confusión y controversia, aunque pronto se esclarecieron las dudas al respecto de por qué ocurría. El efecto Kaiser deja de cumplirse fundamentalmente en situaciones donde la deformación está controlada por mecanismos dependientes del tiempo. Flujos geológicos o relajaciones de la matriz en materiales altamente tensionados son unos de los ejemplos más representativos al respecto. El flujo de la matriz a cargas por debajo de las máximas aplicadas puede transferir tensiones a las fibras del material, causando que su ruptura genere EA. Otros casos en los que no se cumple el efecto Kaiser son los procesos de corrosión y fragilización por hidrógeno, los cuales son también dependientes del tiempo. Otro importante mecanismo de EA es la fricción entre las superficies libres de las regiones dañadas (por ejemplo, las caras de una grieta). Esto ocurre en general en cualquier tipo de materiales (compuestos, metales, rocas, hormigón, etc.), especialmente cuando se someten a ciclos de carga cuasiestática o a fatiga. Tales mecanismos de fuente contradicen el efecto Kaiser, aunque pueden aportar importante información práctica para la detección de daño y discontinuidades.

Una importante aplicación práctica del efecto Felicity ha sido la detección de daños en recipientes o tanques de almacenamiento de fibra de vidrio. El efecto

Felicity está determinado por la relación Felicity la cual puede indicar la severidad de la discontinuidad, definida como:

$$F = \frac{\textit{Tensión de reinicio de EA}}{\textit{Máx. tensión previa}}. \quad (2.1)$$

3.

ANÁLISIS DE SEÑALES DE EA

3.1. Fuentes de EA: Señales continuas y transitorias

Las señales de EA, en general, pueden clasificarse en dos tipos: señales discretas o transitorias (también llamadas *burst*) y señales continuas (Figura 3.1).

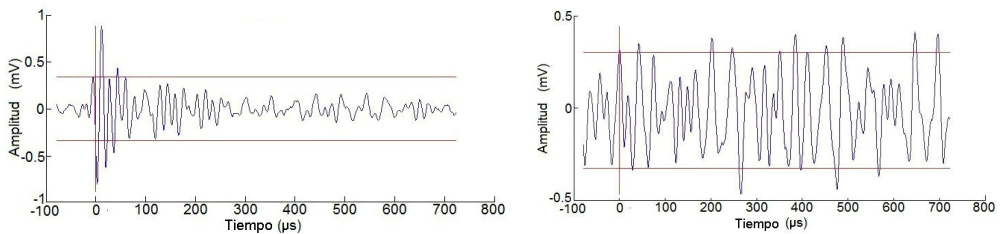


Figura 3.1: Izqda.: Señal discreta. Dcha.: Señal continua.

Una señal discreta o transitoria proviene de una emisión discreta de EA, como por ejemplo la generación o avance de una fisura (fuente de EA primaria). La emisión discreta corresponde a eventos de EA que pueden ser separados unos de otros. Por tanto, una señal discreta tiene un principio y final relativamente bien identificable.

Una señal continua proviene de una emisión continua como por ejemplo un rozamiento (fuente de EA secundaria). La emisión continua corresponde a eventos de EA que no pueden ser separados unos de otros. Por tanto, una señal continua

no tiene principio ni final identificable. Estas señales provienen de fuentes de EA secundarias.

3.1.1. Señales transitorias: Parámetros básicos

Las señales transitorias de EA suelen caracterizarse por una serie de parámetros básicos, conocidos como parámetros clásicos o tradicionales de EA (Figura 3.2.).

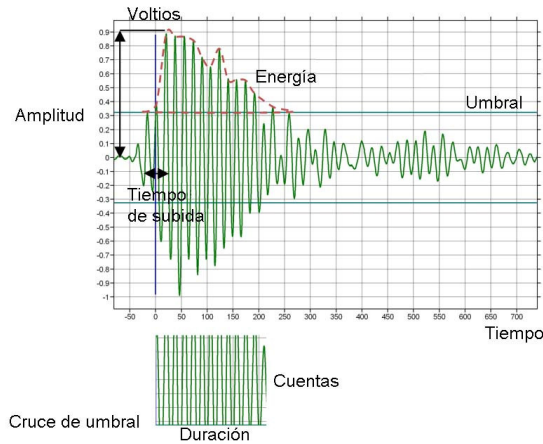


Figura 3.2: Parámetros de una señal transitoria de EA.

Algunos de los parámetros clásicos de EA se describen a continuación:

Amplitud de pico: Voltaje más alto alcanzado. Determina la detectabilidad del evento de EA y la magnitud de la fuente. Puede variar desde mV a V. Es frecuente expresarla en dB. La escala de dB utilizada en EA se define como ($A_{dB_{AE}}$):

$$A_{dB_{AE}} = 20 \log \left(\frac{A_v}{A_{vr}} \right), \quad (3.1)$$

siendo A_v la amplitud en voltios y A_{vr} la amplitud de referencia en voltios, que se elige como 1 μ V. Aplicando dicha escala se obtiene por ejemplo:

$$\begin{aligned} 1 \mu V &= 0 \text{ dB}_{AE} \\ 10 \mu V &= 20 \text{ dB}_{AE} \\ 100 \mu V &= 40 \text{ dB}_{AE} \end{aligned}$$

Umbral: Nivel de amplitud que debe sobrepasarse para que una señal de EA sea detectada y procesada. Este umbral se elige por el operador de un ensayo de y su elección es en general crucial para dicho ensayo.

Número de cuentas: Es el número de pulsos de la señal que pasan el umbral, desde el primer cruce del umbral hasta el último. Depende de la magnitud del evento.

Tiempo de llegada: El tiempo de llegada o de ocurrencia es el momento en el que se considera que comienza la señal.

Tiempo de subida (*Rise-Time*): Es el tiempo transcurrido desde que la señal cruza el umbral por primera vez hasta que se alcanza la amplitud de pico.

Duración: Es el tiempo transcurrido desde que se cruza por primera vez el umbral hasta que se cruza por última vez. Es un parámetro que depende de la magnitud de la señal y de las propiedades acústicas y geométricas del material. Puede ser útil para el filtrado de ruido y de señales indeseadas.

Energía MARSE ($V \cdot s$) (*Measured Area of the Rectified Signal Envelope*): Es el área bajo la curva envolvente de la señal desde el tiempo de llegada hasta el último cruce del umbral, es decir

$$E_{MARSE} = \int V^r(t) dt, \quad (3.2)$$

donde V^r es la envolvente de la señal rectificadora de EA. El cálculo de la integral se extiende sobre toda su duración. Lógicamente su valor está afectado por la amplitud y la duración de la señal, aunque no depende del umbral.

Las señales continuas se suelen evaluar mediante su RMS.

RMS (*Root Mean Square*) del voltaje: Dada la aleatoriedad de la ocurrencia de la EA para describir una emisión no periódica, con un amplio contenido en frecuencias, no se puede recurrir a una función matemática determinista, sino que

se debe utilizar algún parámetro que pueda relacionarse con la energía contenida en la señal. Este es por ejemplo el valor RMS de la señal de EA, definido como:

$$V_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{N} \int_{t_0}^{t_0+t} [V(t)]^2 dt}, \quad (3.3)$$

donde V es el voltaje medido, N el número de muestras de la señal y t_0 la inversa de la frecuencia de muestreo.

El parámetro RMS de la señal se ha aplicado en esta Tesis durante el proceso de filtrado para separar las señales transitorias de las señales continuas.

3.1.2. Fuentes secundarias: Ruido

La alta sensibilidad del método de EA no es siempre un factor favorable. A menudo se convierte en el gran enemigo para una óptima medición y evaluación. En muchas ocasiones puede afectar a los datos y presentar resultados erróneos convirtiéndose su eliminación en uno de los principales problemas que se presentan durante el uso del método de EA.

La clasificación de los tipos de ruido que pueden encontrarse presentes durante la realización de mediciones con EA es arbitraria, y suele hacerse de distintas maneras. Una forma de definirlo es a partir de la naturaleza física del tipo de onda que se suma a la señal producida por la fuente de EA que se quiere caracterizar. Otra forma podría ser categorizarlos a partir de dividir los tipos de ruido en aquellos producidos en el sistema de medición y aquellos producidos por factores ambientales [51]. A continuación se combinan ambos criterios.

Ruidos producidos por el sistema de medición

- Ruidos electromagnéticos como:
 - Ruido de la señal eléctrica generado por los componentes electrónicos del sistema de medición (preamplificador, equipo de EA).
 - Ruido eléctrico de conmutadores y monitores de PC.

-Ruido de radiofrecuencia de la transmisión de la señal (en el caso de usar sensores inalámbricos).

- Ruidos mecánicos dentro del equipo: conmutadores, monitores de PC, ventiladores, piezas móviles.

Se asume que en los diseños modernos todos estos ruidos han sido minimizados por los fabricantes de los sistemas de medición, llevándolos a valores despreciables frente a las demás fuentes que aparecen en una medición.

Ruidos ambientales

Dentro de los posibles ruidos ambientales se pueden citar, tanto para mediciones en planta de componentes resguardados o a la intemperie, así como para mediciones en el laboratorio, los siguientes:

- Ruidos electromagnéticos como:
 - Interruptores eléctricos, motores, soldaduras, máquinas eléctricas en general.
 - Tubos fluorescentes.
 - Fuentes de alimentación conmutadas.
 - Radio transmisores: estaciones de radio, radares, equipos de comunicación en su amplio rango.
 - Descargas atmosféricas.

Las fuentes hasta ahora mencionadas, una vez detectadas, podrían evitarse anulando el funcionamiento de las mismas. Las fuentes de las siguientes categorías son imposibles de anular:

- Ruidos mecánicos (incluyendo el rango de los sonidos y ultrasonidos) como:
 - Motores y máquinas trabajando en planta o en el laboratorio.

- Fricción de los soportes del componente o pieza a estudiar.
- Fricción de los cables de los sensores, mangueras y otros colgantes que estuvieran en contacto con el componente a medir.
- Fricción de metales u otras superficies en contacto (tornillos, engranajes, piezas móviles de la misma maquinaria, etc.).
- Golpes de objetos o materiales cercanos sobre el componente o sobre otros componentes situados a una distancia cercana (cables, conectores, etc.) movidos por la máquina o por factores externos.
- Golpes producidos por fenómenos climáticos (lluvia, granizo).
- Ruidos producidos por fluidos o por el ruido de bombas o válvulas.

En general, en mediciones con EA, los ruidos mecánicos son más perjudiciales que los electromagnéticos, ya que su discriminación, dependiendo de los casos, puede llegar a ser más dificultosa por ser de iguales características que los fenómenos a evaluar.

3.1.2.1. Tratamiento del ruido

Como se acaba de comentar, las posibles fuentes de ruido en un ensayo son múltiples y variadas. Por lo tanto, lo que se pretende a priori es tratar de reducirlas antes de la toma de datos, y en el caso de no poder evitarse, se deberían filtrar a posteriori (post-procesado). A estos procedimientos se les puede llamar *precaución* y *discriminación*, respectivamente. En cualquiera de los casos, el ruido debe eliminarse antes de analizar los datos medidos, ya que podría producir conclusiones erróneas. La eliminación del ruido debe maximizarse para aumentar la relación señal-ruido.

3.1.2.2. Métodos de precaución frente al ruido

Para evitar que el ruido ambiental produzca un efecto nocivo en las mediciones, puede operarse en la zona del ensayo aminorando las fuentes de ruido.

Hay dos procedimientos: el aislamiento mecánico y el eléctrico. También dentro de lo posible se pueden apagar equipos u otras fuentes de ruido.

El aislamiento al ruido mecánico puede realizarse utilizando materiales altamente atenuantes (o amortiguadores) para las ondas mecánicas tales como plásticos, gomas, madera, etc. De esta manera se puede interrumpir el contacto directo entre metales que actúan como guías de onda para el ruido que esté en el rango de frecuencias de las señales de EA de interés.

El ruido eléctrico puede ser igualmente muy perjudicial en los ensayos de EA. Esto puede disminuirse de varias maneras. La primera forma de aislamiento de los ruidos eléctricos es la aplicación del concepto de la jaula de Faraday, mediante la cual se rodean por superficies conductoras los elementos y se conectan a una toma de tierra. De esta forma, se aislará muy eficientemente el sistema, evitando perturbaciones externas. Es importante corroborar antes de cualquier ensayo el nivel de ruido *in situ*, así como conectar los equipos involucrados en la medición a una adecuada toma de tierra.

3.1.2.3. Filtrado mediante *hardware*

El filtrado usando el *hardware* del equipo de adquisición se realiza habitualmente en términos de amplitud y frecuencia. El primero se realiza con la elección del umbral, mientras que el segundo se ejecuta mediante el uso de filtros en frecuencia (paso banda).

Prevención del ruido con el uso del umbral

Uno de los primeros pasos para prevenir el ruido es definir un umbral de detección. Se define por medio de un voltaje en un circuito electrónico a la entrada del equipo de EA que habilita el registro de la señal solamente cuando el voltaje es mayor que dicho umbral. Si el ruido no supera el umbral de detección, éste no será registrado por el equipo de EA.

Prevención del ruido mediante filtros de frecuencia

El filtrado en frecuencia de la señal puede efectuarse colocando filtros físicos en los canales y preamplificadores, o mediante *software* una vez que las señales han sido registradas. Estos filtros suelen ser una combinación de filtros paso baja (FPB) para eliminar ruidos de alta frecuencia y filtros paso alta (FPA) para eliminar ruidos de baja frecuencia (muy usados para eliminar ruidos en el rango audible).

Filtros paramétricos

Existe otra manera de prevención del ruido mediante la aplicación de filtros que se programan sobre los parámetros de la señal de EA. En los equipos de EA actuales se pueden fijar criterios avanzados de filtrado sobre la amplitud, energía, tiempo de subida, etc. Si se conoce como debería ser el comportamiento de éstos frente al proceso estudiado y frente a los ruidos conocidos, se puede programar la eliminación de las señales adquiridas que no cumplan los requisitos exigidos.

3.1.2.4. Filtrado por sensores guardas

Además de los filtros físicos y digitales, es ampliamente usado el filtrado de señales configurando ciertos sensores como *guardas*.

Los sensores configurados como *guarda* se ubican en posiciones estratégicas con el criterio que si resultan ser los sensores de primera llegada de la señal del evento de EA, es decir los más cercanos a la fuente que generó dicha señal, indican que la señal no proviene de la zona de interés en donde se pretende medir, sino de alguna otra fuente, por ejemplo, una fuente de ruido localizado. En este contexto, hay que realizar un estudio detallado previo al ensayo de las posibles fuentes de ruido, verificarlas y colocar sensores guardas cerca de ellas, con objeto de realizar un filtrado de señales no provenientes de esa zona de estudio.

Para la correcta ejecución de los ensayos propuestos en esta tesis, se tuvieron en cuenta acciones de prevención y eliminación del ruido tanto en la fase de

precaución como en la de discriminación (post-procesado). Todo este procedimiento será explicado con más detalle en los Capítulos 4 y 5.

3.2. Energía

La energía verdadera o absoluta de una señal de EA se define como:

$$E_{EA} = \frac{1}{R} \int [V(t)]^2 dt, \quad (3.4)$$

donde V es el voltaje a la salida del sensor y R una resistencia de referencia. La energía o potencia de la señal en general son valores relativos y no absolutos, ya que en la medición no se han tenido en cuenta ni las pérdidas en el transductor ni la atenuación del material. Distintos autores han hecho las consideraciones necesarias para lograr mediciones cuantitativas [52]. En la literatura aún no está completamente establecida la relación entre la energía generada por la fuente, transmitida por el material y recibida por el sensor. Algunos trabajos, como en [53] en el que se estudiaron pulsos elásticos generados en distintos materiales con láser, se propone que para ciertas condiciones la energía de la onda elástica se corresponde linealmente con la energía eléctrica del sensor, según la integral de la Ecuación (3.4). Esto se cumpliría para ciertos casos de bajas energías involucradas. Otros autores como Baranov en [54] propusieron que en algunos casos la correspondencia de la energía elástica, es con la amplitud de la tensión medida por el sensor y no con la amplitud al cuadrado. Tal vez este sea uno de los fundamentos para la amplia utilización de la energía MARSE definida por alguno de los fabricantes de equipos de EA, y de amplia utilización en la literatura.

En los análisis descritos en esta Tesis, la energía de una señal de EA se ha calculado siguiendo la ecuación de la energía verdadera (3.4). En la Figura 3.3 se puede ver una representación de las energías verdadera y MARSE de una señal de EA.

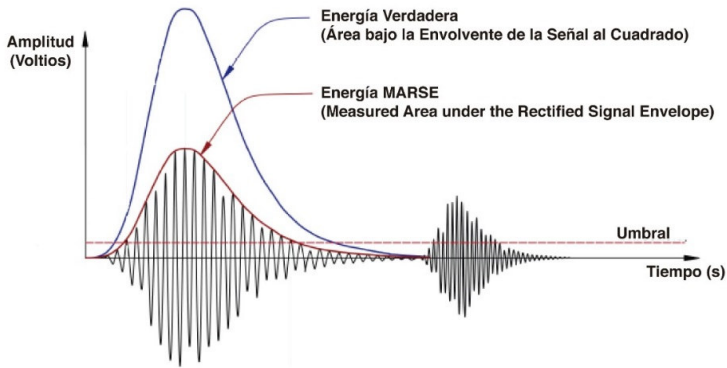


Figura 3.3: Energía verdadera y energía MARSE de una señal de EA.

3.3. Transformada Wavelet

3.3.1. Introducción

La Transformada Wavelet es una herramienta matemática de análisis y representación de señales en tiempo/espacio–frecuencia. Surgió a comienzos de los años 80 para el análisis de señales sísmicas, y desde ese momento tuvo un incesante desarrollo en su formalismo y en aplicaciones en diversos campos de la Ingeniería [55-59]. Con el fin de entender mejor su funcionamiento, se considera en primer lugar el caso de señales de una sola variable.

La mayoría de señales no son estacionarias, es decir, no son constantes en sus parámetros estadísticos en el tiempo y suelen cubrir un amplio rango de frecuencias. Con asiduidad contienen componentes transitorias, cuya aparición y desaparición son físicamente muy importantes. Por lo general, las frecuencias bajas tienden a ocupar buena parte de la duración total de la señal, mientras que las altas frecuencias tienden a concentrarse en un corto intervalo de tiempo.

El clásico análisis de este tipo de señales con la Transformada de Fourier (TF) es, por tanto, insuficiente. Este tipo de análisis permite conocer el contenido en frecuencias de una señal y su amplitud, perdiéndose información en cuanto a la localización en el tiempo de las diferentes componentes en frecuencia. Además, la

Transformada de Fourier es muy inestable con respecto a las perturbaciones, debido a su carácter global.

Por estas razones, apareció el análisis en tiempo-frecuencia (TF). Para desarrollar esta idea se necesitan dos parámetros: la escala (a), que caracteriza la frecuencia, y la dilatación (b), que indica la posición del intervalo temporal de señal.

Si se fija como condición que la transformación que sufre la señal sea lineal, una transformación general puede ser:

$$s(x) \rightarrow S(a, b) = \int_{-\infty}^{\infty} \overline{\Psi_{ab}(x)} s(x) dx, \quad (3.5)$$

donde $s(x)$ es la señal, Ψ_{ab} es una función de análisis y $S(a, b)$ la transformada.

Dentro de este grupo de análisis de señales en TF existen dos tipos: la Transformada de Fourier por ventanas (*Short Time Fourier Transform*, STFT) y la Transformada Wavelet (*Wavelet Transform*, WT). En ambos casos, la función de análisis Ψ_{ab} se obtiene mediante la aplicación de una función base, o *función madre* Ψ , en la cual b es la traducción en tiempo. La principal diferencia entre los dos métodos es la forma en que aparece el parámetro a :

- Transformada de Fourier por ventanas (STFT):

$$\Psi_{ab}(x) = e^{ix/a} \Psi(x - b), \quad (3.6)$$

donde Ψ es la función ventana y a es un módulo ($1/a \sim$ frecuencia). La ventana tiene longitud constante, pero cuanto menor es a , mayor número de oscilaciones aparecen en dicha ventana.

- Transformada Wavelet (TW):

$$\Psi_{ab}(x) = \frac{1}{\sqrt{a}} \Psi\left(\frac{x - b}{a}\right), \quad (3.7)$$

donde $a \neq 0$ es un factor de escala y b es el desplazamiento en el tiempo. La acción de a en la función Ψ puede dilatarla ($a > 1$) o contraerla ($a < 1$), pero sin cambiar su forma.

3.3.2. Wavelets madre

Como se ha mencionado en el apartado anterior, las wavelets madre son familias de funciones que se emplean como funciones de análisis de una señal. Las wavelets madre se agrupan en familias, como un conjunto de funciones que poseen las mismas características, únicamente diferenciándose entre ellas por un número que indica su orden.

Las propiedades más importantes que pueden tener las wavelets madre son [60]:

- El soporte compacto, propiedad por la que una wavelet madre posee duración finita, lo cual facilita una mayor resolución en el tiempo.
- La simetría, que permite que los filtros sean de fase lineal.
- La ortogonalidad, que se materializa cuando el producto de dos vectores es igual a cero.

Existen varias familias de wavelets madre, cada una de ellas con unas características que las hacen idóneas para un tipo de análisis u otro. Las principales son:

- **Wavelet *Daubechies*** (Figura 3.4). Estas funciones no tienen una única expresión explícita que las defina. Todas ellas presentan la propiedad de ortogonalidad y biortogonalidad. La mayoría son asimétricas.

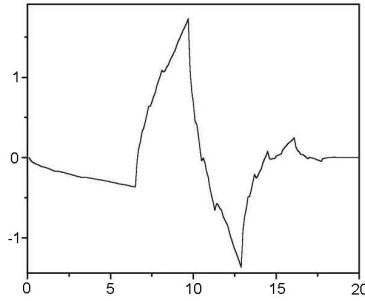


Figura 3.4: Familia wavelet *Daubechies*.

- **Wavelet *Haar*** (Figura 3.5). Es la familia de wavelets madre más simple que existe. Como desventaja, no es derivable, aunque en algunos casos como el análisis de señales con cambios repentinos, esta propiedad resulta útil.

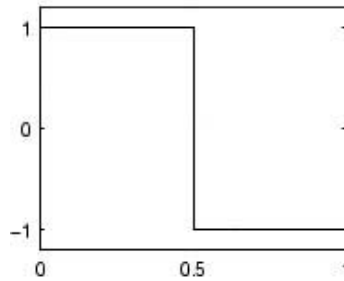


Figura 3.5: Familia wavelet *Haar*.

- **Wavelet *Mexican Hat*** (Figura 3.6). Está definida por la representación de la segunda derivada de la función de probabilidad Gaussiana. Pertenece a una familia de wavelets simétrica y no es ortogonal ni biortogonal.

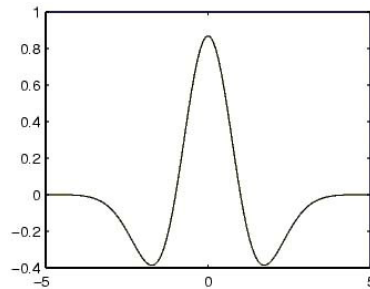


Figura 3.6: Familia wavelet *Mexican Hat*.

- **Wavelet *Symlets*** (Figura 3.7). Esta familia de wavelets es de características muy similares a las *Daubechies*, sobre todo las de orden bajo, que son prácticamente idénticas. En su mayoría son asimétricas, aunque todas ellas cumplen las condiciones de ortogonalidad y biortogonalidad.

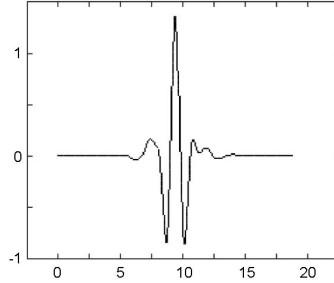


Figura 3.7: Familia wavelets *Symlet* (orden 6).

- **Wavelet *Coiflets*** (Figura 3.8). Son ortogonales y biortogonales, y todas ellas tienen unas características muy similares entre sí.

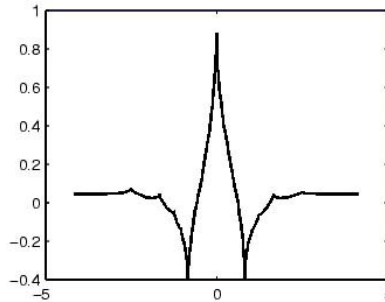


Figura 3.8: Familia wavelet *Coiflets*.

- **Wavelet *Morlet*** (Figura 3.9). También se puede trabajar con wavelets con valores complejos que permiten extraer información acerca de la amplitud y la fase del proceso analizado. Por ejemplo, el sincronismo entre dos series temporales. La más popular entre ellas es la wavelet Morlet, que es básicamente una exponencial compleja de frecuencia ω_0 modulada por una gaussiana:

$$\psi(t) = \pi^{-\frac{1}{4}} e^{i\omega_0 t} e^{-\frac{t^2}{2}}. \quad (3.8)$$

La función *Morlet* no posee características de ortogonalidad ni biortogonalidad, aunque sí es simétrica. Algunas propiedades adicionales son:

- Su Transformada de Fourier es aproximadamente cero para frecuencias negativas, por lo que elimina la interferencia entre frecuencias positivas y negativas para analizar resultados.
- Las frecuencias asociadas a la wavelet son todas iguales, lo que facilita la conversión entre escala y frecuencia (factor de conversión escala-frecuencia $C_s=0,776$).
- Las celdas de resolución alcanzan su área mínima de acuerdo al principio de incertidumbre.
- La dispersión en el tiempo y la frecuencia son iguales ($\Delta t = \Delta \omega = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}$), obteniéndose un compromiso óptimo entre tiempo y frecuencia.

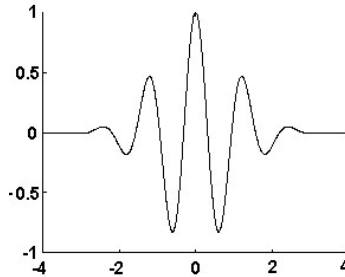


Figura 3.9: Wavelet madre *Morlet*.

Esta última familia de wavelets madre ha sido elegida para su aplicación a las señales de EA en esta Tesis Doctoral, no solo por las propiedades antes citadas sino también por haber sido usada en diversas publicaciones previas [31, 32, 37].

3.3.3. Transformada Wavelet Continua (CWT)

A principios de los años 80, Morlet desarrolla la CWT como una herramienta alternativa a la Transformada de Fourier por ventanas (WFT) para solucionar el problema causado por la superposición de datos. La CWT se realiza de manera similar al análisis WFT, ya que la señal se multiplica por la wavelet madre y la

transformada se calcula separadamente para distintos segmentos de la señal que dependen del ancho de ventana y su localización en el tiempo. La CWT tiene la siguiente expresión:

$$CWT(a, b; \Psi) = a^{-\frac{1}{2}} \int_{-\infty}^{\infty} s(t) \cdot \Psi^* \left(\frac{t-b}{a} \right) dt, \quad (3.9)$$

donde $s(t)$ es la señal en el tiempo, $\Psi^*(t)$ es la wavelet madre, a y b , parámetros de escala y traslación respectivamente, que van cambiando de valor a lo largo del proceso de análisis.

3.3.3.1. Escala

La escala del análisis wavelet es un concepto similar a la escala utilizada en cartografía. Las altas frecuencias (bajas escalas) ofrecen una información detallada de una característica oculta de la señal que se produce en un tiempo relativamente pequeño, mientras que las bajas frecuencias (altas escalas) corresponden a una información global y que generalmente abarca toda la señal. De esta manera el proceso de escalado produce una dilatación o compresión de la señal. Los valores altos de escala corresponden a señales dilatadas y las escalas pequeñas a señales comprimidas. En la Figura 3.10 se muestra un ejemplo del comportamiento de la escala a medida que aumenta o disminuye la frecuencia.

3.3.3.2. Traslación

El término traslación está relacionado con la localización de la ventana a medida que esta se desplaza a través de la señal. Este término corresponde a la información del tiempo en el dominio transformado.

Mientras que el escalado se realiza conforme a la dilatación y compresión de las ventanas, obteniendo de esta forma los coeficientes de correlación, la traslación se realiza en el dominio del tiempo.

3.3.3.3. Relación escala-traslación

El escalado produce una dilatación o compresión de la señal. Las escalas elevadas se corresponden con señales dilatadas, y las escalas pequeñas a señales comprimidas. En el caso de la Transformada Wavelet, el término de escalado aparece en el denominador. Si el valor de la escala es mayor que 1 las señales se dilatan, y si el valor de la escala es menor que 1 las señales se comprimen.

Debido a que la Transformada Wavelet incluye información relacionada con el tiempo y la frecuencia, la representación gráfica de esta transformada se realiza en un plano tiempo-frecuencia, como se muestra en la Figura 3.10. El área que comprende cada división es fija, aun cuando existen diferentes ventanas o wavelets madre.

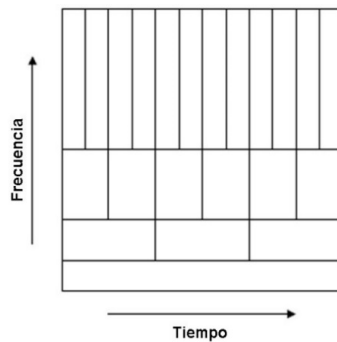


Figura 3.10: Representación de las particiones en el caso de la Transformada Wavelet en tiempo-frecuencia.

3.3.4. Proceso de aplicación de la CWT

Como se ha explicado anteriormente, la CWT es la suma de la señal a lo largo de todo el tiempo, multiplicada por versiones estiradas/comprimidas y adelantadas/retardadas de la función wavelet madre. Este proceso produce coeficientes wavelet que dependen de la escala y la posición de la ventana. Los principales pasos seguidos en la realización de una CWT son los siguientes:

1. Selección de una wavelet madre.

2. Comparación de la wavelet madre elegida con un intervalo de la señal al comienzo de la misma.
3. Cálculo de los coeficientes C , que representan el grado de correlación de la wavelet madre con este intervalo de la señal. Cuanto más grandes sean los coeficientes, más similares serán la wavelet madre y la señal a analizar. Es importante resaltar que los resultados dependerán de la wavelet madre elegida y de las propiedades de ésta.
4. Desplazar la wavelet madre a lo largo de la duración completa de la señal, y repetir los pasos 2 y 3 hasta que se haya cubierto la totalidad de la señal.
5. Estirar/contraer la wavelet y repetir los pasos anteriores.
6. Repetir los pasos 2 al 5 para todas las escalas.

Los coeficientes wavelets muestran las frecuencias dominantes de una señal en el tiempo. Se puede observar un ejemplo en la Figura 3.11. La imagen izquierda representa una señal que tiene componentes de alta y baja frecuencia y en la imagen de la derecha las frecuencias dominantes en el tiempo de dicha señal. Las frecuencias dominantes corresponden a los coeficientes wavelets calculados para toda la señal que tienen un mayor valor.

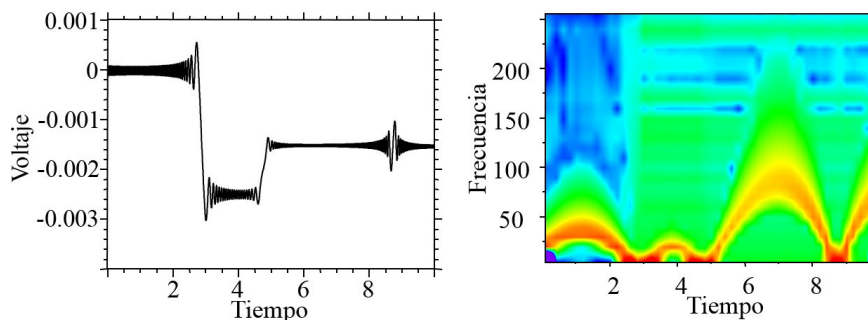


Figura 3.11: Ejemplo de una representación gráfica de los coeficientes wavelets.

Tras realizar todos los pasos anteriores se obtienen los coeficientes wavelet en las diferentes escalas y con las distintas secciones en las que se divide la señal.

Como conclusiones de la aplicación de la CWT en función de la escala se obtiene que:

- Baja escala \rightarrow wavelet madre comprimida \rightarrow cambios rápidos en detalle \rightarrow alta frecuencia.
- Alta escala \rightarrow wavelet madre estirada \rightarrow cambios lentos, baja resolución \rightarrow baja frecuencia.

3.4. Índice de Gutenberg-Richter (*b-value*)

3.4.1. Introducción

Hace algunos años, con el fin de aplicar un análisis de EA, se incorporó el valor b de la ley de Gutenberg-Richter en el método de EA. De esta manera, se procede a controlar la evolución de procesos de fractura, considerados como fenómenos críticos. Años más tarde, este valor fue modificado incorporando valores estadísticos de la distribución de amplitudes [18,61-67].

3.4.2. Ley de Gutenberg-Ritcher

La ley de Gutenberg-Ritcher permite cuantificar la relación frecuencia - magnitud de la actividad de una fuente sísmica. Dicha cuantificación se obtiene mediante la relación [68]:

$$\log N = a - bM, \quad (3.10)$$

donde N representa la recurrencia sísmica anual de magnitud mayor o igual a M , siendo a y b constantes determinadas por la naturaleza sísmica de la región. Estas constantes necesitan ser actualizadas frecuentemente, en base a la información elaborada por organizaciones e institutos para tal fin. La relación fue inicialmente propuesta por Charles Francis Richter y Beno Gutenberg. La constante a indica la tasa anual de terremotos y la constante b suele variar generalmente entre 0,5 y 1,5 dependiendo de la región y es típicamente igual a 1 en regiones sísmicas activas.

3.4.3. El valor b

Debido a que la amplitud de pico de una señal de EA está asociada a la magnitud de la fractura que ha generado el evento de EA, el valor b , definido como la pendiente de la distribución de amplitudes, se ha reconocido como un índice efectivo relacionado con los estados e intensidad de fractura [69, 70].

Utilizando la escala logarítmica para el eje de ordenadas de la fórmula de Gutenberg-Richter, la representación mediante la recta de pendiente b viene dada por:

$$N = a - bM. \quad (3.11)$$

En ensayos de EA (microsísmica), estos datos pueden extrapolarse de la siguiente forma: M corresponde a la amplitud de pico de cada señal de EA medida en decibelios ($A \text{ dB}_{AE}$) y N corresponden al número de señales acumuladas con una amplitud mayor que $A \text{ dB}_{AE}$. La Ecuación (3.11) en términos de amplitudes de EA quedaría como:

$$\log_{10} N = a - b \left(\frac{A \text{ dB}_{AE}}{20} \right), \quad (3.12)$$

donde $A \text{ dB}_{AE}$ está dividida entre 20 para contrarrestar la propia definición de decibelio de EA. Un valor elevado de b indicaría una aparición predominante de micro-fisuras en el material. Sin embargo, la aparición de un valor b bajo indicaría un aumento en la amplitud de las señales de EA y por tanto, prevalecería la ocurrencia de macro-fisuras en el material [63].

La primera vez que fue extrapolado el valor b sísmico al valor b usado en el método de EA, fue en el trabajo de S. Colombo y G. Main en 2003 [63] para la evaluación de daño en una viga de hormigón armado de un puente sometida a cargas cíclicas, quienes demostraron que un bajo valor del índice b estaba fuertemente relacionado con la aparición de macro-fisuras en la viga de hormigón armado.

3.4.4. El factor de población β

Un aspecto de enorme importancia en el cálculo del valor b es el número de *hits* analizados, también llamado factor de población, β , definido como:

$$\int_0^{\infty} n(a) da = \beta, \quad (3.13)$$

siendo $n(a)$ el número de señales con amplitudes de EA entre a y $a+da$ y β el número total de señales usadas para el cálculo del valor b . Dicho de otra forma, para obtener el valor b en un instante de tiempo cualquiera, se analizarán solo las últimas β señales inmediatamente anteriores a dicho instante de tiempo.

El valor de β adecuado puede diferir de un ensayo a otro y para su determinación se suelen tener en cuenta principalmente dos factores:

- Los coeficientes de regresión lineal de los valores de amplitud de las señales de EA obtenidos. Una adecuada definición del valor b como la pendiente de la recta exige que la representación del logaritmo del número de señales acumuladas frente a su amplitud tiene que aproximarse a una recta lo máximo que sea posible, es decir, con un coeficiente de correlación lineal próximo a 1.
- El número β debe ser capaz de tener en cuenta un número de señales tan amplio como para hacer fiable el análisis del ensayo.

Obviamente, en un determinado ensayo hasta que no se registran los β primeros *hits*, no es posible calcular el primer valor de b . Si se elige un valor de β elevado (lo que sería positivo para conseguir un mejor ajuste de las amplitudes a una recta), más tiempo habrá que esperar al inicio del ensayo para disponer del primer valor del índice b .

En estudios realizados en hormigón [61, 64] se estableció que valores adecuados para β estaban comprendidos en el rango entre 50 y 100.

3.4.5. El rango de amplitudes

En la práctica, la representación del número de señales acumuladas en escala logarítmica en función de las amplitudes no tiende a ajustarse a una recta en todo su dominio, sino solo en un rango $[a_1-a_2]$. Por ello es necesario establecer adecuadamente los límites dentro de los que es fiable calcular el valor de b , a_1 para las amplitudes bajas y a_2 para las altas. En [64] se propone calcular estos límites como:

$$\begin{cases} a_1 = \mu - \alpha_1 \sigma \\ a_2 = \mu + \alpha_2 \sigma \end{cases} \quad (3.14)$$

siendo μ y σ la media y la desviación estándar de las amplitudes respectivamente, y α_1 y α_2 dos constantes elegidas por el operador. Su elección debe realizarse en cada experimento, tratando de conseguir que los rangos en los que la gráfica se asemeja a una recta queden entre los valores a_1 y a_2 a lo largo de todo el experimento. Como ejemplo, en la Figura 3.12 se puede observar en línea de color azul el número de señales acumuladas de EA y en línea de color naranja la frecuencia de las señales de EA para un ensayo en una rótula de hormigón armado realizado por el grupo del profesor Shiotani [71]. En la línea azul solo se puede observar un tramo lineal en el rango desde $a_1=43$ hasta $a_2=53$ dB_{AE}, aunque los eventos de EA estén distribuidos desde 30 a 59 dB_{AE}.

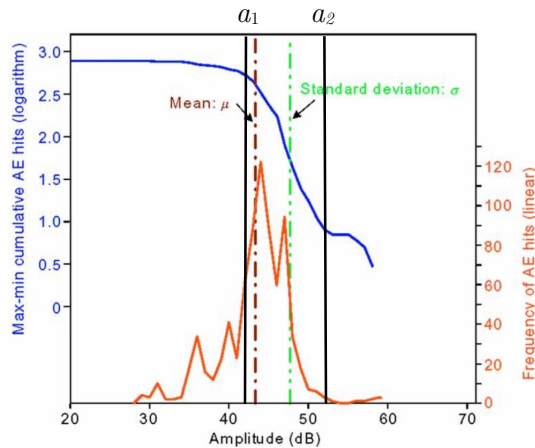


Figura 3.12: Distribución de las amplitudes de señales de EA en una rótula de HA [71].

3.4.6. El valor ib

Tras diversos estudios sobre el valor b , el grupo del profesor Shiotani propuso un nuevo y mejorado índice, denominado *improved b-value*, estableciendo diversos cambios sobre el valor b [61, 71].

Al valor b se le incorporaron dos modificaciones: el número de señales analizadas o factor de población (β) y el uso de valores estadísticos a través de la media y la desviación estándar para obtener un rango donde dichos valores de amplitudes de las señales comprendidas, β , se aproximen lo más posible a una línea recta para obtener el valor de su pendiente.

El descenso del valor ib a lo largo del ensayo indicaría un descenso de la pendiente de la gráfica que representa el número de señales acumuladas en escala logarítmica frente a las amplitudes y, por tanto, la aparición de señales de EA de mayor amplitud.

En [71] el grupo del prof. Shiotani, definió el valor ib como:

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = \mu - \alpha_1 \sigma \\ a_2 = \mu + \alpha_2 \sigma \\ ib = \frac{\log_{10} N_1 - \log_{10} N_2}{(\alpha_1 + \alpha_2) \sigma} \end{array} \right. \quad (3.15)$$

Nótese que el valor ib así definido no es más que la pendiente de la recta obtenida al unir los puntos extremos del rango de amplitudes, es decir, los puntos P_1 y P_2 de la Figura 3.13.

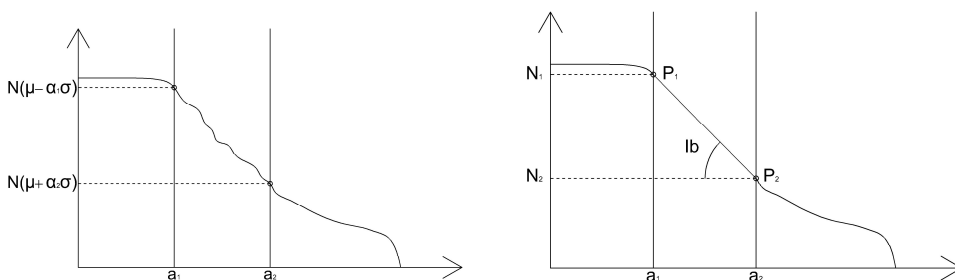


Figura 3.13: Recta de unión de los puntos más extremos dentro del rango de amplitudes para la definición del índice ib -value.

Como ejemplo, en la Figura 3.14 se muestra una distribución tridimensional de amplitudes en distintos tiempos del ensayo [71], en el ensayo de una rótula de hormigón armado. Cada distribución de amplitudes se calculó con 100 datos (esto es, $\beta=100$). Las flechas dibujadas en color verde y en color azul representan la media y la desviación estándar, respectivamente, en cada instante de tiempo. Se observa que en todos los tiempos, las distribuciones de amplitudes entre las dos flechas se ajustan bien a una recta de pendiente b que va cambiando a lo largo del tiempo de ensayo. Este rango de amplitudes se consigue usando los valores de a_1 y a_2 mencionados anteriormente.

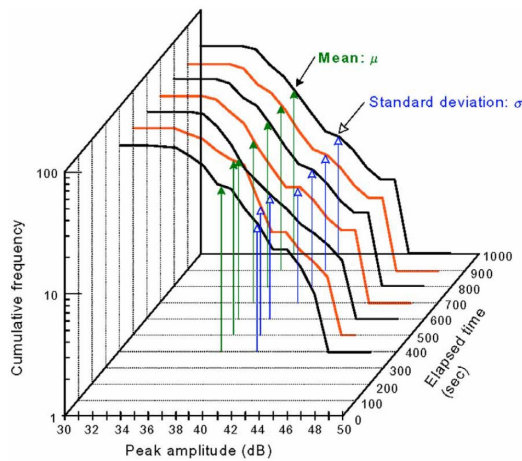


Figura 3.14: Distribución de las amplitudes en el ensayo de una rótula de HA [71].

En concreto, el grupo del prof. Shiotani estableció que valores del índice ib inferiores a 0,05 están relacionados con la aparición de macro-fisuras en el hormigón.

Para establecer una comparación directa entre el valor b y el índice ib , este último ha de multiplicarse por 20 [61, 64,]. Esto significa que las macro-fisuras en el hormigón aparecerían para valores inferiores a 1 o 0,05 dependiendo si se trabaja con los índices b o ib , respectivamente. Como ejemplo de comparación entre ellos, en la Figura 3.15 se pueden observar los resultados obtenidos en unos ensayos de compresión uniaxial en probetas de granito [64].

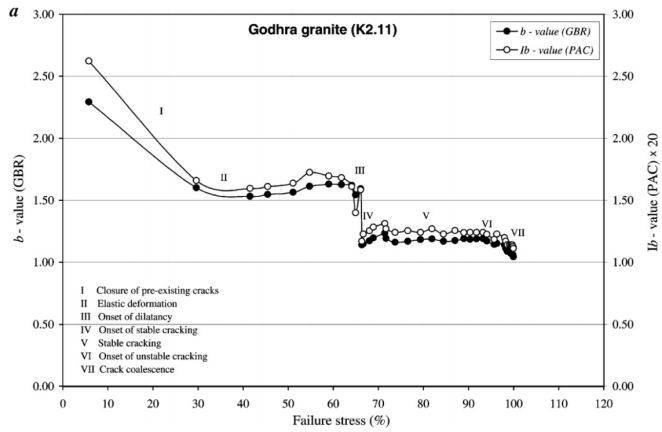


Figura 3.15: Índices b e ib obtenidos durante la compresión uniaxial de una roca de granito [64].

La Figura 3.15 muestra ambos índices en función del porcentaje de tensión aplicada respecto de la tensión de rotura. Se observa que la tendencia de ambos índices es bastante similar, aportando el índice b valores ligeramente inferiores al índice ib .

4.

EXPERIMENTOS

4.1. Ensayos cuasi-estáticos en vigas de HA

4.1.1. Viga sin muesca

4.1.1.1. Diseño y dimensionado del modelo de ensayo

Para establecer el dimensionado de la viga se tuvieron en cuenta las siguientes limitaciones de la máquina de ensayos:

- Peso máximo permitido de 360 N.
- Luz máxima entre apoyos inferiores permitida (720-740 mm).

Los ensayos se realizaron con una máquina multifunción con una capacidad de 100 kN conforme a la norma UNE EN 10002-1, de la serie Eurotest, marca Ibertest, situada en el Laboratorio de Hormigones del Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Mediante una adaptación de la misma con perfilería metálica permite realizar ensayos a flexión.

Se diseñó una viga de sección cuadrada y preferiblemente proporcional en armado a la columna de la estructura porticada (véase Apartado 4.2.2). Debido a

que la luz entre apoyos inferiores que finalmente se eligió fue de 730 mm y teniendo en cuenta que es necesario que la viga vuele por cada lado una longitud igual o mayor que el canto de la viga, con objeto de evitar que se produzca rotura a cortante, se estableció una longitud de la misma de 1000 mm (véase el esquema de la Figura 4.1).

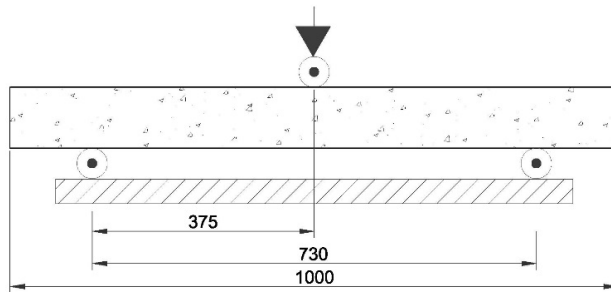


Figura 4.1: Esquema general del ensayo de flexión cuasi-estático a 3 puntos de la viga. Distancias en mm.

Por último se eligió una sección de 100 x 100 mm², valor que proporciona una masa aproximada de la viga de 25 kg (en este cálculo se tuvo en cuenta una densidad del hormigón armado de $2,5 \times 10^3$ kg/m³).

Se usaron estribos cuadrados con una dimensión de 80 x 80 mm² y 4 mm de diámetro (recubrimiento por cada lado de 10 mm), tal y como queda recogido en la Figura 4.2, con una longitud de 410 mm.

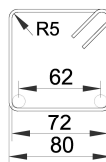


Figura 4.2: Dimensionado de los estribos de la viga sin muesca. Dimensiones en mm.

Se utilizaron redondos de 6 mm, dimensión que facilitó el vertido del hormigón. En la Figura 4.3 se puede ver una sección del armado final de la viga.

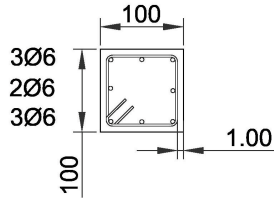


Figura 4.3: Armado de la viga de HA sin muesca. Distancias en mm.

La separación entre estribos fue de 100 mm, salvo en la parte central de la viga que tuvieron una separación menor para simular el nudo de un pilar, tal y como indica la Figura 4.4.

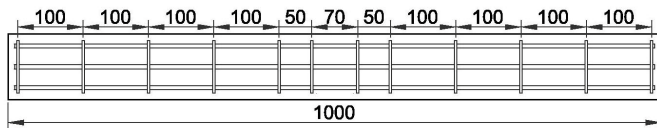


Figura 4.4: Distribución de los estribos a lo largo de la viga sin muesca. Distancias en mm.

Se realizó un cálculo previo de la viga, teniendo en cuenta las armaduras inferior y superior. Para dicho cálculo no se tuvieron en cuenta las armaduras longitudinales situadas en la mitad del canto de la viga. Para calcular el momento de agotamiento de la pieza se utilizó el procedimiento descrito en el artículo 42.1.3 de la norma EHE-08 [72]. Debido a que se trata de un ensayo a flexión simple, dicho momento se produce en el dominio 3 de deformación, tal y como indica la Figura 4.5.

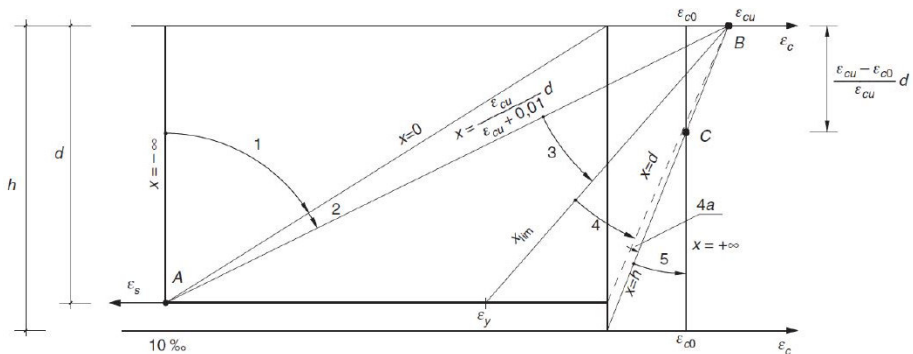


Figura 4.5: Diagrama de dominios de deformación.

Como se observa en dicha figura, en este caso la deformación del acero, ε_s , correspondiente a la armadura inferior, varía en el haz de líneas con una deformación del hormigón $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ y una deformación de la armadura inferior entre un 10‰ y la deformación plástica del acero, ε_y . Para esta deformación se obtiene el valor de x_{lim} , siendo el valor máximo que puede tomar x permaneciendo dentro del dominio 3. La distancia x puede variar entre 0 y h , definiendo el canto del bloque de compresiones de la pieza. En las Tablas 4.1-4.4 se recogen las características geométricas de la viga y sus datos para el cálculo.

Tabla 4.1: Canto h , ancho b , recubrimiento d' , canto útil d y luz entre apoyos.

| Geometría | Dimensiones(mm) |
|------------------|------------------------|
| h | 100,00 |
| b | 100,00 |
| d' | 10,00 |
| d | 90,00 |
| Luz | 730 |

Tabla 4.2: Resistencia característica a compresión del hormigón f_{ck} , coeficiente de minoración γ_c y resistencia de cálculo del hormigón f_{cd} .

| Hormigón | |
|-------------------------------|-------|
| f_{ck} (N/mm ²) | 33,00 |
| γ_c | 1,50 |
| f_{cd} (N/mm ²) | 22,00 |

Tabla 4.3: Resistencia característica a tracción del acero f_{yk} , coeficiente de minoración γ_s y resistencia de cálculo del acero f_{yd} .

| Acero | |
|-------------------------------|--------|
| f_{yk} (N/mm ²) | 500,00 |
| γ_s | 1,15 |
| f_{yd} (N/mm ²) | 434,78 |

Tabla 4.4: Área de la armadura inferior A_{s1} y de la armadura superior A_{s2} .

| Armadura | | |
|-----------------------------|-----------|-------|
| A_{s1} (mm ²) | $3\phi 6$ | 84,82 |
| A_{s2} (mm ²) | $3\phi 6$ | 84,82 |

En primer lugar se calculó x_{lim} con objeto de conocer el rango del dominio 3, es decir

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + fy_d/700} = 55,52 \text{ mm.} \quad (4.1)$$

Por otro lado, la deformación de la armadura superior, ε_{s2} , viene descrita por la siguiente igualdad:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (x - d')}{x}. \quad (4.2)$$

De esta forma, teniendo en cuenta que el módulo de Young para el acero es $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa, se obtiene que

$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2}. \quad (4.3)$$

Por consiguiente, la capacidad mecánica de la armadura superior, U_{s2} , es igual a

$$U_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2}, \quad (4.4)$$

y la capacidad mecánica del hormigón U_c viene dada por

$$U_c = b \cdot 0,8 \cdot f_{ck} \cdot x. \quad (4.5)$$

Debido a que no se tomaron valores mayorados para la armadura superior, se usa la resistencia característica del hormigón. Haciendo equilibrio de fuerzas axiales se obtiene que

$$-U_c - U_{s2} + U_{s1} = 0. \quad (4.6)$$

De esta ecuación se extrae el valor x , obteniendo así los valores de las capacidades mecánicas que interactúan en la sección de la viga. Con el valor de x

se puede calcular el momento resistente teórico, M_r , que ha de soportar la viga, el cual viene dado por la igualdad:

$$M_r = U_{s2} \cdot (d - d') + U_c \cdot (d - 0,4 \cdot x). \quad (4.7)$$

En la Tabla 4.5 se recogen los valores con los que se cumple la igualdad descrita por la Ecuación (4.6). Empleando dichos valores en la Ecuación (4.7), se obtiene el momento resistente M_r .

Tabla 4.5: Obtención del momento resistente teórico de la viga.

| <u>Valores obtenidos para el cálculo del M_r</u> | |
|---|----------|
| ε_{s2} | 0,00061 |
| σ_{s2} (MPa) | 123 |
| U_{s2} (N) | 10403 |
| U_c (N) | 32008 |
| U_{s1} (N) | 42412 |
| $-U_c - U_{s2} + U_{s1}$ (N) | -0,01 |
| x (mm) | 12,12431 |
| M_r (kNm) | 3,56 |

Debido a que la viga se encuentra simplemente apoyada, el momento máximo que actúa en la sección de centro de vano será igual a

$$M_{max} = \frac{P \cdot l}{4}. \quad (4.8)$$

Igualando el momento de rotura M_r a M_{max} y despejando de (4.8) se obtiene la carga de rotura estimada P_{re} , cuyo valor viene recogido en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Valor de la carga de rotura teórica P_{re} .

| <u>Valor de la carga de rotura</u> | |
|------------------------------------|-------|
| P_{re} (kN) | 19,49 |

Esta carga, como se verá en el Apartado 5.1.1, no fue a la que finalmente se produjo la rotura de la viga. Así mismo se han tenido en cuenta las resistencias características, tomando una resistencia del acero $f_{yk} = 500$ MPa, la cual sería la mínima que garantiza el fabricante.

Mediante el uso del programa *Response 2000* se realizó un cálculo más exacto de los componentes de la viga. El resultado del momento resistente, M_r , obtenido mediante el programa fue de $M_{r-response} = 4,65$ kNm, el cual proporciona una carga de rotura de $P_{re-response} = 25,48$ kN.

4.1.1.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo

Se procedió a realizar 2 vigas como modelos para el ensayo. Estas fueron elaboradas en el Laboratorio de Mecánica de Estructuras de la escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. El proceso seguido para la elaboración de la viga fue el común para cualquier elemento de HA:

- **Elaboración del encofrado**

Se realizó mediante tablas de aglomerado cortadas a medida para las vigas (100 x 100 x 1000 mm³).

- **Cortado y atado de la armadura**

Se realizó siguiendo las medidas descritas en el Apartado 4.1.1.1. Posteriormente se colocó la armadura dentro del encofrado respetando los recubrimientos mediante calzos.

- **Elaboración del hormigón y hormigonado**

El hormigón utilizado para las vigas siguió la dosificación por m³ mostrada en la segunda columna de la Tabla 4.7. De acuerdo con estos datos y teniendo en cuenta el tamaño de las vigas, se realizó una proporción en las cantidades por m³. En concreto, las cantidades que se utilizaron para una amasada de 50 l fueron las expresadas en la tercera columna de la misma tabla.

Tabla 4.7: Dosificación para las vigas sin muesca.

| Materiales | Dosificación/m³ | Dosificación/2 vigas (50 l) |
|-----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| Árido (kg) | 1700 | 77,30 |
| Cemento (kg) | 275 | 12,5 |
| Cenizas volantes (kg) | 200 | 9,10 |
| Agua (l) | 178,75 | 14,03 |
| Aditivo ACE 324 | 2,1% | 0,432 kg (cenizas y cemento) |

En particular, con esta única amasada se elaboraron 6 probetas para realizar los ensayos de resistencia según la norma UNE 12390 (denominadas de aquí en adelante P1-P6). Posteriormente, tanto las vigas como las probetas, se mantuvieron en una cámara húmeda para evitar la aparición de fisuras por retracción, dejando las probetas sumergidas en agua hasta 1 día antes de su ensayo. En la Figura 4.6 se pueden observar varias imágenes de todo el proceso.



Figura 4.6: Proceso de elaboración, hormigonado, curado de las vigas sin muesca y su estado final.

Una vez ejecutada la fase de hormigonado se realizaron los ensayos de escurrimiento (UNE 83361) y de resistencia (UNE 12390). La rotura de probetas de control de resistencia del hormigón se realizó a los 7 días (rompiendo las probetas P1 y P2) y a los 4 meses (rompiendo P3 y P4), siendo los resultados del ensayo a compresión y escurrimiento los mostrados en las Tablas 4.8 y 4.9, respectivamente. Una imagen de cada uno de los ensayos se puede ver en la Figura 4.7 (Izqda.: ensayo de escurrimiento y Dcha.: ensayo a flexión).

Tabla 4.8: Resultados de los ensayos a compresión de las probetas de hormigón.

| Probeta | f_{ck} (MPa) | Tiempo |
|---------|----------------|---------|
| P1 | 21,2 | 7 días |
| P2 | 21,5 | 7 días |
| P3 | 33,02 | 4 meses |
| P4 | 33,1 | 4 meses |

Tabla 4.9: Valores obtenidos del ensayo de escurrimiento.

| Ensayo de escurrimiento | |
|-------------------------|------|
| T50 (s) | 2,50 |
| d_f (mm) | 660 |

La explicación de la elaboración de los diferentes ensayos según la norma está incluido en el Anexo de la presente Memoria.



Figura 4.7: Ensayos realizados a la viga sin muesca. Izqda.: Escurrimiento. Dcha.: Resistencia.

4.1.1.3. Instrumentación de EA

4.1.1.3.1. Equipos y configuración

Las señales de EA fueron adquiridas con el equipo *AMSY-5* de la casa comercial *Vallen Systeme* (Figura 4.8). Este equipo de adquisición admite hasta 16 canales de entrada, de los cuales se utilizaron en este ensayo sólo 10. El equipo también cuenta con dos entradas paramétricas de las cuales una de ellas se usó para registrar la carga aplicada.

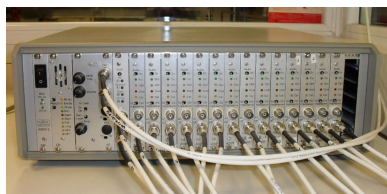


Figura 4.8: Equipo *AMSY-5* de *Vallen Systeme* utilizado para registrar la EA durante los ensayos.

Sobre la viga se colocaron 10 sensores de baja frecuencia del modelo VS30-V de Vallen Systeme, cuya curva de sensibilidad e imagen del sensor se muestran en la Figura 4.9. Son sensores con respuesta relativamente plana y suave entre 25 kHz y 80 kHz. Como se conoce de anteriores investigaciones en estructuras y elementos de hormigón, conviene usar sensores de baja frecuencia ya que el hormigón presenta una considerable atenuación acústica, que se incrementa al aumentar la frecuencia. Así, trabajando en baja frecuencia, se logra una mayor detección y precisión de localización del daño con un menor número de sensores.

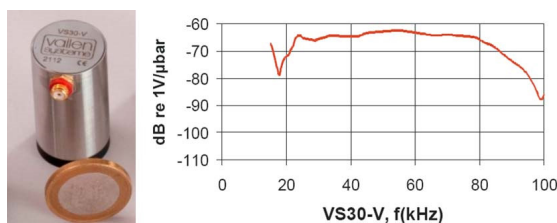


Figura 4.9: Izqda.: Sensor VS30-V de Vallen Systeme. Dcha.: Curva de sensibilidad.

Entre los 10 sensores de EA colocados sobre la viga, dos de ellos se configuraron como sensores guarda para filtrar las señales procedentes de fuentes no deseadas o fuentes de ruido por fricción generadas en los apoyos inferiores (explicado anteriormente en el Apartado 3.1.2.4 de la presente Memoria). Se decidió usar y configurar 8 sensores como sensores normales (no guarda) con el fin de poder tener un número suficiente de señales para poder realizar un buen estudio de la aparición y el crecimiento de las grietas a medida que se incrementaba la carga en cada ciclo. La Figura 4.10 muestra la posición de los sensores en todas las caras de la viga.

Los preamplificadores utilizados fueron del modelo AEP4, de *Vallen Systeme*, con una ganancia de 34 dB_{AE}.

Tal y como se observa en la Figura 4.10, los sensores no se colocaron simétricamente. Los sensores se sujetaron mediante sargentos, por su seguridad y efectividad para un ensayo de estas dimensiones y características. En la Figura 4.11 se observan los sensores y una fotografía general del ensayo.

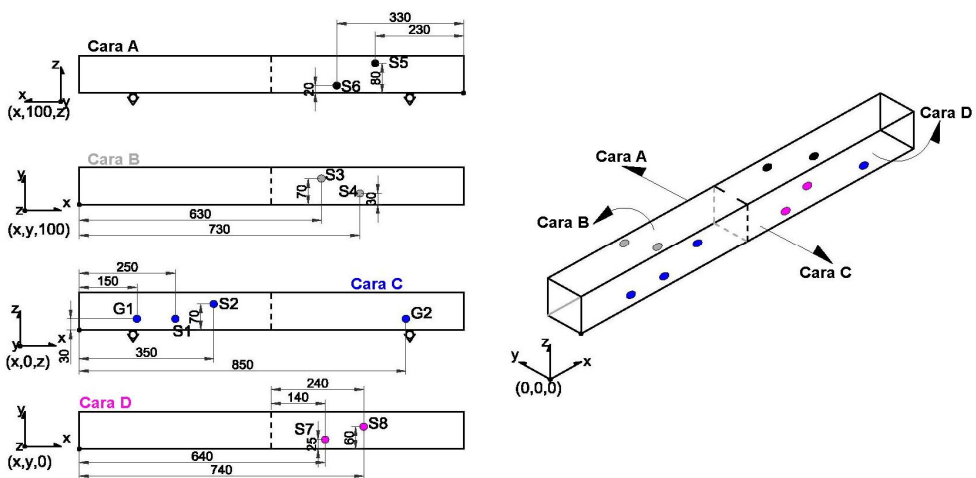


Figura 4.10: Disposición de los 10 sensores de EA en la viga sin muesca. Sistema de coordenadas (X, Y, Z). Distancias en mm. S: Sensores normales. G: Sensores guarda. Línea discontinua: eje central de la viga.

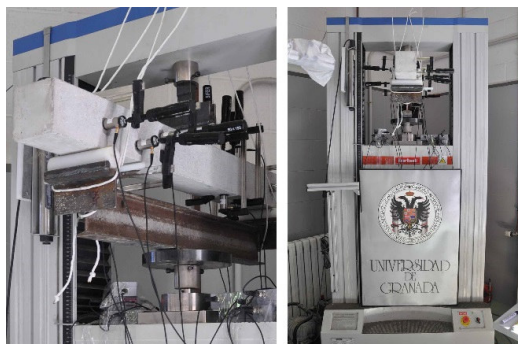


Figura 4.11: Izqda.: Viga sin muesca instrumentada con sensores de EA. Fijación de sensores con sargentos. Dcha.: Fotografía general del ensayo de flexión a tres puntos.

Posición de los sensores de EA

En la Tabla 4.10 se muestra la posición de los 10 sensores de EA. Debe advertirse, sin embargo, que durante la realización del ensayo de la viga, el sensor S8 se cambió de posición por razones de seguridad a partir del ciclo 3.

Tabla 4.10: Posición de sensores en la viga por ciclos en el ensayo de la viga.

| Ciclo 1-2 | | | | | Ciclos 3-6 | | | | |
|-----------|------|-------|-------|-------|------------|------|-------|-------|-------|
| SENSOR | CARA | X(mm) | Y(mm) | Z(mm) | SENSOR | CARA | X(mm) | Y(mm) | Z(mm) |
| S1 | C | 250 | 0 | 30 | S1 | C | 250 | 0 | 30 |
| S2 | C | 350 | 0 | 70 | S2 | C | 350 | 0 | 70 |
| S3 | B | 630 | 70 | 100 | S3 | B | 630 | 70 | 100 |
| S4 | B | 730 | 30 | 100 | S4 | B | 730 | 30 | 100 |
| S5 | A | 230 | 100 | 80 | S5 | A | 230 | 100 | 80 |
| S6 | A | 330 | 100 | 20 | S6 | A | 330 | 100 | 20 |
| S7 | D | 640 | 25 | 0 | S7 | D | 640 | 25 | 0 |
| S8 | D | 740 | 60 | 0 | S8 | D | 760 | 72 | 0 |
| G1 | C | 150 | 0 | 30 | G1 | C | 150 | 0 | 30 |
| G2 | C | 850 | 0 | 30 | G2 | C | 850 | 0 | 30 |

4.1.1.3.2. Parámetros de adquisición de EA

Los parámetros de adquisición fueron los siguientes:

- 10 Sensores VS30-V (Figura 4.9).
- Filtros: 25 kHz-180 kHz.
- Ganancia del preamplificador (34 dB_{AE}).
- Umbral: 35,1 dB_{AE}.
- Frecuencia de muestreo: 5 MHz.
- Periodo de muestreo: 0,2 μ s.
- Número de datos de cada señal: 4096.
- Longitud de señal: 819 μ s.

- *Pretrigger*: 1500 muestras.
- Modo disparo: Normal.
- Tiempo de rearme: 3,2 ms.
- Duración del tiempo de discriminación (DDT): 400 μ s.
- Impedancia de entrada: 50 Ω .

4.1.1.4. Historia de carga

El ensayo se realizó aplicando un programa de ciclos de carga de amplitud incremental por control de fuerza, aumentando la carga máxima en 5 kN por ciclo. Al inicio fue necesario introducir una precarga de 1 kN. En la Tabla 4.11 se recogen los valores de carga antes y después de cada ciclo, tiempo y velocidad de carga.

Los ciclos se dividieron en 4 etapas, de las cuales la etapa de carga y descarga son comunes, siendo la pendiente de carga diferente a la de descarga. La etapa de meseta (carga mantenida) sirvió para poder apreciar no solo la formación de grietas sino la apertura de las mismas en el momento de carga máxima por ciclo. Así mismo la etapa de prolongación se usó para realizar una inspección visual, anotar las grietas y realizar diversas fotografías de las grietas formadas por ciclo, dándose además un fenómeno de relajación de la viga al quedar descargada. En la Figura 4.12 se puede apreciar la historia completa de carga que se aplicó a la viga (etapas de carga, meseta y descarga por cada ciclo). Como se ha explicado en la Tabla 4.10, los sensores estuvieron colocados sobre la viga hasta el final del ciclo 6. En el ciclo 7 se quitaron por seguridad.

Tabla 4.11: Descripción de los ciclos de carga aplicados a la viga sin muesca.

| CICLOS | Carga inicial (kN) | Carga final (kN) | Tiempo (s) | Velocidad (kN/s) | Tiempo a inicio (s) |
|-----------------|--------------------|------------------|------------|------------------|---------------------|
| PRECARGA | 0 | 1 | 10,00 | 0,10 | 10,00 |
| C1 | 1 | 5 | 40,00 | 0,100 | 50,00 |
| C1 meseta | 5 | 5 | 120 | 0 | 170,00 |
| C1 descarga | 5,0 | 1,0 | 1,33 | -3 | 171,33 |
| C1 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0 | 591,33 |
| C2 | 1 | 10,0 | 90,00 | 0,100 | 681,33 |
| C2 meseta | 10 | 10,0 | 120 | 0 | 801,33 |
| C2 descarga | 10,0 | 1,0 | 3,00 | -3 | 804,33 |
| C2 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0 | 1224,33 |
| C3 | 1 | 15,0 | 140,00 | 0,100 | 1364,33 |
| C3 meseta | 15 | 15,0 | 120 | 0 | 1484,33 |
| C3 descarga | 15,0 | 1,0 | 4,67 | -3 | 1489,00 |
| C3 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0 | 1909,00 |
| C4 | 1 | 20,0 | 190,00 | 0,100 | 2099,00 |
| C4 meseta | 20 | 20,0 | 120 | 0 | 2219,00 |
| C4 descarga | 20,0 | 1,0 | 6,33 | -3 | 2225,33 |
| C4 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0 | 2645,33 |
| C5 | 1 | 25,0 | 240,00 | 0,100 | 2885,33 |
| C5 meseta | 25 | 25,0 | 120 | 0 | 3005,33 |
| C5 descarga | 25,0 | 1,0 | 8,00 | -3 | 3013,33 |
| C5 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0 | 3433,33 |
| C6 | 1 | 30,0 | 290,00 | 0,100 | 3723,33 |
| C6 meseta | 30 | 30,0 | 120 | 0,00 | 3843,33 |
| C6 descarga | 30,0 | 1,0 | 9,67 | -3 | 3853,00 |
| C6 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0,00 | 4273,00 |
| C7 | 1 | 35,0 | 340,00 | 0,100 | 4613,00 |
| C7 meseta | 35 | 35,0 | 120 | 0,00 | 4733,00 |
| C7 descarga | 35,0 | 1,0 | 11,33 | -3 | 4744,33 |
| C7 prolongación | 1,0 | 1,0 | 420 | 0,00 | 5164,33 |

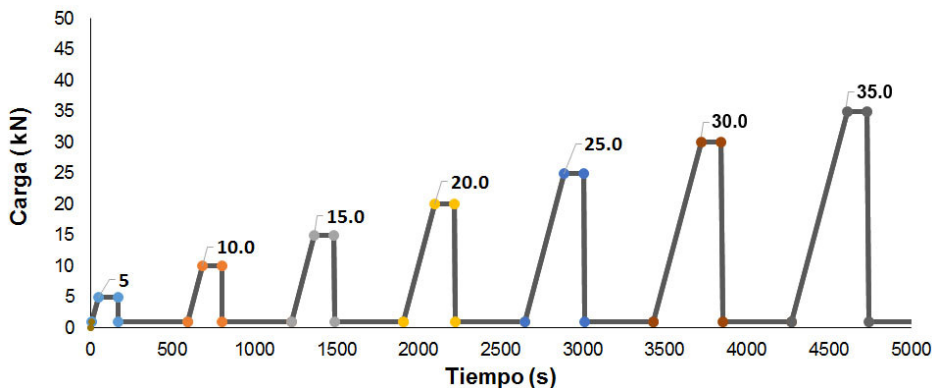


Figura 4.12: Relación de ciclos de carga incremental aplicados a la viga sin muesca.

4.1.2. Vigas con muesca

4.1.2.1. Diseño y dimensionado del modelo de ensayo

Para establecer el dimensionado de la viga se tuvo en cuenta que la luz máxima entre apoyos inferiores permitida por la máquina de ensayos era 1000 mm. Los ensayos se realizaron con una máquina multi-ensayos a tracción y compresión con una capacidad de 100 kN conforme a la norma UNE EN 10002-1, modelo 26-HO de la marca CONTROLS, situada en el Laboratorio de Materiales de Construcción del Dpto. de Construcciones Arquitectónicas de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de la Edificación, que mediante una adaptación de la misma con perfilaría metálica permite realizar ensayos a flexión.

Siguiendo una geometría similar a las vigas sin muesca y tomando como referencia también las vigas del pórtico de HA (Apartado 4.2.2), se decidió que la viga debía ser cuadrada y preferiblemente proporcional en armado a la columna de la estructura porticada y con una distancia adecuada para poder estudiar la atenuación en el HA. En concreto, se estableció una longitud de 1600 mm.

En la Figura 4.13 se puede observar un esquema general de la viga con muesca. Como se indica en *Japan Concrete Institute of Standard* [73], para la realización de la muesca se tomó un ancho igual o inferior a 0,5 mm y una profundidad menor o igual de 0,3 veces la altura de la pieza.

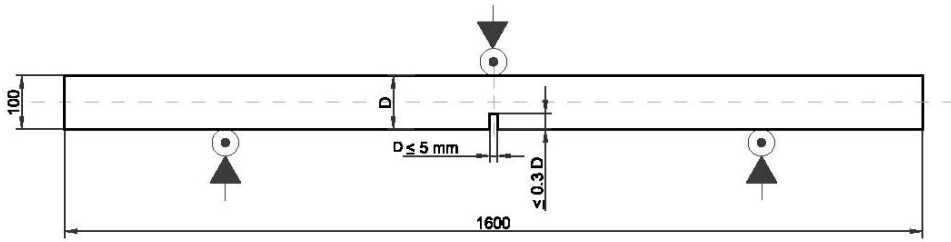


Figura 4.13: Esquema general del ensayo de flexión a 3 puntos de la viga con muesca. Distancias en mm.

Teniendo en cuenta las restricciones de peso para que se pueda realizar el ensayo de una forma segura, se decidió una sección de $100 \times 100 \text{ mm}^2$, valor que proporciona un peso aproximado predicho de la viga de 40 kg (en este cálculo se tuvo en cuenta una densidad del hormigón armado de $2,5 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$). Los estribos fueron idénticos a la viga sin muesca (Figura 4.2).

A la hora de calcular las dimensiones de la muesca se tuvo en cuenta que el recubrimiento de la armadura en el hormigón fue de 10 mm. Por tanto, la altura de la muesca no podría ser mayor a este valor, ya que la armadura estaría visible y debilitaría mucho la viga. Finalmente, se dispuso de 10 mm de altura en la muesca. Respecto a la anchura se decidió aplicar el máximo de 5 mm permitido en [73]. Para poder realizar la muesca se fabricó una pieza de dimensiones 5 x 10 x 100 mm en madera como se muestra en la Figura 4.14.

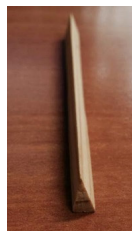


Figura 4.14: Molde de madera para la aplicación de la muesca.

Las armaduras longitudinal y transversal fue por igual que para la viga sin muesca (Figura 4.3). La separación entre estribos fue de 100 mm, salvo en la parte central de la viga. La Figura 4.15 muestra la distribución de los estribos de la viga de HA con la muesca.

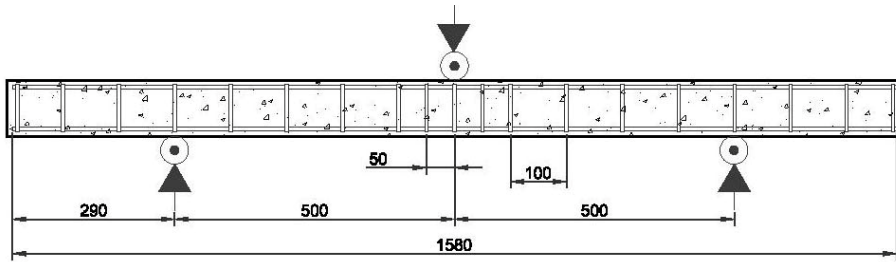


Figura 4.15: Distribución de los estribos a lo largo de la viga con muesca. Distancias en mm.

En las Tablas 4.12-4.15 se recogen las características geométricas de la viga con muesca y sus datos para el cálculo.

Tabla 4.12: Canto h , ancho b , recubrimiento d' , canto útil d y luz entre apoyos.

| Geometría (mm) | Dimensiones |
|----------------|-------------|
| H (mm) | 100,00 |
| b | 100,00 |
| d' | 10,00 |
| d | 90,00 |
| Luz | 1000 |

Tabla 4.13: Resistencia característica a compresión del hormigón f_{ck} , coeficiente de minoración γ_c y resistencia de cálculo del hormigón f_{cd} .

| Hormigón | |
|-------------------------------|-------|
| f_{ck} (N/mm ²) | 33,00 |
| γ_c | 1,50 |
| f_{cd} (N/mm ²) | 22,00 |

Tabla 4.14: Resistencia característica a tracción del acero f_{yk} , coeficiente de minoración γ_s y resistencia de cálculo del acero f_{yd} .

| Acero | |
|-------------------------------|--------|
| f_{yk} (N/mm ²) | 500,00 |
| γ_s | 1,15 |
| f_{yd} (N/mm ²) | 434,78 |

Tabla 4.15: Áreas de la armadura inferior A_{s1} y de la armadura superior A_{s2} .

| Armadura | | |
|-----------------------------|-----------|-------|
| A_{s1} (mm ²) | $3\phi 6$ | 84,82 |
| A_{s2} (mm ²) | $3\phi 6$ | 84,82 |

A diferencia de la viga sin muesca, solo se realizó una estimación de cálculo mediante el uso del programa *Response 2000* sobre el momento máximo que podría resistir la viga con muesca. El resultado del momento resistente, M_r , obtenido mediante el programa fue de $M_{r-response} = 4,65$ kNm. Aplicando la Ecuación (4.8) y teniendo en cuenta una luz de 1000 mm se obtiene una carga de rotura de $P_{re-response} = 18,4$ kN. Esta carga, como se verá en el Apartado 5.1.1, no fue a la que finalmente se produjo la rotura de la viga.

4.1.2.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo

Se elaboraron 4 vigas como modelos para el ensayo en el Laboratorio de Mecánica de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. El proceso seguido para su elaboración fue exactamente igual al de la viga sin muesca.

El hormigón utilizado siguió la dosificación por m³ mostrada en la segunda columna de la Tabla 4.16. De acuerdo con estos datos, las cantidades que se utilizaron para una amasada de 0,1 m³ fueron las expresadas en la tercera columna de la misma tabla.

Tabla 4.16: Dosificación para las vigas ensayadas.

| Materiales | Dosificación/m³ | Dosificación/4 vigas (0,1 m³) |
|-----------------------|-----------------------------------|---|
| Árido (kg) | 1700 | 170 |
| Cemento (kg) | 335 | 33,5 |
| Cenizas volantes (kg) | 175 | 17,5 |
| Agua (l) | 200 | 20 |
| Aditivo ACE 324 | 1,5% | 0,765 kg (cenizas y cemento) |

En particular, con esta única amasada se elaboraron las cuatro vigas y 6 probetas para realizar los ensayos de resistencia según la norma UNE 12390 (denominadas de aquí en adelante P1-P6). En la Figura 4.16 se pueden observar varias imágenes del proceso de elaboración.

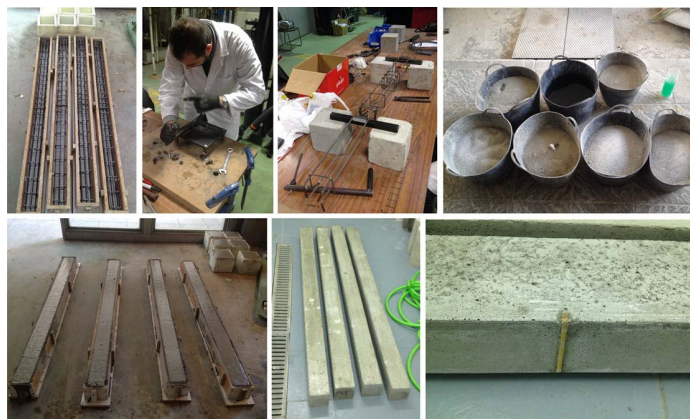


Figura 4.16: Proceso de elaboración, hormigonado y curado de las vigas con muesca.

Una vez ejecutada la fase de hormigonado, se realizaron también los ensayos de escurrimiento (UNE 83361) y resistencia (UNE 12390). La rotura de probetas de control de resistencia del hormigón se realizó a los 7 días (rompiendo las probetas P1 – P2) y a los 3 meses (rompiendo P3 y P4), siendo los resultados los mostrados en las Tablas 4.17 y 4.18.

Tabla 4.17: Resultados de los ensayos a compresión y escurrimiento de las probetas de hormigón.

| | | |
|--|-------|---------|
| | 21,2 | 7 días |
| | 21,5 | 7 días |
| | 33,02 | 3 meses |
| | 29,5 | 3 meses |

Tabla 4.18: Valores obtenidos del ensayo de escurrimiento.

| Ensayo de escurrimiento | |
|--------------------------------|------|
| T_{50} (s) | 2,75 |
| d_f (mm) | 610 |

La explicación de la elaboración de los diferentes ensayos según la norma está incluida en el Anexo de la presente Memoria.

4.1.2.3. Instrumentación de EA

4.1.2.3.1. Equipos y configuración

Las señales de EA fueron adquiridas con el equipo *AMSY-5*, el mismo que se usó en la viga sin muesca. Se ensayaron 2 vigas sobre las cuales se colocaron distintos sensores a distintas distancias según el canal de entrada al equipo de adquisición y usando dos umbrales de detección.

A diferencia de los ensayos de la viga sin muesca, en las vigas con muesca se usaron también sensores de baja, media y alta frecuencia, con objeto de observar si determinados índices de daño ya establecidos en la bibliografía están afectados por la atenuación y su variación con la frecuencia.

Los distintos sensores usados en los ensayos de las vigas con muesca fueron los modelos VS30-V, VS45-H y VS150-M de *Vallen Systeme* y el sensor Pico de *Mistras*. En la Figura 4.17 se pueden observar los sensores utilizados y su respuesta en frecuencia.

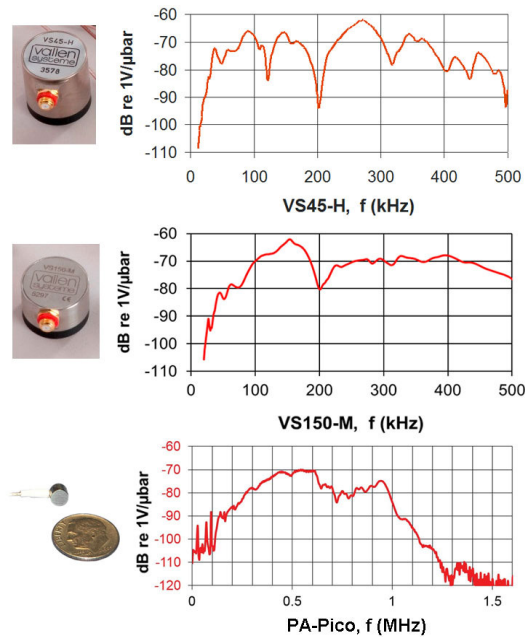


Figura 4.17: Sensores VS45-H y VS150-M de *Vallen Systeme* y Pico de *Mistras* (de arriba hacia abajo).

Además de variar el tipo de sensor de adquisición (con diferente sensibilidad), se fijaron diferentes filtros de frecuencia para cada uno de ellos, con el fin de establecer el ancho de banda de trabajo. Igualmente se usaron dos umbrales de detección (35 y 45 dB_{AE}).

Los filtros usados, la distancia de los sensores al centro de la viga así como el umbral usado, pueden verse en la

Tabla 4.19.

Tabla 4.19: Esquema general de canales de adquisición y sus parámetros usados según cada ensayo en las vigas con muesca.

| ENSAYO 1 | | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|
| Canal | CH 1 | CH 2 | CH 3 | CH 4 | CH 5 | CH 6 |
| Modelo sensor | Pico | Pico | Pico | Pico | Pico | Pico |
| Filtro paso alta (kHz) | 340 | 340 | 340 | 340 | 340 | 340 |
| Filtro paso baja (kHz) | 660 | 660 | 660 | 660 | 660 | 660 |

| | | | | | | |
|----------------------------|--------|--------|-----------|-----------|--------|--------|
| Distancia (cm) | -20 | -40 | -60 | -20 | -40 | -60 |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 | 35 | 35 | 45 | 45 | 45 |
| Canal | CH 7 | CH 8 | CH 9 | CH 10 | CH 11 | CH 12 |
| Modelo sensor | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V |
| Filtro paso alta (kHz) | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| Filtro paso baja (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| Distancia (cm) | -20 | -40 | -60 | -20 | -40 | -60 |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 | 35 | 35 | 45 | 45 | 45 |
| Canal | CH 13G | CH 14G | CH 15G | CH 16G | | |
| Modelo sensor | VS30-V | VS30-V | Fuji 2045 | Fuji 2045 | | |
| Filtro paso alta (kHz) | 25 | 25 | 95 | 95 | | |
| Filtro paso baja (kHz) | 180 | 180 | 850 | 850 | | |
| Distancia (cm) | - | - | - | - | | |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 | 35 | 35 | 35 | | |

ENSAYO 2

| | | | | | | |
|----------------------------|-----------|-----------|---------|---------|--------|---------|
| Canal | CH 1 | CH 2 | CH 3 | CH 4 | CH 5 | CH 6 |
| Modelo sensor | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H |
| Filtro paso alta (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| Filtro paso baja (kHz) | 350 | 350 | 350 | 350 | 350 | 350 |
| Distancia (cm) | -20 | -40 | -60 | -20 | -40 | -60 |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 | 35 | 35 | 45 | 45 | 45 |
| Canal | CH 7 | CH 8 | CH 9 | CH 10 | CH 11 | CH 12 |
| Modelo sensor | VS150-M | VS150-M | VS150-M | VS150-M | VS150- | VS150-M |
| Filtro paso alta (kHz) | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| Filtro paso baja (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| Distancia (cm) | -20 | -40 | -60 | -20 | -40 | -60 |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 | 35 | 35 | 45 | 45 | 45 |
| Canal | CH 13G | CH 14G | | | | |
| Modelo sensor | Fuji 2045 | Fuji 2045 | | | | |
| Filtro paso alta (kHz) | 95 | 95 | | | | |
| Filtro paso baja (kHz) | 850 | 850 | | | | |
| Distancia (cm) | - | - | | | | |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 | 35 | | | | |

Posición de los sensores de EA

La Figura 4.18 muestra la posición de los sensores según los canales del equipo de adquisición de EA en la viga con muesca tomando el centro de la viga como el origen de coordenadas.

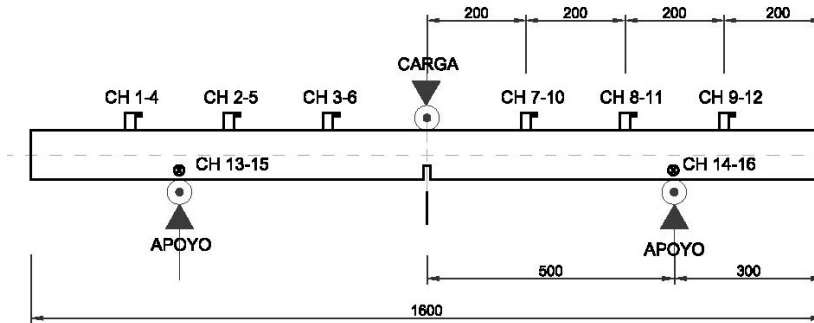


Figura 4.18: Ubicación de los sensores de EA en las vigas con muesca. Origen de coordenadas en el centro de la viga. Distancias en mm.

En la Figura 4.19 se puede observar la viga con muesca sobre la máquina de ensayos 26-HO de la casa comercial CONTROLS y los sensores colocados sobre ella. Esta imagen representa el segundo ensayo.



Figura 4.19: Fotografía general del ensayo a flexión a tres puntos de la viga con muesca.

4.1.2.3.2. Parámetros de adquisición de EA

Los parámetros de adquisición de las señales de EA se presentan observar en la Tabla 4.20 para cada uno de los ensayos.

Tabla 4.20: Parámetros de adquisición según ensayos.

| | Ensayo 1 | Ensayo 2 |
|--|---------------------|---------------------|
| 3 Sensores normales - filtros (kHz) | VS30-V [25, 180] | VS45-H [180, 350] |
| 3 Sensores normales - filtros (kHz) | PA-Pico [340, 660] | VS150-M [95, 180] |
| 2 Sensores guardas - filtros (kHz) | VS30-V. [25, 180] | FUJI 2045 [95, 850] |
| 2 Sensores guardas - filtros (kHz) | FUJI 2045 [95, 850] | |
| Umbral (dB _{AE}) | 35 y 45 | 35 y 45 |
| Ganancia del preamplificador (dB _{AE}) | 34 | 34 |
| Frecuencia de muestreo (MHz) | 2,5 | 2,5 |
| Periodo de muestreo (μs) | 0,4 | 0,4 |
| Número de datos de cada señal (n) | 2048 | 2048 |
| Longitud de señal (μs) | 819,2 | 819,2 |
| <i>Pretrigger</i> (n) | 200 | 200 |
| Modo disparo | Normal | Normal |
| Impedancia de entrada (Ω) | 50 | 50 |

4.1.2.4. Historia de carga

El ensayo se realizó aplicando un programa de ciclos de carga incremental, igual al aplicado a la viga sin muesca, por control de fuerza. Los ciclos fueron proporcionales entre sí, con una variación de la carga máxima de 4 kN por ciclo. Al inicio fue necesario introducir una precarga de 1 kN. En la Tabla 4.21 se recogen los valores de carga antes y después de cada ciclo, tiempo y velocidad de carga. La carga máxima de cada ciclo fue inferior en estos ensayos que la aplicada a la viga sin muesca.

Al igual que los ensayos aplicados a la viga sin muesca, los ciclos se dividieron en 4 etapas, de las cuales la etapa de carga y descarga son comunes, siendo la pendiente de carga diferente a la de descarga. La Figura 4.20 muestra los ciclos de carga incremental aplicados a la viga con muesca.

Tabla 4.21: Descripción de los ciclos de carga aplicados a las vigas con muesca.

| CICLOS | Carga inicial (kN) | Carga final (kN) | Tiempo (s) | Velocidad (kN/s) | Tiempo a inicio (s) |
|-----------------|--------------------|------------------|------------|------------------|---------------------|
| PRECARGA | 0 | 1 | 10 | 0,10 | 00,00 |
| C1 | 1 | 4 | 30 | 0,10 | 30,00 |
| C1 meseta | 4 | 4 | 120 | 0 | 150,00 |
| C1 descarga | 4 | 1 | 1,50 | -2 | 151,50 |
| C1 prolongación | 1 | 1 | 300 | 0 | 451,5 |
| C2 | 1 | 8 | 70 | 0,10 | 521,50 |
| C2 meseta | 8 | 8 | 120 | 0 | 641,50 |
| C2 descarga | 8 | 1 | 3,5 | -2 | 645,00 |
| C2 prolongación | 1 | 1 | 300 | 0 | 945,00 |
| C3 | 1 | 12 | 110 | 0,10 | 1055,00 |
| C3 meseta | 12 | 12 | 120 | 0 | 1175,00 |
| C3 descarga | 12 | 1 | 5,5 | -2 | 1180,50 |
| C3 prolongación | 1 | 1 | 300 | 0 | 1480,50 |
| C4 | 1 | 16 | 150 | 0,10 | 1630,50 |
| C4 meseta | 16 | 16 | 120 | 0 | 1750,50 |
| C4 descarga | 16 | 1 | 7,5 | -2 | 1558,00 |
| C4 prolongación | 1 | 1 | 300 | 0 | 2058,00 |
| C5 | 1 | 20 | 190 | 0,10 | 2248,00 |
| C5 meseta | 20 | 20 | 123 | 0 | 2368,00 |
| C5 descarga | 20 | 1 | 9,5 | -2 | 2377,50 |
| C5 prolongación | 1 | 1 | 300 | 0 | 2677,50 |
| C6 | 1 | 24 | 230 | 0,10 | 2907,50 |
| C6 meseta | 24 | 24 | 120 | 0 | 3027,50 |
| C6 descarga | 24 | 1 | 11,5 | -2 | 3039,00 |
| C6 prolongación | 1 | 1 | 300 | 0,00 | 3339,00 |

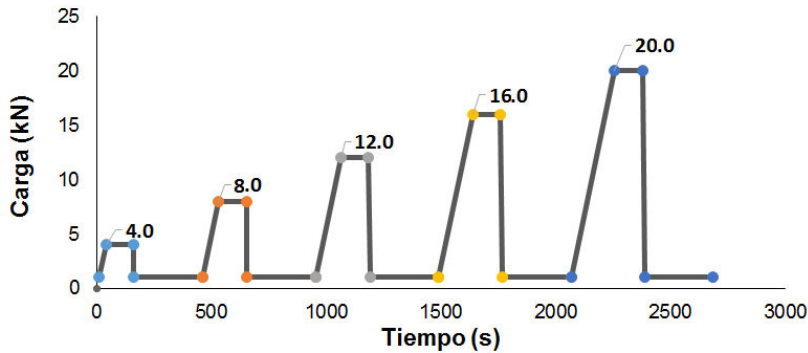


Figura 4.20: Ciclos de carga incremental aplicados a las vigas con muesca.

4.2. Ensayos dinámicos en mesa sísmica

En el marco del proyecto DIDETS de Excelencia de la Junta de Andalucía se realizaron varios ensayos dinámicos de modelos de estructuras de hormigón armado de diferentes tipos (losas de HA sobre pilares metálicos y pórticos de HA) con y sin disipadores histeréticos de energía [74-75]. En esta Tesis Doctoral se han considerado sólo los especímenes sin disipadores.

4.2.1. Losa de HA sobre pilares metálicos

4.2.1.1. Diseño del modelo de ensayo

El modelo de ensayo se elaboró en el Laboratorio de Mecánica de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. El prototipo analizado fue una estructura de 2,8 m de altura y una planta cuadrada de 2,7 m de lado constituida por una losa de HA soportada en cuatro pilares metálicos de acero, de sección cuadrada, siguiendo las normas españolas EHE-08 [72] y NCSE-02 [3].

Se ensayó con EA un modelo cuyas características se obtuvieron a partir de una estructura prototipo a la que se le aplican los siguientes factores de escala para cumplir las leyes de semejanza: $\lambda_1=1/2$, $\lambda_a=1$ y $\lambda_\sigma=1$, donde λ_1 , λ_a y λ_σ son factores de escala por los que la geometría, la aceleración y las cargas del prototipo se multiplican para obtener las dimensiones del modelo a ensayar. El ancho de la

losa es 125 mm y está armada con mallas de acero, una superior formada por barras de 6 mm de diámetro espaciadas 100 mm y otra inferior con barras de 10 mm espaciadas 75 mm. La resistencia media f_s del acero fue 467 MPa, y la del hormigón a compresión f_c de 23,5 MPa. Otras características se pueden encontrar en [76].

Para representar las cargas sobre la estructura y satisfacer las leyes de semejanza entre el prototipo y el modelo, se colocaron bloques de acero encima de la losa (sobrecarga). La masa total de la losa incluyendo los bloques de acero fue 7.390 kg.

El modelo se ensayó en la mesa sísmica uniaxial MTS 3x3 m² de dicho laboratorio. La Figura 4.21 muestra el croquis del modelo de ensayo.

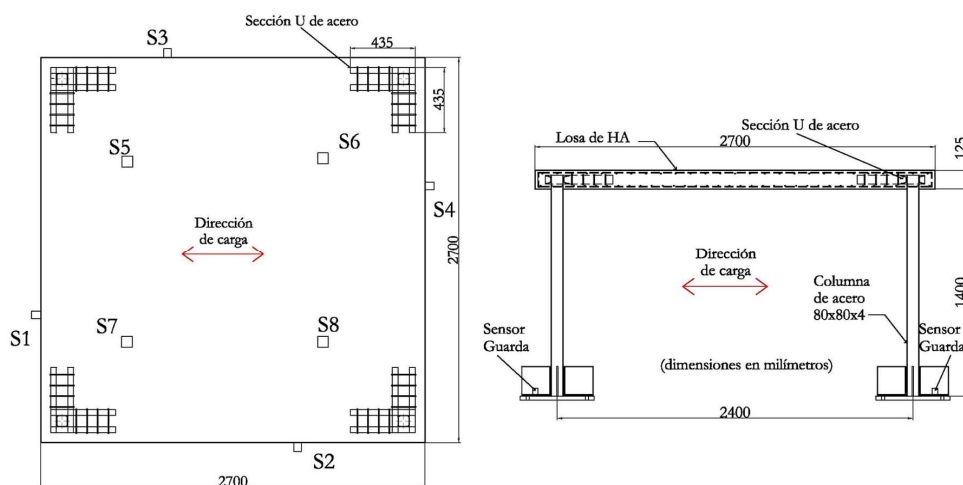


Figura 4.21: Modelo de ensayo de la losa con pilares metálicos. Izqda.: Planta. Dcha.: Alzado. Medidas en mm.

4.2.1.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo

El proceso de elaboración siguió dos fases de ejecución:

- **Elaboración de los pilares de acero**

Durante esta primera fase se prepararon las columnas y demás piezas metálicas y con acero S355. Se soldaron las columnas a las placas base y posteriormente se crearon las cartelas rigidizadoras que unen la parte inferior de las columnas y la placa base.

- **Hormigonado de la losa**

Se preparó el encofrado para el hormigonado de la losa. Posteriormente, se colocó el armado superior e inferior. El armado superior consiste en una malla de redondos de $\varnothing 6$ mm separados 100 mm en las dos direcciones, mientras que el armado inferior está formado por redondos de $\varnothing 6$ mm separados 75 mm en las dos direcciones. También se colocó un armado de refuerzo y crucetas metálicas para evitar el punzonamiento en las cabezas de las columnas metálicas.

Durante el hormigonado, se tomaron probetas de las distintas amasadas para la posterior realización del ensayo de resistencia (UNE 12390). El hormigón tuvo una resistencia $f_c=23,5$ MPa. La explicación de la elaboración de este ensayo se incluye en el Anexo de la presente Tesis Doctoral.

4.2.1.3. Instrumentación de EA

4.2.1.3.1. Equipos y configuración

Para el registro de las señales de EA se utilizó el equipo AMSY-5 de *Vallen Systeme* y doce sensores VS30-V. Previamente a la colocación de sensores, se hizo un estudio de las zonas que se pretendía analizar y un análisis de donde estaban ubicadas las fuentes de ruido no deseado.

Los sensores se distribuyeron sobre el modelo de ensayo tal y como se indica en la Figura 4.22. Se colocaron cuatro sensores en las caras laterales de la losa y otros cuatro en la parte inferior. Por último se colocaron otros cuatro sensores en la parte inferior de las columnas, configurados como sensores guarda. Las fuentes de ruido previstas fueron principalmente dos: el flujo de aceite del actuador hidráulico de la mesa sísmica (fuente de ruido indeseado N1) y la fricción entre la

mesa y los apoyos de las columnas de acero (fuente de ruido indeseado N2). Por este motivo se colocaron los 4 sensores guardas en la parte inferior de cada columna.

Las señales de EA se registraron con periodo de muestreo de $1,6 \mu\text{s}$. La duración de cada señal fue $t_{max}=1638,4 \mu\text{s}$.

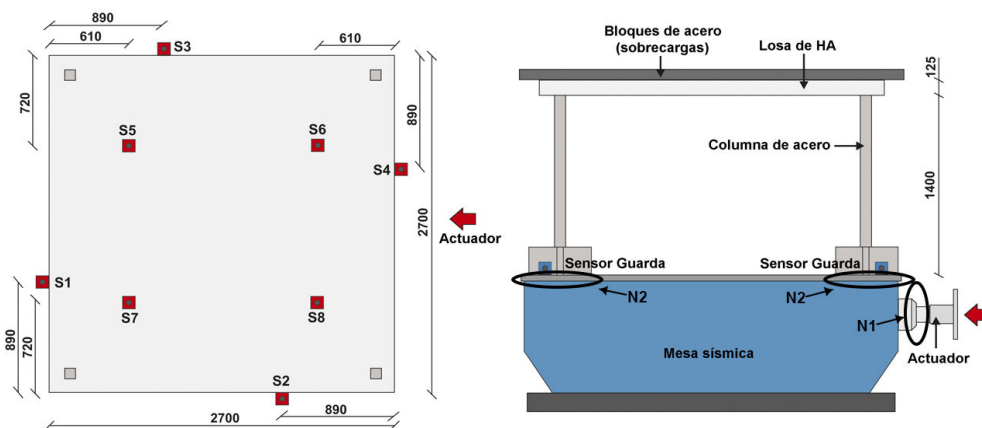


Figura 4.22: Ubicación de los sensores y las fuentes de ruido indeseable en el modelo de ensayo de la losa de HA con pilares metálicos. Izqda.: planta. Dcha.: alzado.

4.2.1.3.2. Parámetros de adquisición de EA

Los filtros instalados fueron:

- **Filtro paso alta:** 25 kHz en todos los canales, para evitar los ruidos de baja frecuencia así como los ruidos mecánicos y medioambientales.
- **Filtros paso baja:** se colocaron filtros de 180 y 300 kHz. Este filtro se coloca para evitar el ruido electromagnético y otros posibles ruidos de alta frecuencia de fuente desconocida.

En resumen, la configuración de EA fue la siguiente (ver también la Tabla 4.22):

- 12 Sensores VS30-V.
- 11 Canales.

- Filtros, según tabla adjunta.
- Ganancia del preamplificador: 34 dB_{AE}.
- Frecuencia de muestreo: 0,625 MHz.
- Número de muestras de cada señal: 1024.
- *Pretrigger*: 200 muestras.
- HDT: 200 μ s.
- Umbral: 45 dB_{AE}.
- Impedancia: 50 Ω .
- Acoplante: grasa de silicona.
- Mina para calibración: Fuente Hsu-Nielsen de 0,5 mm.

Tabla 4.22: Esquema general de adquisición de datos utilizado en la losa de HA sobre pilares de acero.

| Ubicación | Sensor-tipo | Canal | Filtro (kHz) |
|---------------------|-------------|-------|--------------|
| Canto de la losa | 1-N | 1 | [25, 180] |
| | 2-N | 3 | [25, 180] |
| | 3-N | 5 | [25, 180] |
| | 4-N | 7 | [25, 180] |
| Inferior a la losa | 5-N | 9 | [25, 300] |
| | 6-N | 11 | [25, 300] |
| | 7-N | 13 | [25, 300] |
| | 8-N | 15 | [25, 300] |
| Arranque de pilares | 9-G | 17C | [95, 300] |
| | 10-G | 17C | [95, 300] |
| | 11-G | 19C | [95, 300] |
| | 12-G | 19C | [95, 300] |

4.2.1.4. Otra instrumentación

Además de la instrumentación de EA anteriormente citada, sobre el modelo de ensayo se colocó otra instrumentación no relacionada con el registro de la EA. La instrumentación constó de varios transductores de desplazamiento (LVDT) para medir el desplazamiento horizontal relativo entre la mesa sísmica y la losa, acelerómetros y galgas extensométricas. Las galgas extensométricas estaban adheridas a diecinueve barras longitudinales de la parte inferior y superior de la losa en la zona cercana a los pilares. También se adherieron galgas extensométricas en cabeza y base de los pilares. Los acelerómetros se fijaron a la mesa sísmica para medir la aceleración absoluta de la mesa x_y y la respuesta de la losa x_t . Todos los datos fueron almacenados con una frecuencia de muestreo de 200 Hz por el sistema de adquisición de datos *MGCPplus* de la casa comercial HBM (*Hottinger Baldwin Messtechnik*).

En la Figura 4.23 se puede observar el modelo de ensayo totalmente preparado antes de los ensayos con la instrumentación de EA, LVDTs, acelerómetros y galgas extensométricas (embebidas dentro del HA).

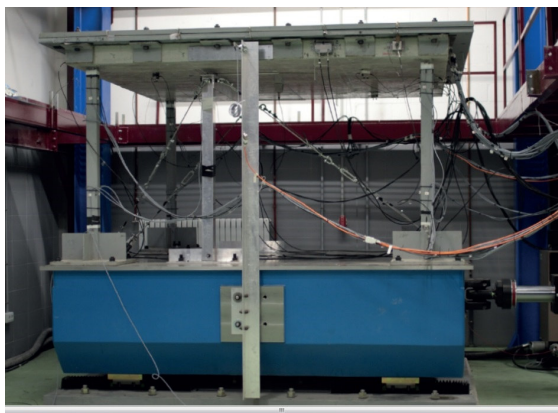


Figura 4.23: Losa de HA sobre pilares de acero totalmente instrumentada antes de los ensayos.

4.2.1.5. Historia de carga

El modelo de ensayo se sometió a varias simulaciones sísmicas en las que la mesa sísmica reprodujo la componente norte-sur del movimiento de tierra ocurrido en 1980 en Campano Lucano (Italia), medido desde la estación de Calitri, amplificado a valores crecientes de la aceleración pico. Los principales datos registrados de este evento sísmico se muestran en la Tabla 4.23.

El acelerograma reproducido por la mesa sísmica se representa en la Figura 4.24 (en unidades de g), escalado en amplitud por 0,5 y en el tiempo por el factor $\lambda_t = \sqrt{0,4}$ para cumplir las leyes de semejanza.

Tabla 4.23: Datos registrados del evento producido en Campano Lucano (Italia)

| Campano Lucano (1980) | | | |
|------------------------|-----------------|------------------------|------------|
| Estación | Calitri CLT | Distancia al epicentro | 16 km |
| Hora | 06:34:41PM(UTC) | Distancia a la falla | 13 km |
| Fecha | 23/11/1980 | Geología local | Suelo duro |
| Latitud del epicentro | 40,78N | Vs (m/s) | 529 |
| Longitud del epicentro | 15,33E | PGA horizontal (g) | 0,179 |
| Profundidad focal | 16 km | PGA vertical (g) | 0,167 |

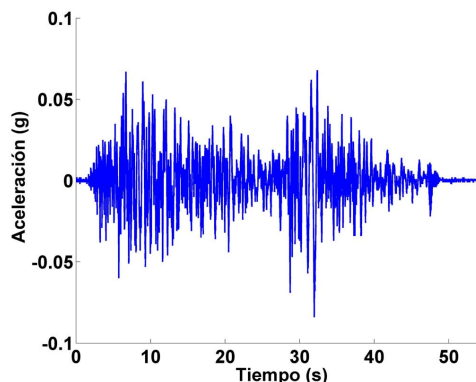


Figura 4.24: Acelerograma de la componente norte-sur del evento sísmico ocurrido en Campano Lucano (PGA Horizontal al 50%).

El modelo de ensayo se sometió a dos series de simulaciones. Se usó el mismo acelerograma en todas las simulaciones, siendo la única diferencia el factor de

escala de aceleración (PA) que varió en cada una de las simulaciones. La primera serie consistió en ocho simulaciones con PA progresivamente creciente desde 0,08 *g* hasta 0,58 *g*. La segunda serie consistió en seis sismos cuya PA se incrementó progresivamente desde 0,19 *g* hasta 0,95 *g*. La segunda serie comienza con valores de PA menores que los obtenidos en la serie anterior. A lo largo de las simulaciones el modelo se llevó muy cerca del límite normalmente aceptado en estructuras de hormigón armado.

En la Tabla 4.24 se reflejan los valores de aceleración máxima PA (en *g*) y en porcentaje de la aceleración pico del registro original, para todas las simulaciones sísmicas de cada una de las series de ensayos.

Tabla 4.24: Serie de ensayos aplicados sobre losa con pilares metálicos.

| <u>Serie de Ensayos</u> | | | |
|-------------------------|------------------|-----------------|------|
| 1 | 2 | | |
| Simulación | % PGA Horizontal | PA (<i>g</i>) | |
| A1 | 40 | 0,08 | |
| B1 | 50 | 0,10 | |
| C1 | 60 | 0,12 | |
| D1 | 100 | 0,19 | |
| E1 | 140 | 0,29 | |
| F1 | 180 | 0,38 | |
| G1 | 220 | 0,44 | |
| H1 | 260 | 0,58 | |
| | A2 | 100 | 0,19 |
| | B2 | 200 | 0,38 |
| | C2 | 300 | 0,58 |
| | D2 | 350 | 0,66 |
| | E2 | 395 | 0,74 |
| | F2 | 500 | 0,95 |
| | G2 | 600 | 1,10 |

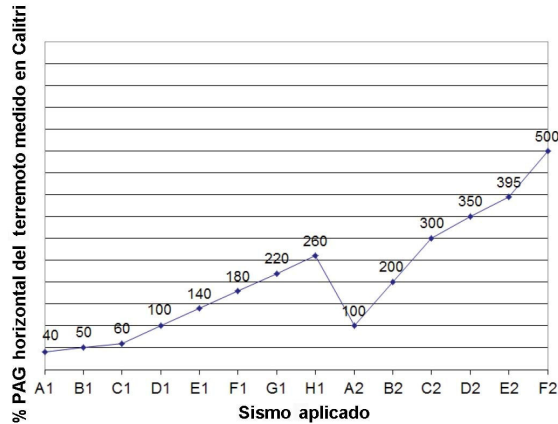


Figura 4.25: Relación de sismos aplicados sobre la losa de HA con pilares de acero.

4.2.2. Pórtico

4.2.2.1. Diseño del modelo de ensayo

El prototipo consistió en una estructura porticada de HA de tres pisos y tres vanos. El forjado fue unidireccional (viguetas en un solo sentido). La estructura de HA se diseñó con el método de cálculo en estados límite, teniendo en cuenta las cargas permanentes ($3,22 \text{ kN/m}^2$ para plantas intermedias y $2,95 \text{ kN/m}^2$ para cubierta) y las de uso (2 kN/m^2 para suelos y 1 kN/m^2 para techos) que establece la normativa española. También se consideraron las cargas sísmicas que establece la norma española NCSE-02 [3]. Para la determinación de la carga sísmica se asumió que la estructura se encuentra ubicada en la ciudad de Granada, en un suelo blando (tipo IV) donde la aceleración básica vale $0,23 g$. La resistencia a compresión del hormigón asumida para los cálculos fue de 25 MPa , y el límite elástico del acero de refuerzo fue de 500 MPa . La geometría del prototipo de estructura (antes de aplicar los factores de escala) se resume en columnas de $40 \times 40 \text{ cm}^2$, vigas descolgadas de $30 \times 40 \text{ cm}^2$ (anchura/altura) y zunchos de $25 \times 35 \text{ cm}^2$. En el proyecto sismorresistente se forzó la formación de un mecanismo de fallo de tipo viga débil-columna fuerte en el que las rótulas plásticas se forman en las bases de las columnas y en los extremos de las vigas. Se puede encontrar una información más detallada en [75-78]. La Figura 4.26 muestra la geometría del

prototipo, en la que la parte dentro de la superficie punteada representa el modelo de ensayo que se fabricó.

A partir del prototipo de la estructura mostrado en la Figura 4.26, se definió una subestructura cortando por la línea donde el momento flector bajo cargas laterales es aproximadamente cero. Esta línea cruza las vigas y corta las columnas a media altura. Teniendo en cuenta las dimensiones de la mesa sísmica (uniaxial MTS 3x3 m²), el modelo de ensayo se definió aplicando los factores de escala calculados en [74] y mostrados en la Tabla 4.25 [77].

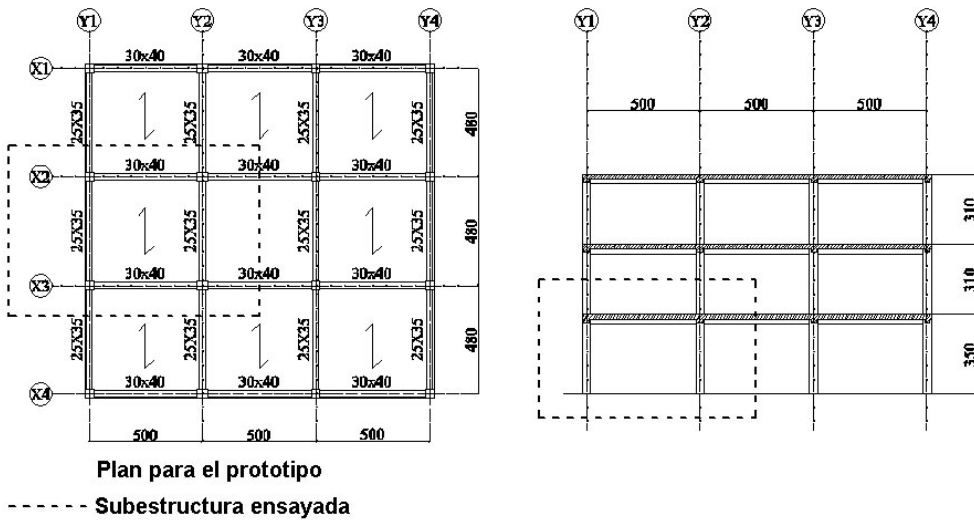


Figura 4.26: Prototipo de la estructura y subestructura ensayada [77]. Distancias en cm.

Tabla 4.25: Factores de escala [74].

| Magnitud física | Ley de escala | Unidades | Factor de escala |
|-----------------|---|------------------|------------------|
| Longitud | λ_L | L | 2/5 |
| Módulo de Young | λ_E | FL ⁻² | 1 |
| Aceleración | λ_a | LT ⁻² | 1 |
| Velocidad | $\lambda_v = \lambda_L / \lambda_T$ | LT ⁻¹ | 0,63 |
| Fuerza | $\lambda_F = (\lambda_L)^2 \lambda_\sigma$ | F | 0,16 |
| Superficie | $\lambda_V = (\lambda_L)^2$ | L ² | 0,16 |
| Momento | $\lambda_M = \lambda_F \lambda_L$ | FL | 0,064 |
| Tiempo | $\lambda_T = (\lambda_L / \lambda_a)^{0,5}$ | T | 0,63 |
| Deformación | λ_ϵ | L/L | 1 |

4.2.2.2. Elaboración del hormigón y preparación del modelo de ensayo

El pórtico está constituido por cuatro zapatas aisladas. De ellas arrancan cuatro pilares que soportan vigas y zunchos unidos en un forjado unidireccional. Se usó hormigón de la casa comercial ARGOS Derivados del Cemento, con nombre comercial ARGOGET HAC-25, de tipo fluido y autocompactante. Se necesitó que el hormigón tuviese estas cualidades para garantizar el relleno de todas las áreas del encofrado. Características más específicas así como los resultados de distintos ensayos al hormigón ARGOCRET HAC-25 se pueden ver en el Apartado 8.

La armadura utilizada para la ejecución de todo el modelo de ensayo fue de acero soldable de límite elástico no menor de 500 N/mm^2 (B500s).

El proceso de hormigonado se dividió en cuatro fases:

- **Hormigonado de las zapatas**

Una vez realizado el acopio de todo el material se comenzó con el armado y hormigonado de las zapatas. Las zapatas se unieron mediante perfiles metálicos para evitar desplazamientos entre ellas durante el proceso de fabricación. Todo el proceso puede verse en la Figura 4.27.



Figura 4.27: Preparación de canastas, encofrado y hormigonado de zapatas.

- **Hormigonado de los pilares de planta baja**

Una vez hormigonada toda la cimentación, se prepararon las armaduras de los pilares y se pegaron las galgas extensométricas. Se colocó la armadura del pilar uniéndose con las esperas de la armadura de las zapatas y se encofraron para su posterior hormigonado (Figura 4.27).

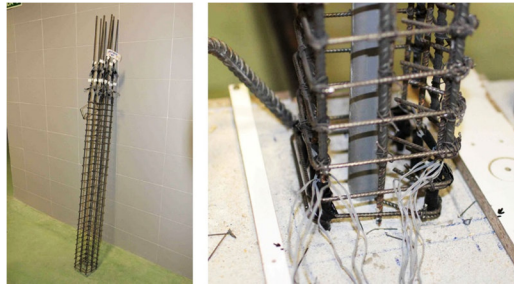


Figura 4.28: Preparación de la armadura de los pilares para su hormigonado.

- **Hormigonado del forjado**

Una vez ejecutados los pilares, se comenzó con la fabricación del encofrado para el forjado. El encofrado se compuso de paneles de madera con tratamiento fenólico, los cuales descansaban en durmientes, que a su vez se apoyaron en puntales (Figura 4.29).

El forjado de la planta baja se ejecutó con el mismo acero y hormigón descrito anteriormente, y con bovedillas de poliestireno. Durante el proceso de hormigonado se dejaron previstos los pasatubos para la prolongación de los cables de las galgas y las varillas roscadas para el anclaje de la sobrecarga (Figura 4.29).

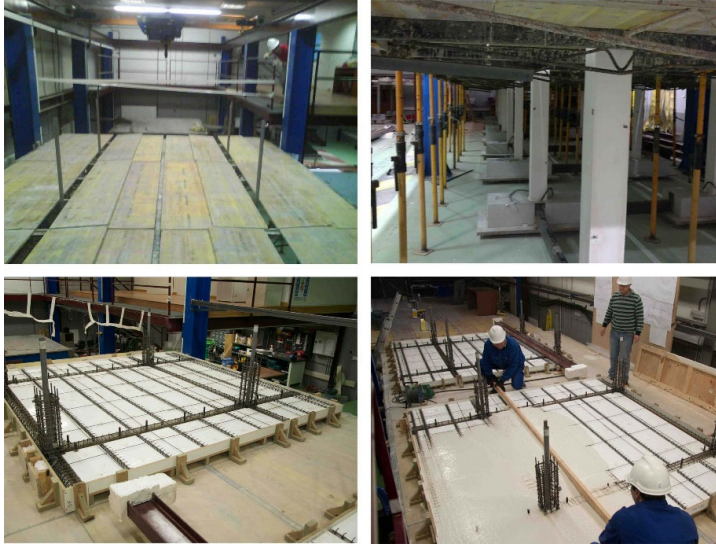


Figura 4.29: Preparación del forjado para su hormigonado.

- **Hormigonado de los medios pilares de planta primera**

Después del curado del forjado se encofraron y hormigonaron los medios pilares de la planta primera. Además, se colocaron en sus extremos las placas de anclaje dónde iban a ir sujetas las rótulas que soportarían las chapas de acero (imagen izquierda de la Figura 4.30). La imagen derecha de la Figura 4.30 muestra el modelo de ensayo construido con las placas de cargas y sobrecargas incluidas.



Figura 4.30: Modelo de ensayo. Izqda.: Completamente hormigonado. Dcha.: Situado sobre la mesa sísmica con las cargas y sobrecargas colocadas.

En cada fase de hormigonado, se tomaron probetas de las distintas amasadas y se realizaron diferentes ensayos: ensayo de escurrimiento (UNE 83361), ensayo con el embudo en “V” (UNE 83364) y ensayo de resistencia (UNE 12390).

4.2.2.3. Instrumentación de EA

Se colocaron 20 sensores VS30-V en el modelo de ensayo. Un aspecto importante fue la fijación de estos sensores para conseguir un buen acoplamiento. En este caso se optó por un montaje mediante compresión con unos soportes metálicos fabricados especialmente para este fin. Estos soportes se fijaron al hormigón mediante dos tornillos. Gracias a la presión ejercida por una varilla roscada con base de goma, se consigue mantener el sensor en contacto con el hormigón. La colocación del sensor con dicho dispositivo se puede observar en la Figura 4.31. Además, se aplicó grasa de silicona tras una limpieza de la superficie sensor-modelo.

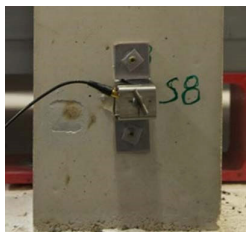


Figura 4.31. Colocación del sensor en el modelo de ensayo mediante fijación metálica.

4.2.2.3.1. Equipos y configuración

Inicialmente se llevó a cabo una identificación de las fuentes de ruido mecánico sobre el modelo de ensayo. Como primera acción, para prevenir el ruido de fricción generado entre los diferentes elementos metálicos al hormigón (elementos de sujeción de los sensores, acelerómetros, LVDT's, etc.), se colocaron piezas de caucho y teflón entre las superficies de contacto. Además, se identificaron cuatro fuentes principales de ruido (véase la Figura 4.32):

- **Fuente de ruido N1:** Ruido mecánico continuo introducido por el flujo de aceite del actuador en movimiento de la mesa sísmica. El nivel del ruido

medido fue alrededor de $120 \text{ dB}_{\text{AE}}$ en el actuador, $50 \text{ dB}_{\text{AE}}$ en la base de las columnas, alcanzando los sensores de EA con una amplitud que varió entre 30 a $60 \text{ dB}_{\text{AE}}$. Este ruido continuo fue registrado en todos los sensores de EA que estaban situados sobre el modelo de ensayo. Al ser un ruido continuo, las señales eran de muy larga duración y tenían una amplitud no muy elevada.

- **Fuente de ruido N2:** Ruido generado por la fricción entre la base de las cuatro zapatas de los pilares y la superficie de la mesa sísmica cuando estaba en funcionamiento.
- **Fuente de ruido N3:** Ruido generado por la fricción en la parte alta de las cuatro columnas debido a las rótulas que permitían el movimiento de la masa inercial.
- **Fuente de ruido N4:** Ruido generado por la fricción en las conexiones en las vigas horizontales y las rótulas conectadas a la masa inercial.

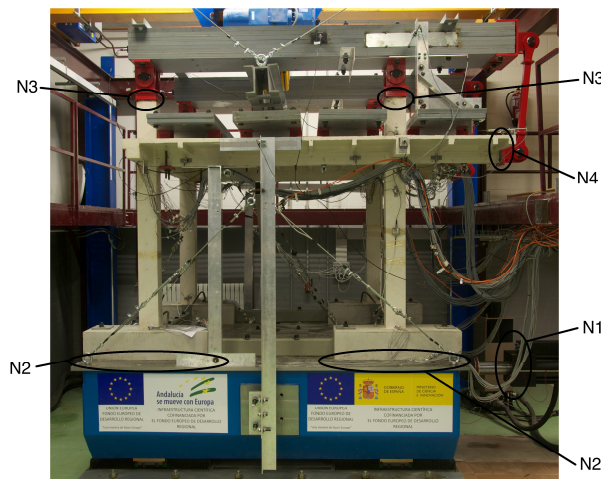


Figura 4.32: Ubicación de las previsible fuentes ruidosas ajenas a la fisuración del hormigón.

Para evitar cada una de las fuentes de ruido antes mencionadas, se colocaron sensores configurados como guarda. En concreto, se configuraron un total de 10 sensores guardas

- En la parte inferior de las columnas se colocaron 4 sensores, uno en cada zapata. De este modo, se evitaron las señales de las fuentes de ruido N1 y N2.
- Con el fin de evitar la fuente de ruido N3, se colocaron 4 sensores en la parte superior de cada uno de los pilares, en la zona próxima a las rótulas.
- Se colocaron 2 sensores próximos a las placas de las rótulas, en los extremos de cada una de las vigas, con el fin de evitar las señales procedentes de la fuente de ruido N4.

Para evitar la influencia de la fuente ruidosa N1, se fijó un umbral de detección de 50 dB_{AE}. Para elegir este valor también se tuvieron en cuenta varias pruebas de atenuación efectuadas sobre el modelo de ensayo antes de realizar los ensayos sísmicos.

En el momento del ensayo se disponía de 20 sensores VS30-V. Después de configurar 10 sensores como guarda, y tras estudiar distintas opciones, se optó por la siguiente configuración. Al tratarse de un espécimen simétrico en la dirección del sismo, se decidió instrumentar sólo dos uniones viga-columna que no son simétricas, es decir, la columna número 3 (unión viga-columna exterior) y la columna número 4 (unión viga-columna interior). Para ello, se colocaron dos sensores en cada una de ellas, uno en la parte inferior del nudo y otro en la parte superior del nudo. Se instrumentaron también las dos vigas en la dirección del sismo, colocando tres sensores en cada una de ellas para poder estudiar los daños en toda la viga y los posibles daños en el forjado.

En la Figura 4.33 se muestra la ubicación de los sensores utilizados durante el ensayo.

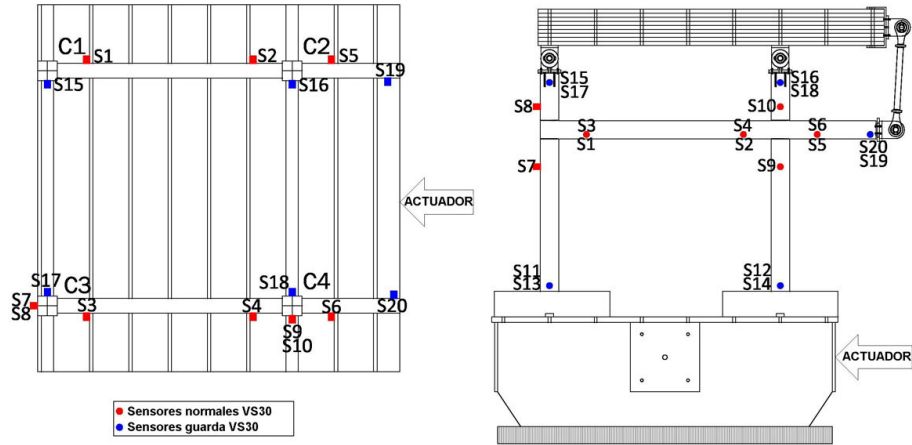


Figura 4.33: Planos del modelo de ensayo con la ubicación de los sensores de EA.
Izqda.: vista en planta. Dcha.: vista en alzado.

Como se ha dicho anteriormente, el número de canales disponibles fue sólo de 16, por lo que las señales de dos sensores guarda se asignaron a un mismo canal. Esto se realizó mediante la conexión de los cables de salida de los dos sensores en cuestión a un mismo preamplificador, a través de la colocación de una T de conexiones tipo BNC, a la que se conectan los dos sensores, como se muestra en la Figura 4.34. Esto implicó la modificación de la ganancia del preamplificador, restándole 4 dB_{AE}, como se puede comprobar en la Tabla 4.26.



Figura 4.34: Conexión BNC en T para la unión de dos sensores a un único preamplificador.

En la Figura 4.35 se esquematiza la ubicación de los sensores usada finalmente durante el ensayo. Se indica la posición aproximada de cada sensor con el número de canal al que llega la señal adquirida.

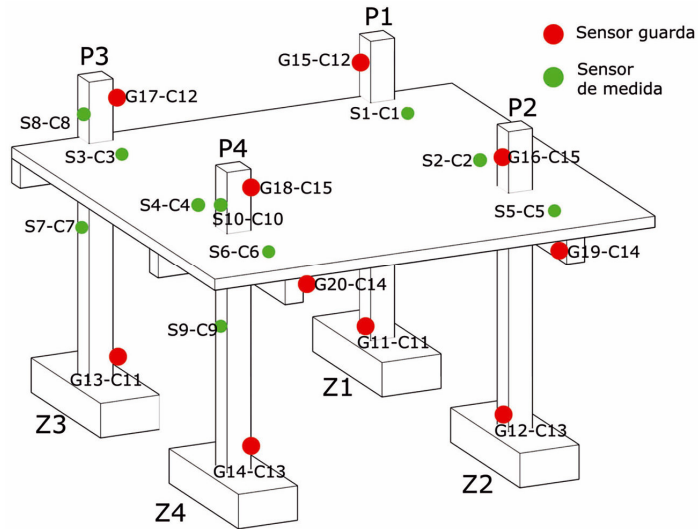


Figura 4.35: Esquema del modelo de ensayo con la ubicación de los sensores. S: sensor normal de medida; G: sensor guarda; C: canal; Z: zapata; P: pilar.

4.2.2.3.2. Parámetros de adquisición de EA

La configuración de EA fue la siguiente (ver también la Tabla 4.26):

- 20 sensores VS30-V.
- Canales 1-15.
- Filtros, según la tabla adjunta.
- Ganancia del preamplificador (ver la tabla adjunta).
- Frecuencia de muestreo: 2,5 MHz.
- Periodo de muestreo: 0,4 μ s.
- Número de muestras de cada señal: 1024.
- *Pretrigger*: 200 muestras.
- HDT: 200 μ s.
- Umbral: 50 dB_{AE}.

- Impedancia: 50 Ω .
- Acoplante: grasa de silicona.
- Mina para calibración: Fuente Hsu-Nielsen de 0,5 mm.

Tabla 4.26: Esquema general de adquisición de datos utilizado en el pórtico de hormigón armado.

| Ubicación | Sensor-tipo | Canal | FILTRO (kHz) | Ganancia preamp.(dB _{AE}) |
|--------------------|-------------|--------|--------------|-------------------------------------|
| Viga | 1-N | 1 | [25, 200] | 34 |
| C1-C2 | 2-N | 2 | [25, 200] | 34 |
| Viga | 3-N | 3 | [25, 180] | 34 |
| C3-C4 | 4-N | 4 | [25, 180] | 34 |
| Viga C1-C2 | 5-N | 5 | [25, 180] | 34 |
| Viga C3-C4 | 6-N | 6 | [25, 180] | 34 |
| Columna C3 | 7-N | 7 | [25, 180] | 34 |
| | 8-N | 8 | [25, 180] | 34 |
| Columna C4 | 9-N | 9 | [25, 180] | 34 |
| | 10-N | 10 | [25, 300] | 34 |
| Zapatas | 11-G | 11 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 12-G | 13 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 13-G | 11 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 14-G | 13 (2) | [25, 300] | 30 |
| Rótulas superiores | 15-G | 12 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 16-G | 15 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 17-G | 12 (2) | [25, 300] | 30 |
| Rótulas laterales | 18-G | 15 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 19-G | 14 (2) | [25, 300] | 30 |
| | 20-G | 14 (2) | [25, 300] | 30 |

4.2.2.4. Otra instrumentación

En la Figura 4.36 se pueden observar varias imágenes de la instrumentación no relacionada con la EA. De izquierda a derecha en la fila I se puede observar el sistema de adquisición de datos MGCPlus de la marca HBM, una galga extensiométrica, así como varias galgas colocadas en uno de los nudos de unión viga-columna y el hueco pasante de hilos de todas las galgas de un nudo. En la

fila II, se representa un nudo instrumentado con un acelerómetro (el de mayor tamaño) y otro piezoeléctrico (menor tamaño) y varios LVDTs colocados para medir el desplazamiento en una de las columnas y la torsión de las placas de sobrecarga.

En [75, 77, 78] se puede ver una descripción más detallada de esta instrumentación, características y su exacta ubicación.

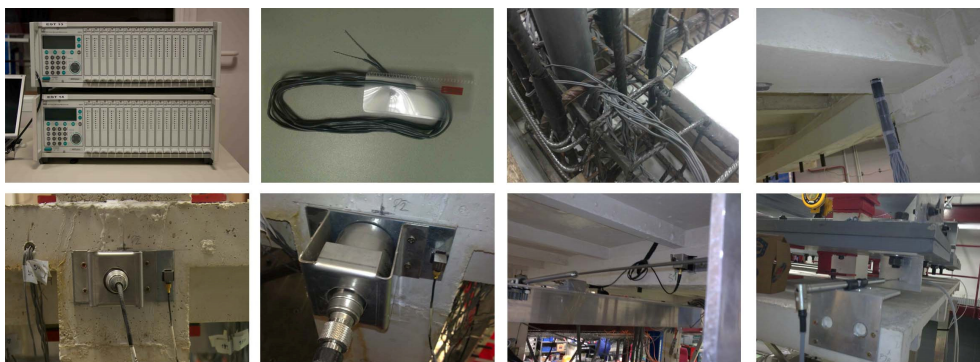


Figura 4.36: De Izqda. a Dcha.: Fila I: Sistema de adquisición de datos MGCPlus de HBM, galga extensométrica, colocación de galgas en un nudo de unión viga-columna, hueco pasante de hilos de todas las galgas en un nudo. Fila II: Nudo instrumentado con acelerómetros sísmico y piezoeléctrico, LVDT colocado para medir el desplazamiento en pilar y la torsión de las placas de sobrecarga.

4.2.2.5. Historia de carga

El ensayo consistió en cinco simulaciones sísmicas referidas como C50, C50B, C100, C200 y C300. El acelerograma reproducido por la mesa sísmica fue el mismo que se aplicó a los ensayos dinámicos realizados en la losa.

En la Tabla 4.27 se reflejan los valores de aceleración máxima aplicados a la mesa sísmica y su duración para todas las simulaciones sísmicas. Finalmente, en la Figura 4.37 se puede observar la historia temporal de aceleración en las cinco simulaciones sísmicas a las que fue sometido el modelo de ensayo. Cada simulación sísmica representa un nivel de peligrosidad sísmica diferente (SHL, *Seismic Hazard Level*). De aquí en adelante, los diferentes niveles de peligrosidad se referirán como SHL-1, SHL-2, SHL-3 y SHL-4 respectivamente (véase la Tabla 4.27). El

nivel SHL-1 representa un terremoto “muy frecuente”, el nivel SHL-2 un sismo “frecuente”, SHL-3 correspondería a un sismo “raro” y SHL-4 a un sismo “muy raro”, siguiendo la terminología comúnmente empleada en las normas sísmicas. Cada nivel de peligrosidad sísmica SHL puede asociarse con un periodo de retorno (P_r) de 17 años, 97 años, 500 años y 1435 años, respectivamente. Esta relación se ha obtenido siguiendo el código sísmico español NSCE-02 [3] para un suelo de tipo IV.

Tabla 4.27: Niveles de riesgo sísmico (SHL) para cada simulación.

| Simulación sísmica | PA (g) | Duración (s) | Nivel de riesgo sísmico |
|--------------------|--------|--------------|-------------------------|
| C50 | 0,011 | 50 | SHL-1 |
| C50B | 0,083 | 50 | SHL-1 |
| C100 | 0,180 | 50 | SHL-2 |
| C200 | 0,345 | 50 | SHL-3 |
| C300 | 0,580 | 50 | SHL-4 |

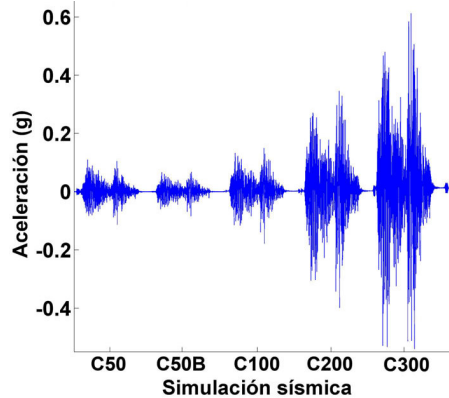


Figura 4.37: Acelerograma de las cinco simulaciones sísmicas de diferente intensidad aplicadas sobre el pórtico de HA con la mesa sísmica.

5. RESULTADOS

Como se ha indicado en el Apartado 3.1, en un ensayo dinámico de especímenes de HA se suelen generar dos tipos de señales de EA con patrones cualitativamente diferentes: señales provenientes de fuentes primarias de EA, transitorias o de *tipo I*; y señales de fuentes secundarias de EA, continuas o de *tipo II*. El procedimiento de discriminación entre unas y otras parte de la premisa, en base a la documentación bibliográfica, de que las señales de corta duración (*tipo I*) pueden corresponder en gran medida a fisuración del hormigón, mientras que las señales de larga duración (*tipo II*) pueden ser estadísticamente asociadas con fuentes secundarias (principalmente fricción).

En este contexto, a modo general, el primer paso consistió en una exhaustiva observación de las formas de onda registradas en los diferentes ensayos para proponer diferentes tipos de filtros, los cuales se explican a continuación junto con los resultados en términos de la energía de EA.

5.1. Energía de emisión acústica

5.1.1. Ensayos de vigas de HA

En los ensayos estáticos de vigas de hormigón armado expuestos en el Apartado 4.1, las armaduras no se instrumentaron con galgas extensométricas.

Por ello, el punto de plastificación de las barras de refuerzo, se estimó haciendo uso de diferentes indicadores indirectos tales como el análisis de diagramas momentos-curvatura y las curvas de histéresis, valores de degradación de la rigidez, y energía de deformación plástica (E_D).

5.1.1.1. Viga sin muesca

5.1.1.1.1. Etapa preliminar: cálculos mecánicos

Como se ha indicado en el Apartado 4.1 la carga de rotura estimada de la viga sin muesca teniendo en cuenta su armadura transversal calculada con el programa de cálculo *Response 2000* fue de $P_{re-response} = 25,48$ kN, aunque el valor de rotura real obtenido experimentalmente fue de $P_{real} = 30,72$ kN.

En la Figura 5.1 se muestran los diagramas momento-curvatura y carga-desplazamiento calculados con el programa *Response 2000*. De ella se pueden extraer interesantes observaciones. En primer lugar, puede verse que el tramo de descarga en cada ciclo no es totalmente lineal, es decir, aunque la máquina se mueve a una velocidad constante, la viga no recupera su forma a una velocidad constante, sino que precisa de un tiempo de recuperación. Además, se observa una deformación plástica remanente en cada ciclo asociada a deformaciones irreversibles primero en el hormigón y después (cuando el acero plastifica) en hormigón y acero. Estas deformaciones remanentes son un claro indicador de daño en la viga. En los dos últimos ciclos se puede observar como para la misma carga el desplazamiento remanente aumenta de manera considerable debido a que la armadura ha plastificado, lo cual indica que la viga se va acercando al colapso. También se observa que la pendiente del segmento de carga en cada ciclo disminuye, lo cual se denomina usualmente degradación de rigidez. Dicha degradación de rigidez se observa claramente en la Figura 5.2.

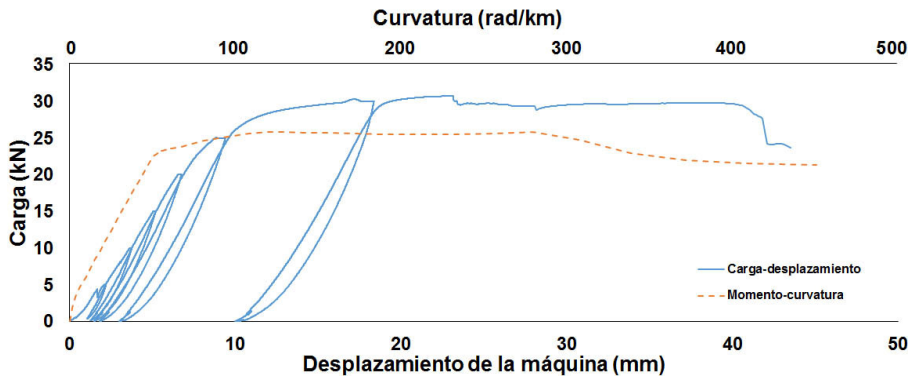


Figura 5.1: Comparación de los diagramas momento-curvatura (línea de color naranja) y carga-desplazamiento (línea de color azul) para la viga sin muesca.

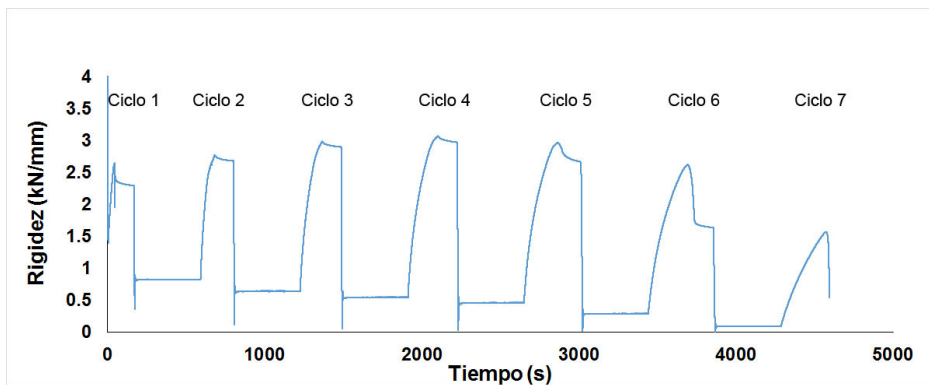


Figura 5.2: Rigidez frente al tiempo durante el ensayo a flexión de la viga sin muesca.

Primeramente, analizando el segmento de carga de cada ciclo de la Figura 5.2, se observa que en los ciclos 1, 2 y 3, la variación de la rigidez entre el inicio y el final no es significativa. Sin embargo, a partir del ciclo 4 esta variación es cada vez más acusada. Cuando finaliza este primer segmento, la carga se mantiene aproximadamente constante y ello se traduce en un segundo segmento prácticamente horizontal en la Figura 5.2. Se observa que en los primeros ciclos la rigidez en dicha zona sufre un descenso mínimo, que a partir del ciclo 4 se vuelve cada vez más acusado. Para el ciclo 6, se observa claramente una caída súbita de rigidez lo cual es un claro indicador de daño.

Para realizar un análisis cuantitativo del daño acumulado en la viga, y además hacer una comparación con los resultados obtenidos mediante la energía de las

señales de EA, se ha calculado la energía de deformación (E) como el área del diagrama de carga-desplazamiento de la Figura 5.1, acumulada en los sucesivos ciclos y calculada con Ecuación (5.1). Esta energía E es la suma de energía de deformación elástica almacenada, E_e y energía de deformación plástica disipada E_D , es decir $E=E_e+E_D$, la cual viene dada por

$$E = \int_0^t F \dot{v} dt. \quad (5.1)$$

En la Ecuación (5.1) t es el tiempo a lo largo del proceso de carga, $\dot{v} = \frac{dx}{dt}$ es la velocidad, dx es el incremento diferencial de desplazamiento y dt el incremento diferencial del tiempo. La Figura 5.3 muestra la variación E para la viga sin muesca.

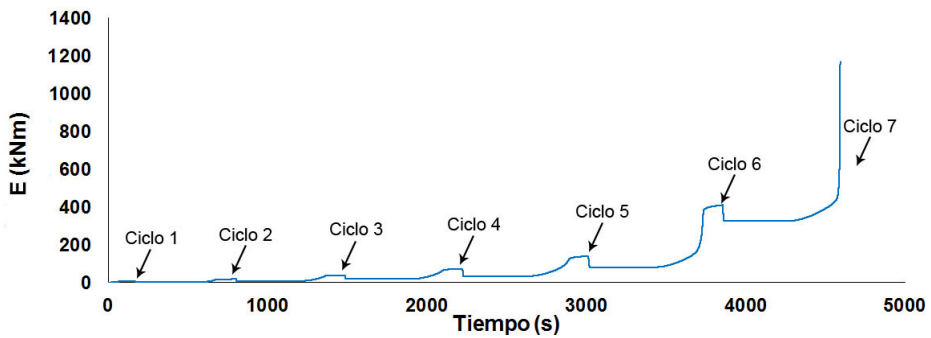


Figura 5.3: Energía de deformación E para la viga sin muesca.

Observando la Figura 5.3 se puede apreciar que al final del ciclo 1 la energía de deformación acumulada E es prácticamente nula, lo que indica un comportamiento elástico; es decir, toda la energía introducida durante el proceso de carga se almacena como energía de deformación elástica que el sistema devuelve íntegramente al descargar. Sin embargo en los ciclos sucesivos, E deja de ser nulo al final del ciclo, lo que es un indicador de que se están produciendo deformaciones plásticas (es decir daño). Concretamente, a partir del ciclo 3 y en el tramo de curva que representa cada ciclo, se observa claramente un primer tramo de carga en el que E crece de forma monótona con el tiempo (tramo de carga) y en el cual parte de la energía se almacena mediante deformaciones elásticas y parte se disipa

mediante deformaciones plásticas. Este primer tramo va seguido de un segmento descendente con pendiente negativa (tramo de descarga), en el cual la viga devuelve la parte de energía almacenada mediante deformaciones elásticas, E_e , y queda la energía disipada mediante deformaciones plásticas E_D . Si se eliminan las energías E_e se obtiene la curva de energía de deformación plástica acumulada E_D que se representa en la Figura 5.4.

Entre los instantes finales de los ciclos 3 y 4, la diferencia de energías $E_{D_{t4}} - E_{D_{t3}}$ es prácticamente igual a la energía máxima disipada hasta el ciclo 2. También entre los ciclos 4 y 5 la diferencia de energías $E_{D_{t5}} - E_{D_{t4}}$ es similar al E_D alcanzado en el ciclo 3. A partir del ciclo 4 la energía de deformación plástica acumulada es cada vez más importante.

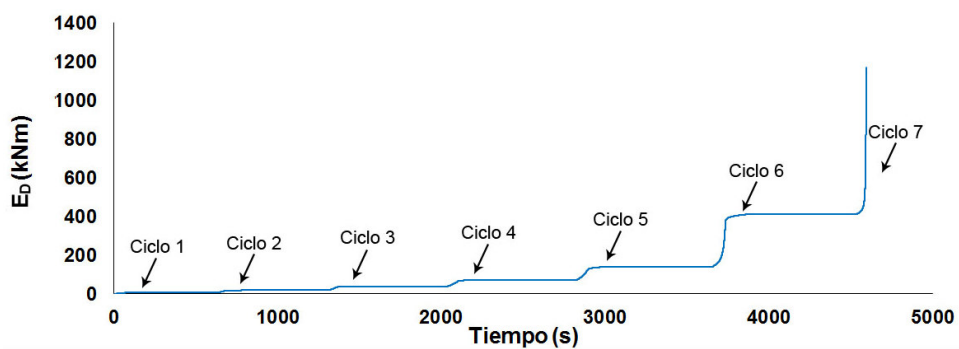


Figura 5.4: Energía de deformación plástica E_D para cada ciclo de la viga sin muesca.

En lo que hace referencia a la energía de deformación, E , puede verse que en el ciclo 5 sufre un incremento muy marcado (Figura 5.3), superior al de ciclos anteriores. Más adelante, en el ciclo 6, sufre un crecimiento desmesurado en comparación con los ciclos anteriores, debido a los altos niveles de daño. Por último, cabe destacar el claro incremento de energía que se observa en las zonas de carga mantenida de cada ciclo. En el siguiente apartado, se observará que este hecho queda perfectamente evaluado por la actividad de EA.

5.1.1.1.2. Etapa 1: Filtrado por sensores guarda

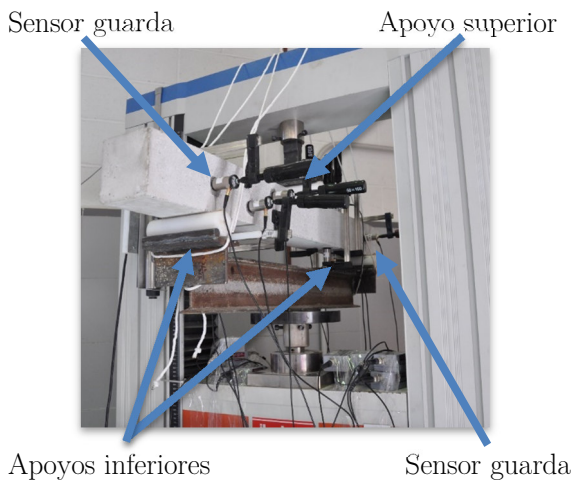
Antes de realizar los ensayos se llevó a cabo una identificación de las fuentes de EA probables debidas a fricción. Estas fuentes, por la naturaleza propia del

ensayo, están ubicadas en los tres apoyos de la máquina de ensayos (Figura 5.5). Con esta ubicación de fuentes de ruido indeseado se aplicó un filtrado por sensores guarda colocando dos sensores, uno en cada apoyo inferior, y configurando el constructor de eventos con un valor del *First Hit Criteria Duration Time* (FHCDT), dado por:

$$FHCDT = 1,1 \frac{\text{máxima distancia |sensor guarda - sensor normal|}}{v}, \quad (5.2)$$

siendo v la velocidad de propagación (384 cm/ms, aproximadamente) y 1,1 un coeficiente de seguridad. En particular, como la distancia a considerar fue la existente entre los sensores de los canales 1 y 9, el valor concreto de FHCDT fue:

$$FHCDT = 1,1 \frac{61,5 \text{ cm}}{384 \text{ cm/ms}} = 0,176 \text{ ms.}$$



VIGA SIN MUESCA

| Canal | Configuración |
|-------|---------------|
| 1-8 | Normal |
| 9-10 | Guarda |

Figura 5.5: Izqda.: Sensores guarda usados en el ensayo de la viga sin muesca. Dcha.: Configuración.

5.1.1.1.3. Etapa 2: Filtro RMS y cálculo de la energía de EA

Con objeto de separar las señales *tipo I y II*, tras el filtro por sensores guardas, se aplicó un filtro basado en el cálculo del RMS de las señales en 2 ventanas temporales. Como primera ventana (V1) se escogió el periodo $[-300, -50] \mu\text{s}$, es decir, $50 \mu\text{s}$ antes de que la señal cruzase el umbral por primera vez. La segunda ventana (V2) se eligió en el intervalo $[-50, 150] \mu\text{s}$. La Figura 5.6 muestra una

representación de las ventanas V1 y V2. En la imagen de la izquierda están representadas las ventanas sobre una señal *tipo I* y en la imagen de la derecha sobre una señal *tipo II*.

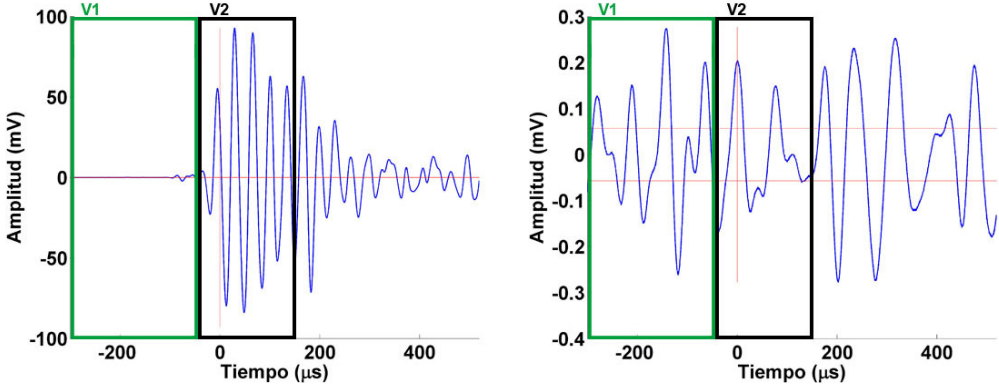


Figura 5.6: Representación de ventanas V1 y V2 en señales *tipo I* (Izqda.) y *tipo II* (Dcha.) registradas durante los ensayos de la viga sin muesca.

Como segundo paso se calculó el valor RMS en cada una de las dos ventanas V1 y V2 en todas las señales, es decir:

$$RMS_{V1} = \sqrt{\frac{1}{1250} \sum_{i=-1500}^{-250} x_i^2}$$

$$RMS_{V2} = \sqrt{\frac{1}{1000} \sum_{i=-250}^{750} x_i^2}$$

donde x es la señal de EA. Nótese que con la frecuencia de muestreo de 5 MHz, V1 tiene 1250 muestras y V2 1000.

El tercer paso consistió en establecer el criterio para discriminar entre las señales *tipo I* y *II*. Lógicamente, tanto las señales continuas como transitorias pueden tener elevado RMS (dB_{AE}) en la ventana V2 (RMS_{V2} (dB_{AE})). Sin embargo, su valor en la ventana V1 (RMS_{V1} (dB_{AE})) debería ser muy diferente. Por esa razón se decidió usar como parámetro separador entre señales continuas y transitorias,

la diferencia entre los dos valores de RMS (dB_{AE}), R_D , en cada una de las ventanas, es decir: 5.3

$$R_D = RMS_{V2}(dB) - RMS_{V1}(dB). \quad (5.3)$$

Más concretamente,

- Si la señal es transitoria, R_D debe ser alto.
- Si la señal es continua, R_D debe ser bajo.

De esta forma, el filtro aplicado para eliminar las señales continuas consistió en dejar pasar aquellas señales que cumplen:

$$R_D > R_{Du}, \quad (5.4)$$

siendo R_{Du} un cierto umbral en dB_{AE} , elegido por el usuario. En el ensayo a flexión de la viga sin muesca se optó por considerar $R_{Du} = 10 \text{ dB}_{AE}$ ($3,16 \mu V$). A modo de ejemplo la Figura 5.7 muestra varias señales registradas durante el ensayo a flexión de la viga sin muesca. En la columna de la izquierda se pueden observar señales consideradas según el criterio propuesto como transitorias (*tipo I*) y en la columna de la derecha señales consideradas como continuas (*tipo II*). Una simple inspección visual confirma la correcta clasificación de las mismas.

El siguiente paso consistió en calcular la energía MARSE según la Ecuación (3.2) en todas las señales que cumplieron el filtro definido en la Ecuación (5.4), es decir, usando exclusivamente las señales probablemente provenientes de la fisuración del hormigón. Todos los valores acumulados de la energía de las señales se normalizaron al correspondiente valor al final del ciclo 4, instante en el que probablemente se produjo el inicio de la plastificación del acero, a tenor de lo que se desprende de los diagramas momentos-curvatura y las curvas de histéresis de la Figura 5.1, de los valores de degradación de la rigidez mostrados en la Figura 5.2, de la energía de deformación E mostrada en la Figura 5.3 y de la energía de deformación plástica E_D de la Figura 5.4.

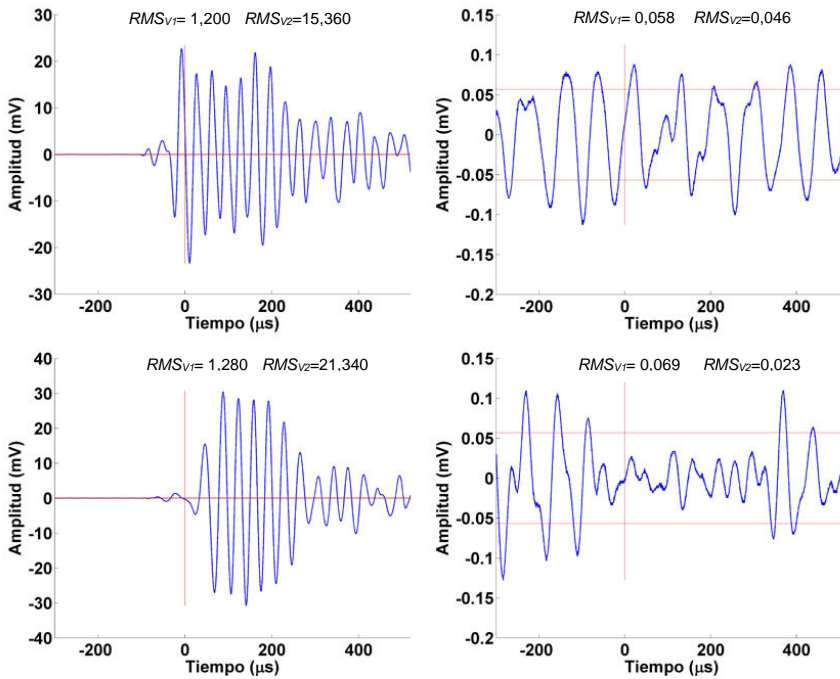


Figura 5.7: Señales registradas en el ensayo de la viga sin muesca: Izqda.: señales transitorias (*tipo I*). Dcha.: señales continuas (*tipo II*). Unidades en mV.

La Figura 5.8 muestra una comparación entre las energías de EA, E_{EA} (línea de color naranja) y la energía de deformación plástica E_D (línea de color azul).

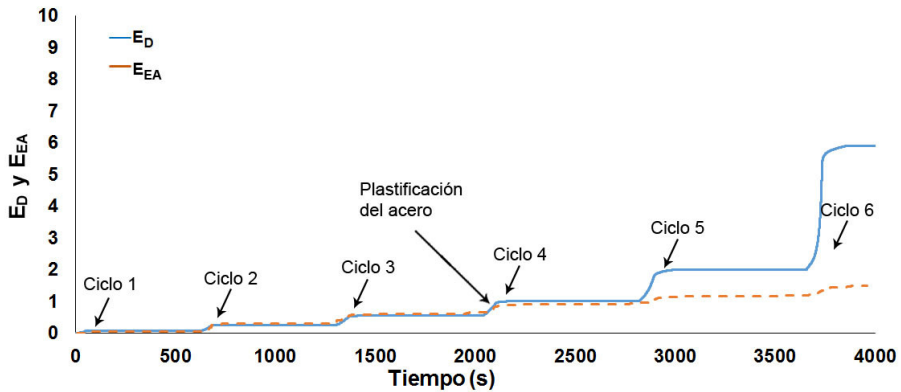


Figura 5.8: Comparación entre E_D y E_{EA} acumuladas y normalizadas al instante $t=2150$ s.

Tal y como se observa en la Figura 5.8, ambas energías siguen una excelente correlación en los ciclos 1, 2 y 3. Sin embargo, a partir del ciclo 4 esta correlación

se pierde, existiendo una clara divergencia entre ambas. Los profesores Gallego y Benavent-Climent comprobaron en publicaciones anteriores [62, 76, 79, 80] que la EA no capta la plastificación de las barras de acero si el umbral de detección de señales de EA es igual o superior a 35 dB_{AE} (el umbral usado en este ensayo fue 35,1 dB_{AE}), ya que la plastificación de la armadura genera EA por debajo de este valor. Antes de la plastificación del acero, E_D se debe enteramente a la fisuración del hormigón. Esta energía liberada está reflejada totalmente en la energía de EA, razón por la cual ambas energías están totalmente correlacionadas. A partir de la plastificación del acero E_D se compone de dos partes, la debida al hormigón, E_D^C , y la debida al acero, E_D^S . Sin embargo, la EA solo capta la energía liberada por el hormigón, es decir, no recoge E_D^S . De ahí que tras la plastificación del acero, ambas energías de deformación y de EA no coincidan, siendo lógicamente mayor la energía de deformación E_D que E_{EA} . En resumen:

- Antes del punto de plastificación: $E_D = E_D^C$; $E_{EA} \sim E_D$.
- Tras el punto de plastificación: $E_D = E_D^C + E_D^S$; $E_{EA} < E_D$.

Este resultado además es un método indirecto eficaz para detectar la plastificación de la armadura en elementos de HA, que en este ensayo se produjo presumiblemente en el ciclo 4.

5.1.1.2. Vigas con muesca

5.1.1.2.1. Etapa preliminar: cálculos mecánicos

Como se ha indicado en el Apartado 4.1, entre las dos vigas con muesca ensayadas no existía diferencia alguna. La carga de rotura estimada de la viga con muesca teniendo en cuenta su armadura transversal calculada con el programa de cálculo *Response 2000* fue de $P_{re-response} = 18,4$ kN, aunque los valores de rotura real obtenidos para cada una de las vigas fueron $P_{real-1} = 20,3$ y $P_{real-2} = 19,7$ kN, respectivamente.

En la Figura 5.9 se muestran los diagramas momento-curvatura calculados con el programa *Response 2000* y los diagramas carga-desplazamiento para cada una de las vigas.

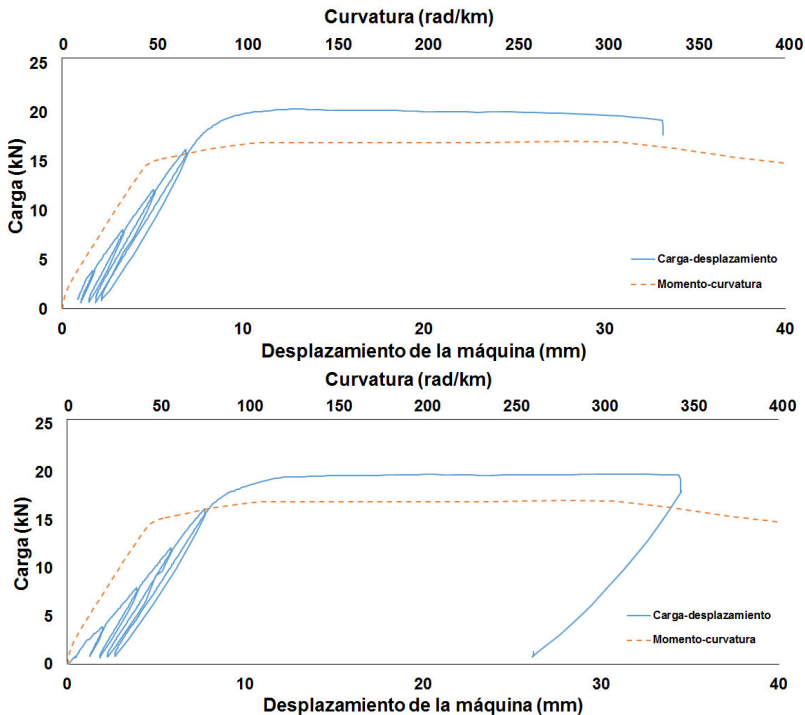


Figura 5.9: Comparación de los diagramas momento-curvatura (línea de color naranja) y carga-desplazamiento (línea de color azul). Imagen superior: viga 1. Imagen inferior: viga 2.

De la figura anterior se deduce que las dos vigas se comportaron de forma muy similar. Igualmente se observa la existencia de un desplazamiento remanente en la viga para cada ciclo. Si comparamos con la viga con muesca cuando el diagrama momento curvatura cambia, no se aprecia un desplazamiento remanente mayor, sino que sigue siendo constante durante el periodo de fluencia hasta la rotura. Además, también se observa que existe una degradación de la rigidez. La Figura 5.10 muestra dicha degradación para cada una de las vigas, que como puede verse va variando en cada ciclo.

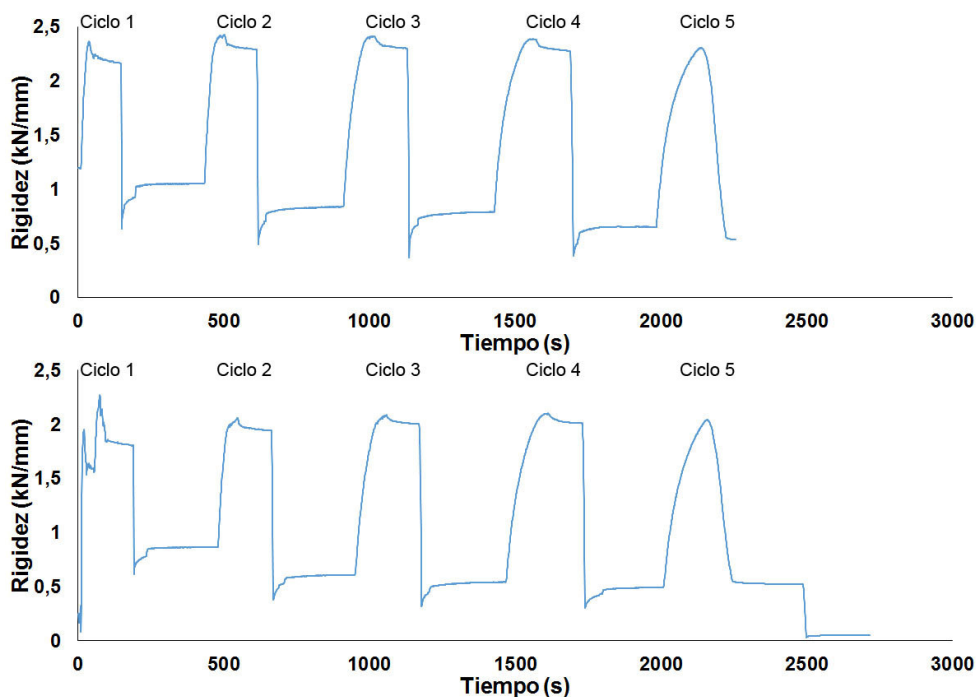


Figura 5.10: Rigidez frente al tiempo en el ensayo a flexión de las vigas con muesca.
 Imagen superior: viga 1. Imagen inferior: viga 2.

Observando las dos gráficas de la Figura 5.10 se puede apreciar la variación de la pendiente en las dos vigas con muesca. Primeramente, se observa que en los ciclos 1 y 2, la variación de la rigidez entre el inicio y el final no fue significativa. Sin embargo, a partir del ciclo 3 esta variación es cada vez más acusada a medida que la carga aumenta (principalmente desde el ciclo 4 en adelante).

La Figura 5.11 muestra la energía de deformación E para cada una de las vigas. La Figura 5.12 muestra E_D en cada caso

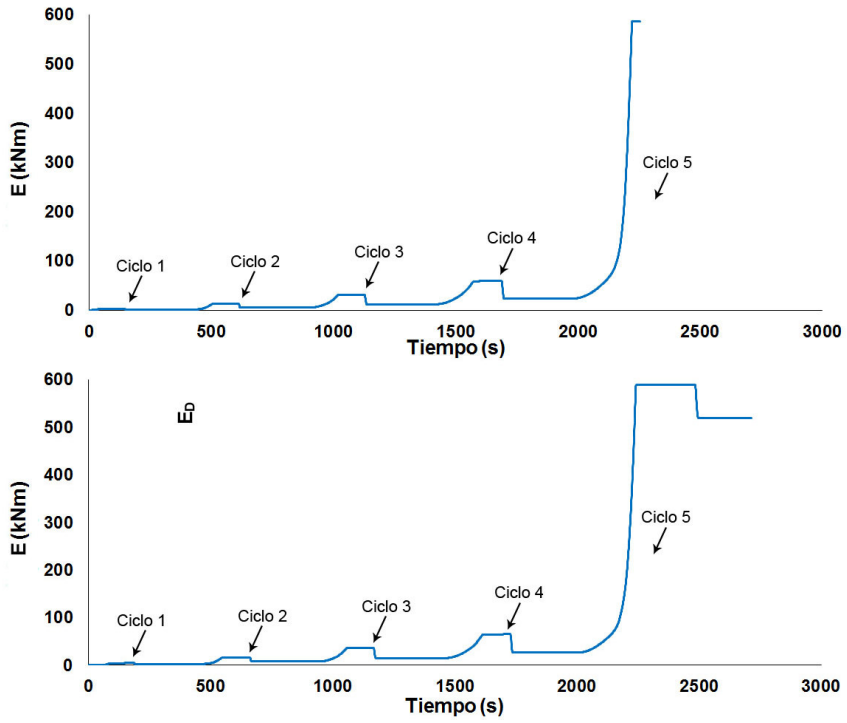


Figura 5.11: Energía de deformación E para las vigas con muesca durante los ensayos cíclicos. Imagen superior: viga 1. Imagen inferior: viga 2.

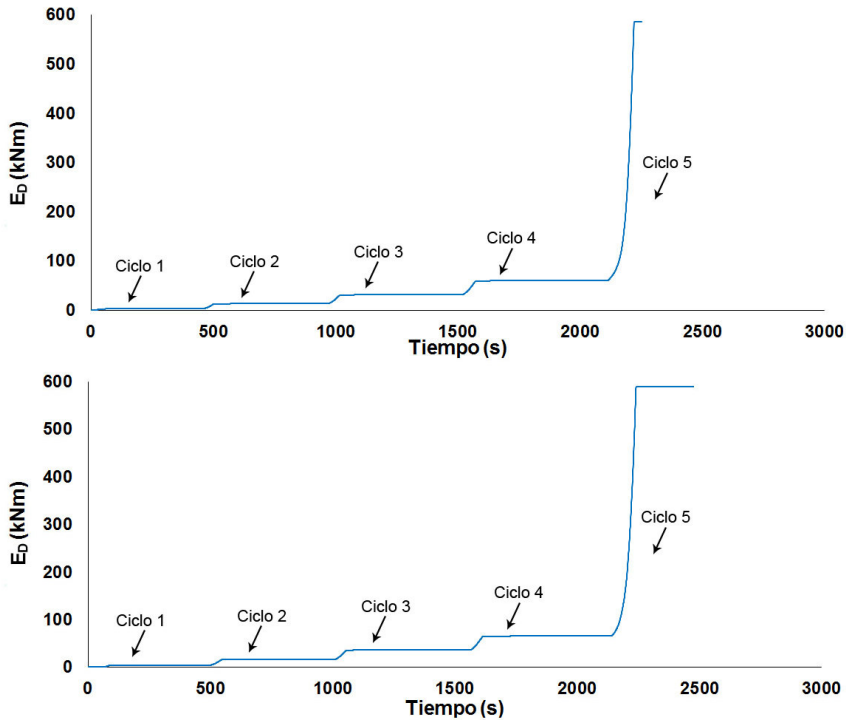


Figura 5.12: Energía de deformación plástica E_D para cada ciclo para las dos vigas con muesca.

5.1.1.2.2. Etapa 1: Filtrado por sensores guarda

Igualmente se colocaron dos sensores guarda en los dos apoyos extremos de la viga (canales 13-16 en la viga 1 y 13-14 en la viga 2).

Para el cálculo del valor FHCDT en este ensayo, la distancia a considerar fue la existente entre los sensores de los canales 13 y 15 con los canales 9 y 12 (canales con igual posición pero distinto umbral de detección). Esta distancia en las dos vigas es de 100 cm. Por lo tanto,

$$FHCDT_{vigas\ 1\ y\ 2} = 1,1 \frac{100\ cm}{384\ cm/ms} = 0,29\ ms.$$

5.1.1.2.3. Etapa 2: Filtro RMS y cálculo de la energía de EA

En este caso, las ventanas temporales usadas fueron: V1 (Ventana 1): $[-80, 0]$ μs y V2 (Ventana 2): $[0, 158]$ μs . La Figura 5.13 muestra una representación de las ventanas V1 y V2 sobre dos señales ejemplo.

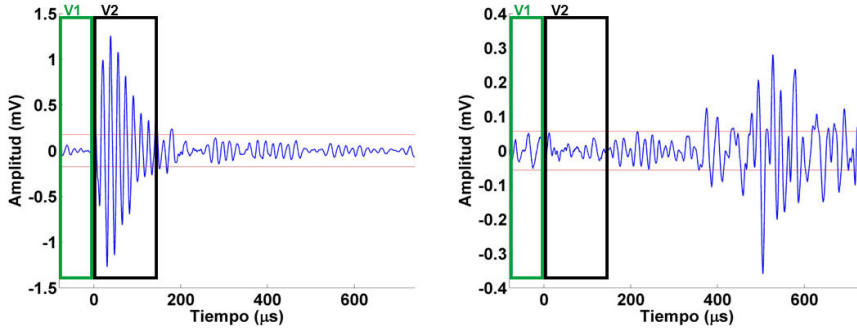


Figura 5.13: Representación de ventanas V1 y V2 en señales *tipo I* (Izqda.) y en señal *tipo II* (Dcha.) registradas durante los ensayos de las vigas con muesca.

El valor RMS en cada ventana viene dado por

$$RMS_{V1} = \sqrt{\frac{1}{200} \sum_{-200}^0 x_i^2}$$

$$RMS_{V2} = \sqrt{\frac{1}{395} \sum_0^{395} x_i^2},$$

donde x_i es la señal de EA. Nótese que con la frecuencia de muestreo de 2,5 MHz, V1 tiene 200 muestras y V2 tiene 395.

Del mismo modo que en la viga sin muesca, se establece el criterio para discriminar entre las señales *tipo I* y *II* usando la diferencia entre los dos valores de RMS (dB_{AE}), R_D , en cada una de las ventanas. En el ensayo a flexión de las vigas con muesca se optó por considerar $R_{Du} = 0 \text{ dB}_{\text{AE}} (1 \mu\text{V})$, es decir:

$$\text{Si } RMS_{V1} \leq RMS_{V2} \rightarrow \text{señal tipo I)} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } RMS_{V1} \geq RMS_{V2} \rightarrow \text{señal tipo II} \quad (5.6)$$

La Figura 5.14 muestra varios ejemplos de señales registradas y su clasificación en señales *tipo I* y *tipo II* según este criterio.

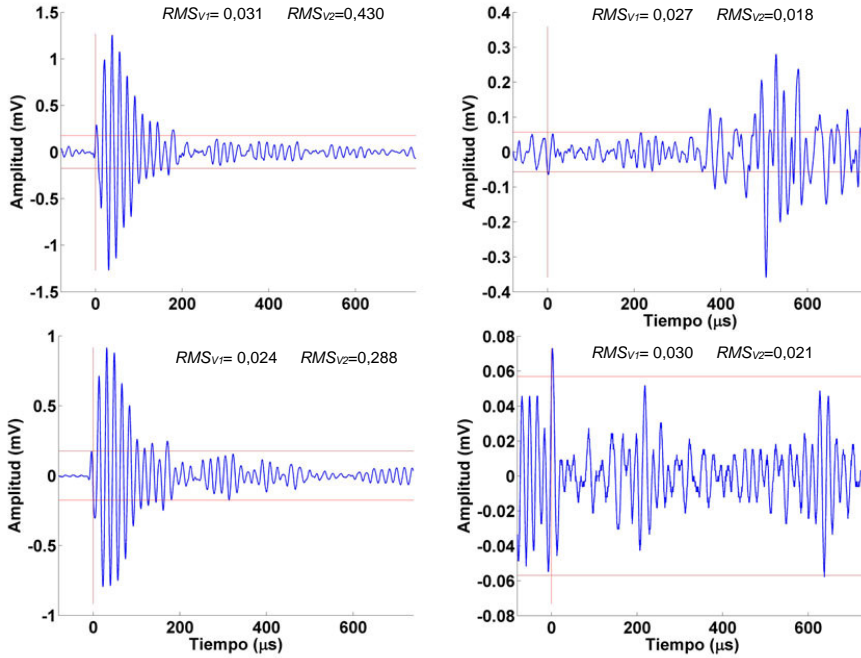


Figura 5.14: Señales registradas en los ensayos de la vigas con muesca: Izqda.: señales transitorias (*tipo I*). Dcha.: señales continuas (*tipo II*). Unidades en mV.

Para las señales clasificadas como *tipo I* se calculó su energía MARSE (E_{EA}). Todos los valores acumulados de la energía se normalizaron al valor final del ciclo 3. Fue en ese instante donde la armadura comenzó muy probablemente a plastificar. La Figura 5.15 muestra una comparación entre E_{EA} (línea de color naranja) y E_D para cada una de las vigas (línea de color azul).

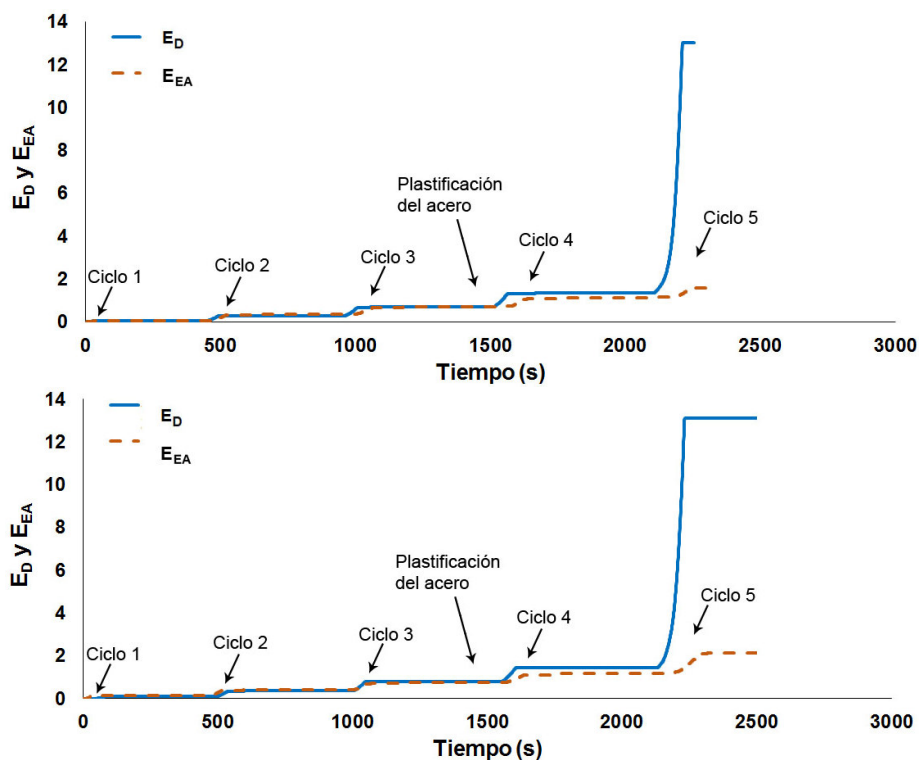


Figura 5.15: Comparación entre E_D y la E_{EA} acumuladas y normalizadas al instante $t=1480$ s. Imagen superior: viga 1. Imagen inferior: viga 2.

Tal y como se observa en la Figura 5.15, las dos vigas tienen un comportamiento prácticamente idéntico. Ambas energías siguen una excelente correlación en los ciclos 1, 2 y 3. Sin embargo, durante el ciclo 4 esta correlación comienza a perderse, existiendo a partir de ese instante una clara divergencia entre ambas energías.

5.1.2. Losa

5.1.2.1. Etapa 1: Filtrado por sensores guardas

Ante la complejidad de los ensayos dinámicos con la mesa sísmica, se espera una gran cantidad de ruido por fricción y mecánico, ajeno a la fractura de la losa. Por esta razón, se tomaron diferentes precauciones antes y después de los ensayos, con el fin de filtrar este ruido.

Durante pruebas previas a los ensayos se detectó un fuerte ruido mecánico procedente del flujo de aceite del actuador hidráulico cuando la mesa sísmica está en movimiento. El nivel de ruido detectado fue de 100 dB_{AE} en el actuador y alrededor de 70 dB_{AE} en la base de las columnas de acero. Por esta razón, se colocó un sensor guarda en la base de cada columna, tal y como se muestra en la Figura 5.16. De esta forma se elimina el ruido generado por el actuador (fuente de ruido N1) y el ruido de fricción en las zonas de contacto entre la superficie de la mesa sísmica y la base de las columnas (fuente de ruido N2).

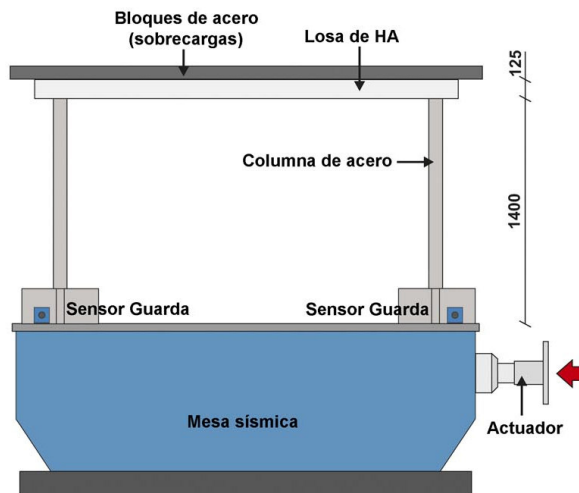


Figura 5.16: Ubicación de los sensores guarda en el modelo de ensayo de la losa con pilares metálicos.

Una vez identificadas las fuentes indeseables de ruido N1 y N2, se aplicó un constructor de eventos introduciendo el uso de sensores guardas. La velocidad de propagación media de las ondas en el hormigón de la losa se estableció experimentalmente estableciéndose en 320 cm/ms aproximadamente.

Para el cálculo del valor FHCDT en el análisis de la losa de HA, la distancia a considerar fue la existente entre los sensores 5, 6, 7 y 8 y sus respectivos sensores guarda situados en la base de cada columna de acero (194 cm). Se podría haber considerado el sensor opuesto al de la base de la columna situado sobre la losa pero esta distancia ya superaría los 210 cm y según un estudio previo que se llevó

a cabo sobre la atenuación en la losa, se comprobó que no se registraría ninguna señal que hubiese sido generada a esa distancia. Por lo tanto, el valor FHCDT usado fue:

$$FHCDT_{losa} = 1,1 \frac{194 \text{ cm}}{320 \text{ cm/ms}} = 0,67 \text{ ms.}$$

Por otro lado, además de prevenir las señales ruidosas generadas por las fuentes N1 y N2, también se previno en la medida de lo posible la fricción entre diferentes elementos metálicos localizados en la losa (bloques de acero, sistema de fijación de sensores, acelerómetros, LVDT's, etc.), insertando películas de caucho o teflón con el fin de evitar señales generadas por fricción.

Sin embargo, a pesar de que se llevaron a cabo estas precauciones, se observó un gran número de señales continuas, probablemente provenientes de mecanismos de fricción.

5.1.2.2. Etapa 2-A: Filtro RMS y cálculo de la energía de EA

En este caso, la longitud de la ventana V1 se estableció según el siguiente criterio físico: como la máxima distancia entre el centro de la estructura y el sensor ubicado en el canto de la losa es de 1,44 m, el tiempo máximo que necesita una onda para ser registrada es de $450 \mu\text{s}$ (tiempo usado para la ventana V1). Por otro lado, la segunda ventana (V2) va desde el punto final de la ventana V1 ($450 \mu\text{s}$) hasta el final de la onda registrada ($1638,4 \mu\text{s}$). En la Figura 5.17 puede verse una representación de las ventanas V1 y V2.

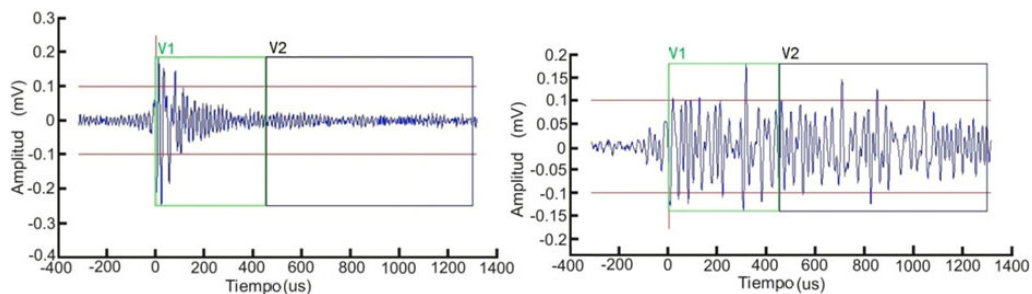


Figura 5.17: Representación de ventanas V1 y V2 en señal *tipo I* (Izqda.) y en señal *tipo II* (Dcha.) registradas durante la simulación sísmica D1.

Teniendo en cuenta que la frecuencia de muestreo usada fue de 0,625 MHz, el valor RMS en cada ventana viene dado por:

$$RMS_{V_1} = \sqrt{\frac{1}{281} \sum_{200}^{481} x_i^2}$$

$$RMS_{V_2} = \sqrt{\frac{1}{1024 - 482} \sum_{482}^{1024} x_i^2}.$$

Del mismo modo que en las vigas, se establece el criterio para discriminar entre las señales *tipo I* y *II* usando la diferencia entre los dos valores de RMS (dB_{AE}), R_D , en cada una de las ventanas. En el ensayo de la losa se optó por considerar $R_{Du} = 0$ dB_{AE} ($1 \mu V$), es decir, el criterio adoptado fue el siguiente:

$$Si \quad RMS_{V_1} \geq RMS_{V_2} \quad \rightarrow \quad \text{señal tipo I).} \quad (5.7)$$

$$Si \quad RMS_{V_1} \leq RMS_{V_2} \quad \rightarrow \quad \text{señal tipo II).} \quad (5.8)$$

La Figura 5.18 muestra varios ejemplos de señales adquiridas durante la simulación D1 y su clarificación como señales *tipo I* o *II*.

Usando solamente las señales clasificadas como *tipo I*, se calculó la energía MARSE, E_{EA} . La Figura 5.19 muestra una comparación entre E_{EA} (línea de puntos de color rojo) y la energía de deformación plástica disipada por la losa (línea continua de color azul), E_D . Ambas energías están acumuladas y normalizadas a su valor al final de cada simulación sísmica. Se puede apreciar en general una buena correlación entre ambas energías.

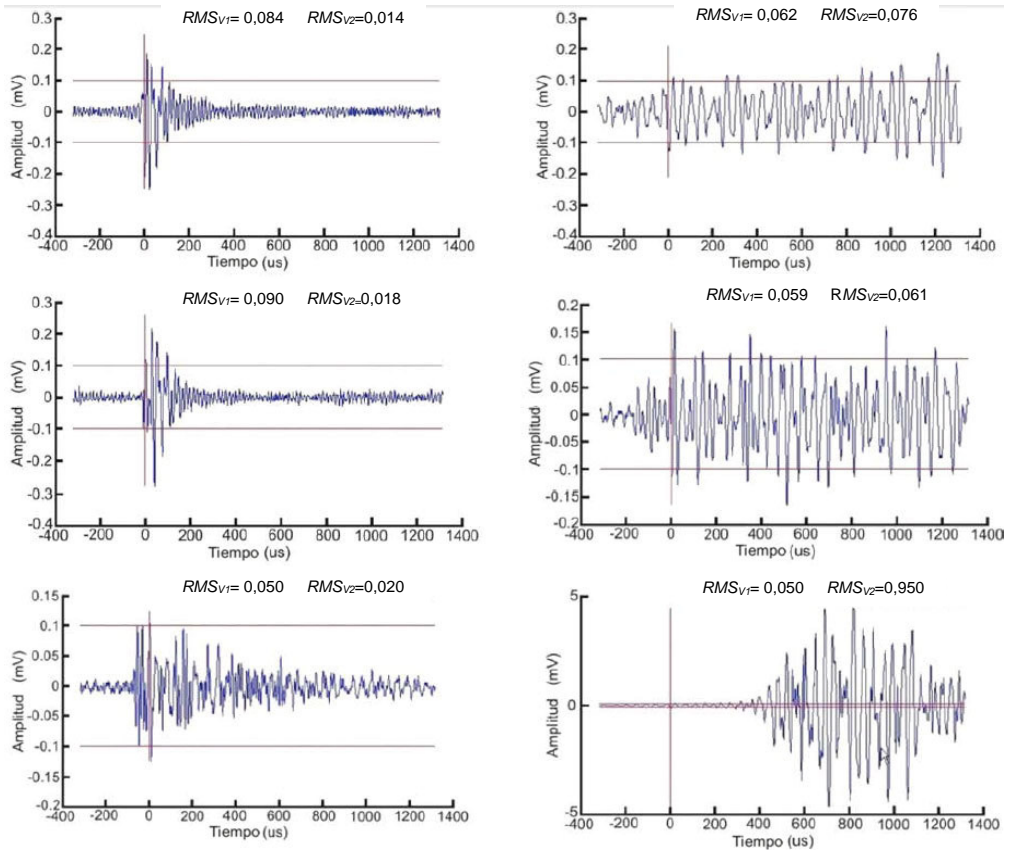
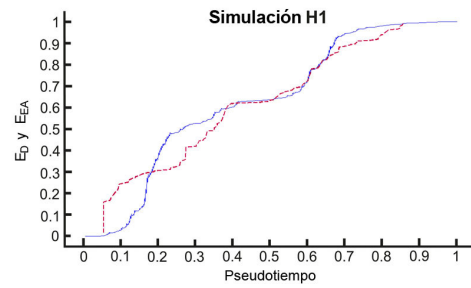
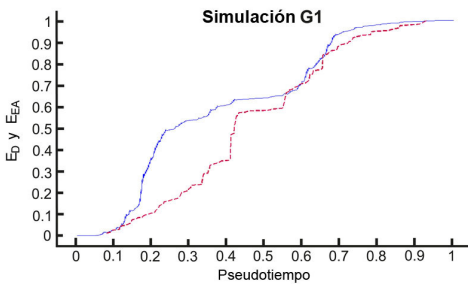
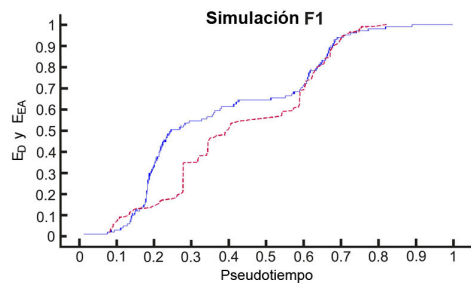
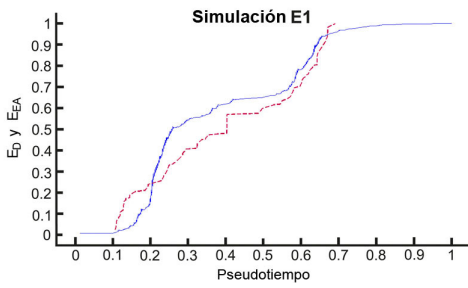
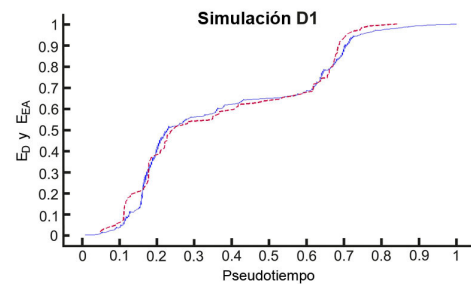
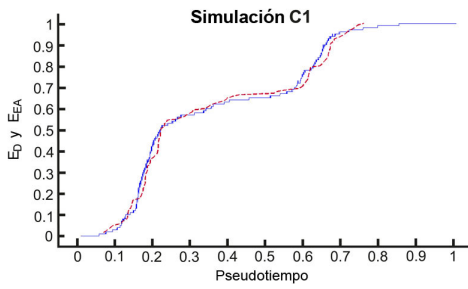
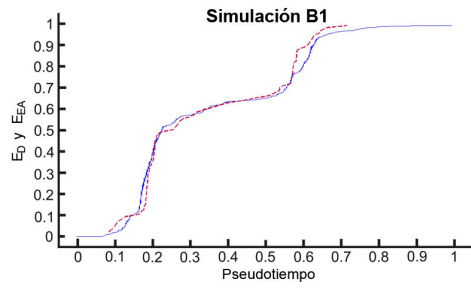
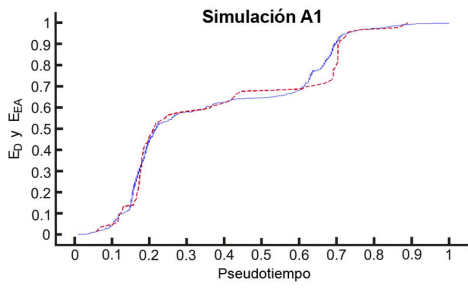


Figura 5.18: Señales de EA registradas en la losa durante la simulación sísmica D1. Columna izqda.: señales *tipo I*. Columna dcha.: señales *tipo II*. Valores de RMS medidos en mV.



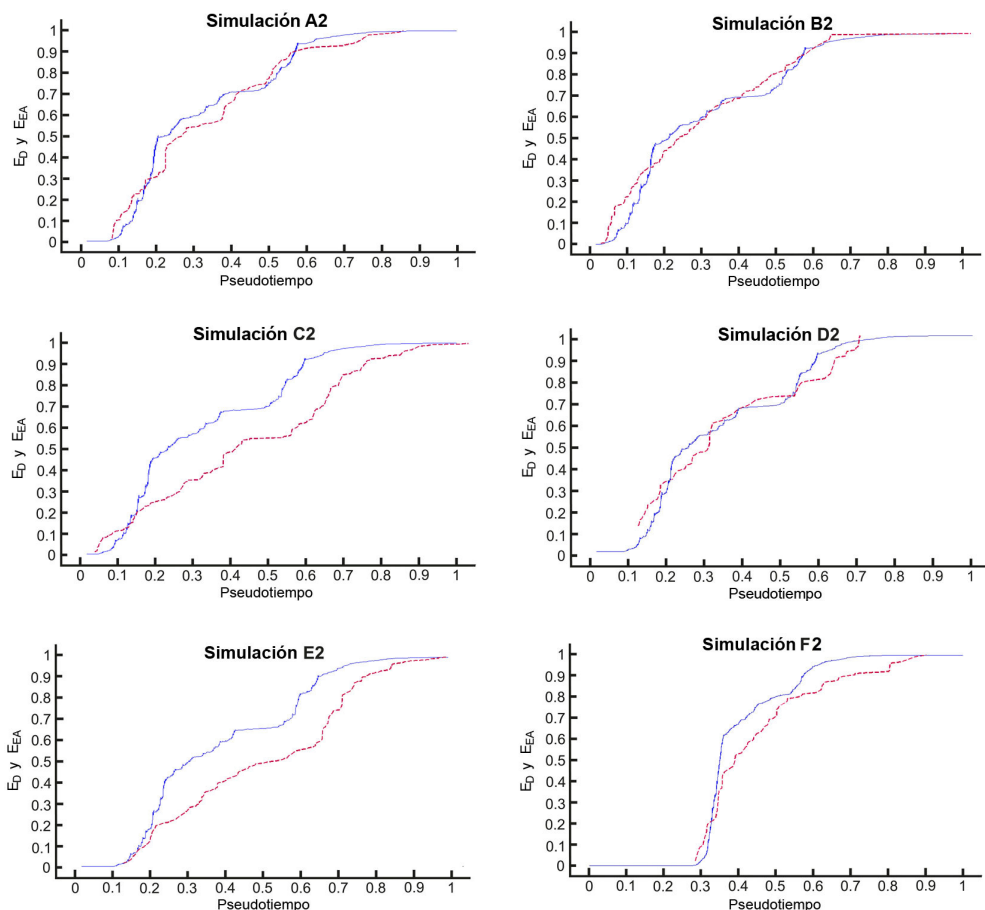


Figura 5.19: Representación de la E_{EA} (línea de puntos de color rojo) y la energía disipada por la losa de E_D (línea continua de color azul).

En la Figura 5.20 se representan E_{EA} y E_D acumuladas para todas las simulaciones sísmicas. Ambas energías están normalizadas a sus correspondientes valores al final de la simulación F1, que es cuando comenzó la plastificación de las columnas de acero. Este hecho fue corroborado por las medidas proporcionadas por las galgas extensométricas pegadas a ellas [76, 79]. El refuerzo de la losa permaneció elástico en todas las simulaciones. Es evidente que hasta este punto (F1), existe una excelente correlación entre ambas energías, demostrándose nuevamente que la energía de EA es un adecuado indicador para evaluar el nivel de daño en estructuras de HA. Sin embargo, desde este punto en adelante hay

una clara separación entre ambas energías, siendo siempre la $E_{EA} < E_D$, al igual que ocurre en los ensayos cuasiestáticos sobre las vigas de HA (5.1.1).

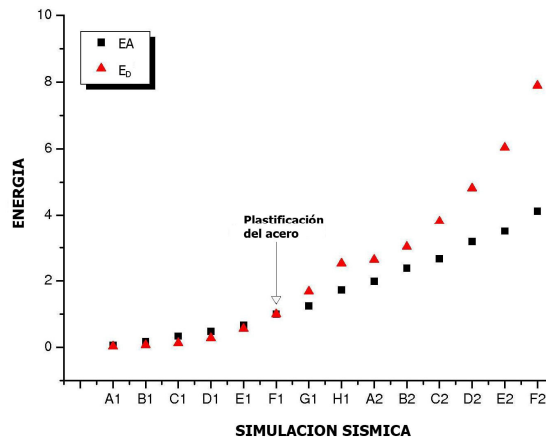


Figura 5.20: E_{EA} y E_D acumuladas a lo largo de toda la secuencia de simulaciones sísmicas, valores normalizados al valor final de la simulación F1.

5.1.2.3. Etapa 2-B: Filtro Wavelet y cálculo de la energía de EA

Durante el desarrollo del análisis de las señales de EA registradas sobre la losa se realizó y validó otro tipo de filtrado en base a la Transformada Wavelet. En este caso, las señales no se clasifican en *tipo I* o *II*, es decir, si cumplen o no la condición propuesta con las Ecuaciones (5.7) y (5.8). Alternativamente, toda señal se asume que es una mezcla, en menor o mayor grado, de señal continua (*tipo II*) y discreta (*tipo I*) y se intenta eliminar su parte continua.

5.1.2.3.1. Escala wavelet y mecanismos de daño

Se optó por realizar una transformada no ortogonal, ya que no se observaron variaciones muy bruscas en los valores absolutos de los coeficientes wavelets. Se probaron 3 funciones madre (Ψ), Morlet, Paul de orden 4 y derivada de una gaussiana (DOG) de orden 2 (real). Aunque se obtuvieron resultados similares para las tres funciones madre, la wavelet Morlet fue seleccionada debido a su mejor resolución de escala. Una vez realizada la Transformada Wavelet Continua (Ecuación (3.9)) y con la función Morlet compleja como función madre, se puede

reconstruir la serie de tiempo original teniendo en cuenta el carácter no ortogonal de la base empleada, es decir,

$$x_n = \frac{\delta j \delta t^{1/2}}{C_\delta \psi(0)} \sum_{j=0}^J \frac{\Re\{(W_x)(s_j, n)\}}{s_j^{1/2}}, \quad (5.9)$$

donde $\Re\{(W_x)(s_j, n)\}$ es la parte real de la Transformada Wavelet de la señal x reconstruida, n es el índice temporal y el índice j que corresponde a la escala $s_j = s_0 2^{(j-1)\delta j}$, con $j=1, 2, \dots, J$, con $J(\delta j)^{-1} \log_2(N \delta t / s_0)$ y $s_0 = 2\delta t$. En la reconstrucción de la serie original se usó el factor $C_\delta = 0,776$ [58].

Para la discretización de las escalas es conveniente expresarlas como potencias fraccionarias de 2. En todos los casos, las escalas se tomaron como $s_j = s_0 2^{(j-1)\delta j}$, con $j=1, 2, \dots, J$, siendo la menor escala $s_0 = 2\delta t$, donde δt es el periodo de muestreo de la señal (1,6 μ s), y $J = \delta j^{-1} \log_2(N \delta t / s_0)$ es el índice que permite obtener el valor más alto de escala $s_{max} = N \delta t$ (1318,4 μ s). Se eligió $\delta t = 1/4$ para la resolución de las escalas. La escala se multiplicó por 1,03 para obtener el periodo, conocido como el periodo equivalente de Fourier [56]. Con este periodo se puede calcular la frecuencia central correspondiente a cada índice j , el cual corresponde a un intervalo de frecuencia. La Tabla 5.1 muestra el intervalo de frecuencia por su valor central. En el cálculo de la wavelet Morlet se usó $W_0 = 6$, para satisfacer la condición de admisibilidad.

Cada señal de EA se representa por dos variables: el tiempo de ocurrencia y la escala para la que tuvo lugar el valor absoluto más alto de coeficiente wavelet.

La Figura 5.21 muestra el acelerograma aplicado a la mesa sísmica y la evolución de la escala para la que se obtiene dicho valor máximo del coeficiente wavelet. El rango completo de frecuencias se puede dividir en dos bandas: (i) la correspondiente a los índices $j=10, 11$ y 12 (baja escala – alta frecuencia 45-64 kHz) y, (ii) la correspondiente a los índices $j=14, 15$ y 16 (alta escala – baja frecuencia 22-32 kHz). En general, la banda del índice 13 se produjo para muy pocas señales de EA.

Tabla 5.1: Índices y escalas de la función wavelet Morlet, periodo y frecuencia central.

| Índice (j) | Escala | Periodo (μ s) | Frecuencia central (kHz) |
|----------------|-------------|--------------------|--------------------------|
| 1 | 3,2 | 3,3 | 305 |
| 2 | 3,8 | 3,9 | 254 |
| 3 | 4,5 | 4,7 | 214 |
| 4 | 5,4 | 5,6 | 180 |
| ... | ... | ... | ... |
| 9 | 12,8 | 13,2 | 76 |
| 10 | 15,2 | 15,7 | 64 |
| 11 | 18,1 | 18,7 | 53 |
| 12 | 21,5 | 22,2 | 45 |
| 13 | 25,6 | 26,4 | 38 |
| 14 | 30,4 | 31,4 | 32 |
| 15 | 36,2 | 37,4 | 27 |
| 16 | 43,1 | 44,5 | 22 |
| ... | ... | ... | ... |

La Figura 5.21 muestra que las señales de EA en la banda inferior de $j=10$, 11 y 12 aparecen sobre todo cuando la aceleración aplicada tiene valores relativamente altos. Este hecho, junto con los resultados obtenidos en [32, 79], alentó a atribuir la banda inferior de escalas al agrietamiento y la propagación de grietas en el hormigón. También se puede observar que los puntos en la banda superior ($j=14$, 15 y 16) aparecen a lo largo de todas las simulaciones sísmicas, así como en los intervalos de tiempo cuando disminuye la aceleración (partes de descarga). Esto sugiere atribuir estas señales de EA a las producidas por la fricción cuando las caras de una grieta entran en contacto o bien a otras fuentes de ruido por fricción.

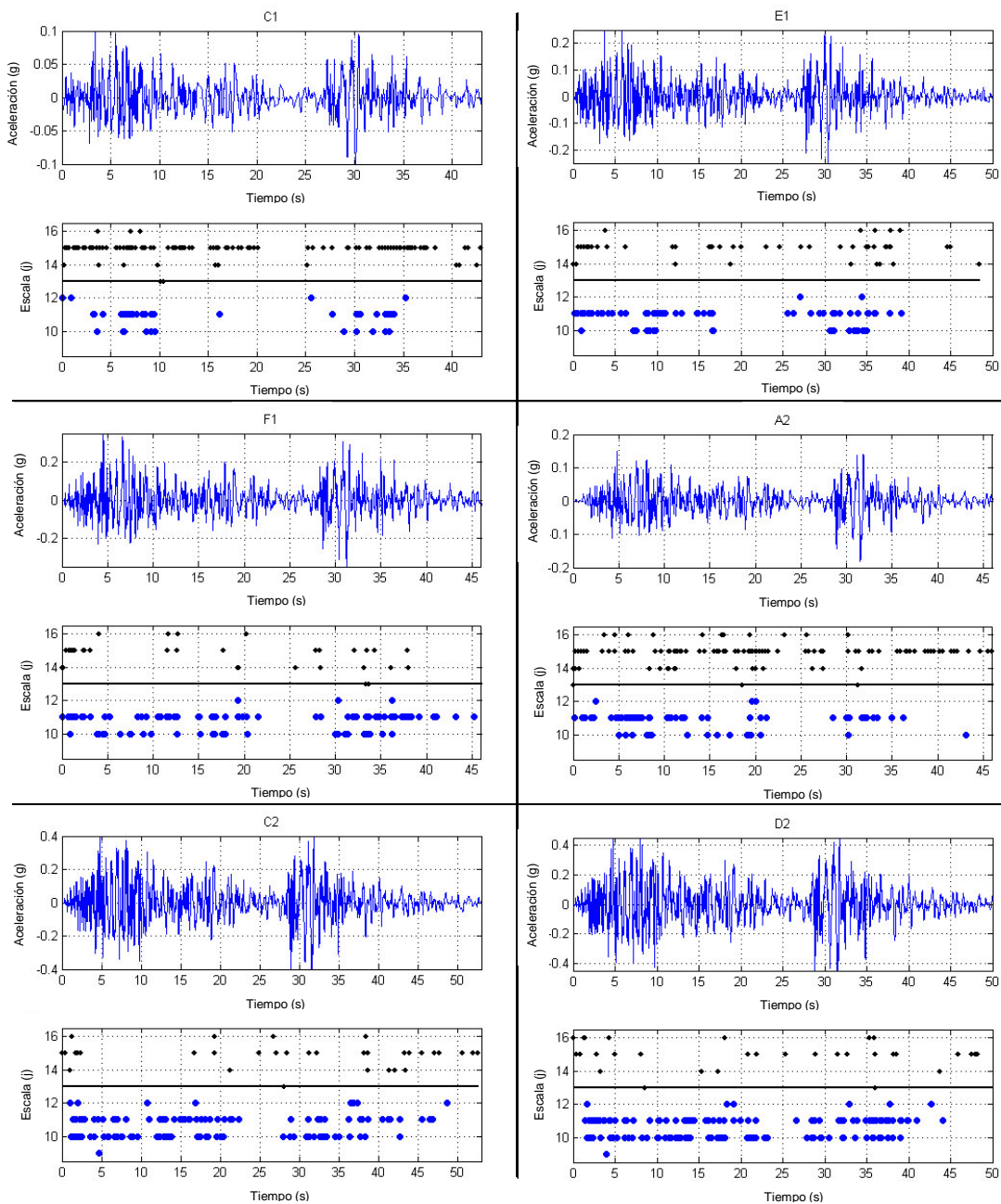


Figura 5.21: Acelerograma aplicado a la mesa sísmica (superior) y la evolución de la escala para la que se obtiene el valor máximo del coeficiente wavelet (inferior), para las simulaciones sísmicas C1, E1, F1, A2, C2 y D2. La línea horizontal de los gráficos inferiores divide la escala en baja escala, atribuida a la apertura de nuevas grietas y

propagación de las existentes, y la alta escala, atribuida al cierre de las grietas existentes y la fricción entre las caras de las grietas.

Según estos resultados se propuso la banda de frecuencias correspondiente a las escalas $j=10, 11$ y 12 , como la banda principal asignada a procesos de fractura y agrietamiento del hormigón. Observando la resolución de las escalas usadas en este análisis ($\delta j=1/4$) y la Tabla 5.1, estas escalas corresponden a la banda de frecuencias 45-64 kHz (banda resaltada en negrita en la Tabla 5.1).

5.1.2.3.2. Comparación entre E_{EA} y de deformación E_D

Con las señales de EA reconstruidas con las escalas $j=10, 11$ y 12 (bandas de frecuencias 45-64 kHz) se calculó la energía de EA mediante la expresión:

$$E_{EA} = \sum_{i=1}^N x_i^2, \quad (5.10)$$

donde x_i son las muestras de la señal y N el número total de muestras.

En la Figura 5.22 se muestran algunos de los escalogramas como ejemplos de los resultados obtenidos con el procesado wavelet. Estas señales se registraron durante la simulación D1. En la columna de la izquierda se representan las señales sin procesar y en la de la derecha las respectivas señales filtradas. Los escalogramas muestran el valor absoluto del coeficiente wavelet en el espacio tiempo-frecuencia. Por ejemplo, la señal 70 se originó en un instante de alta aceleración, razón por la que tiene una alta componente en la banda de 45-64 kHz (fractura del hormigón). En cambio, la señal 111 se originó cuando la aceleración fue muy baja, por lo que parece razonable pensar que se originase durante el cierre de grietas anteriormente creadas. Sus componentes en la banda 45-64 kHz son muy débiles. La señal 151 sin embargo, se registró al final del ensayo, cuando todos los diferentes mecanismos están operando, razón por la cual es una mezcla de fractura (45-64 kHz) y fricción (otras frecuencias).

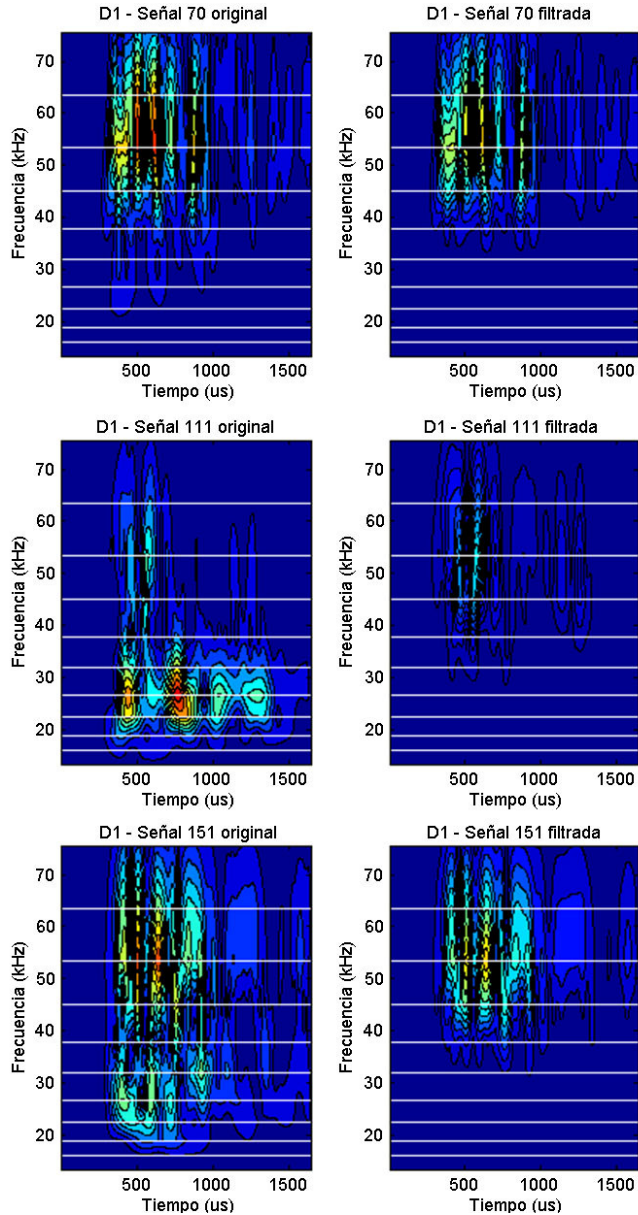
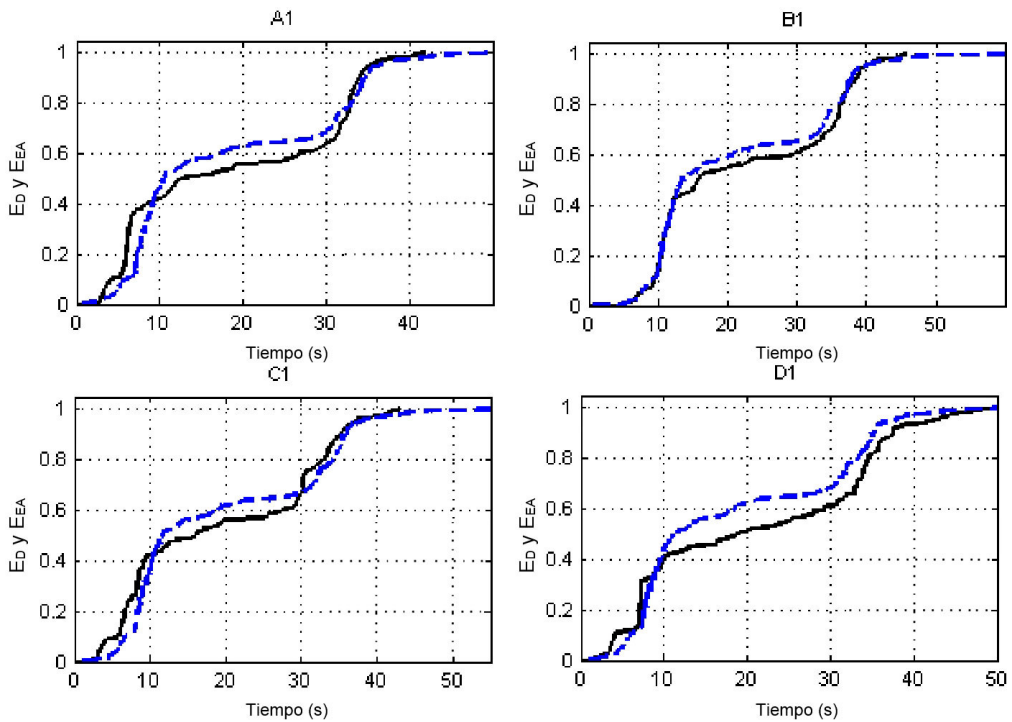


Figura 5.22: Escalogramas de señales registradas durante la simulación D1, señal 70 ($t=13,6$ s), señal 111 ($t=25,4$ s) y señal 151 ($t=46,1$ s). Izqda.: Señales sin filtrar. Dcha.: Señales filtradas. La línea horizontal blanca representa el área de frecuencia central desde $j=9$ hasta 19.

La comparación entre la energía acumulada de EA y E_d que se muestra en las Figuras 5.23 y 5.24 para todas las simulaciones sísmicas indica que en general

existe una buena correlación entre ambas. Las diferencias (en algunos casos notables) entre ambas curvas se atribuyen a la energía disipada por las columnas de acero debido a las deformaciones plásticas, que son registradas por la E_D pero no por la E_{EA} , como ya se ha comentado para ensayos anteriores.

La energía mecánica se mide en términos de energía disipada por el hormigón (a través de la abertura y crecimiento de las grietas, así como del mecanismo de fricción al cerrarse dichas grietas), y la energía disipada por las deformaciones plásticas en las columnas de acero. Por contra, la energía de EA se debe principalmente a las señales filtradas relacionadas únicamente con la fisuración del hormigón (las señales del rozamiento interno de las caras de las grietas se eliminan por la aplicación del filtrado). Además, conviene enfatizar que la EA procedente de la deformación de acero no se registró debido a que el umbral de amplitud se fijó en 45 dB_{AE} .



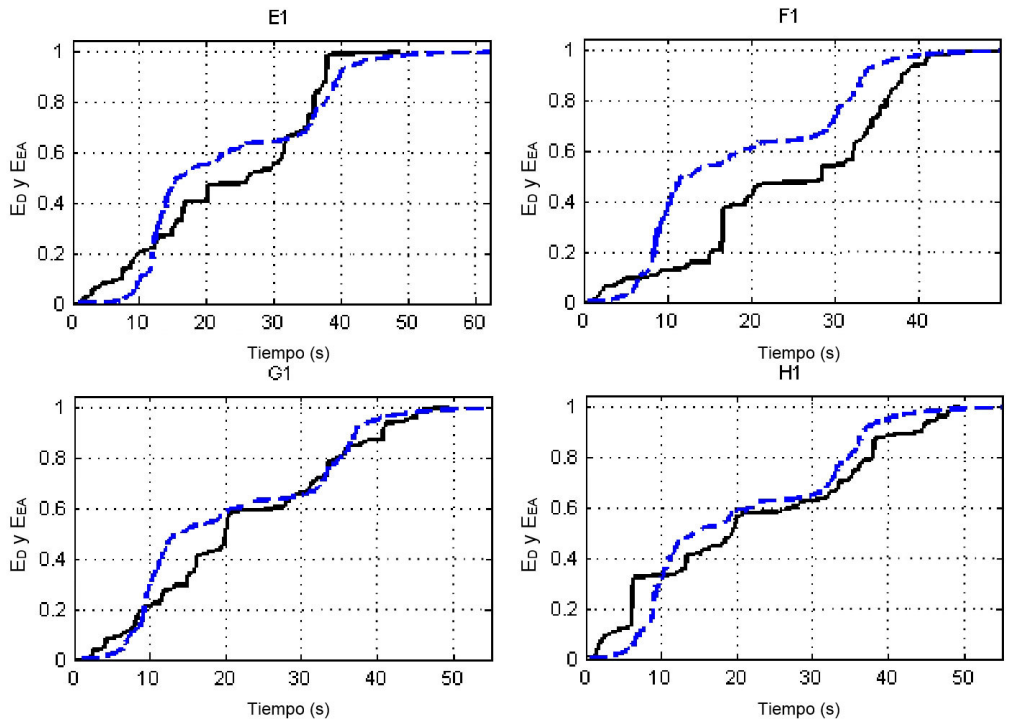
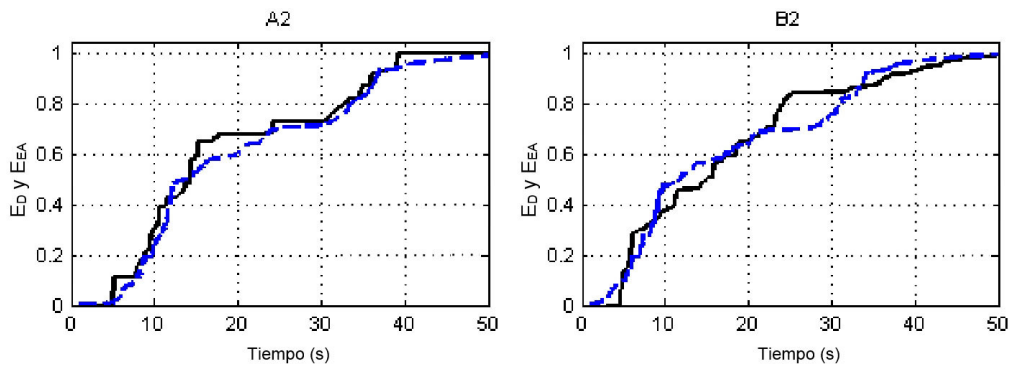


Figura 5.23: Evolución de E_{EA} (línea discontinua azul) y E_D (línea continua negra) para la serie 1 de sismos aplicados a la losa.



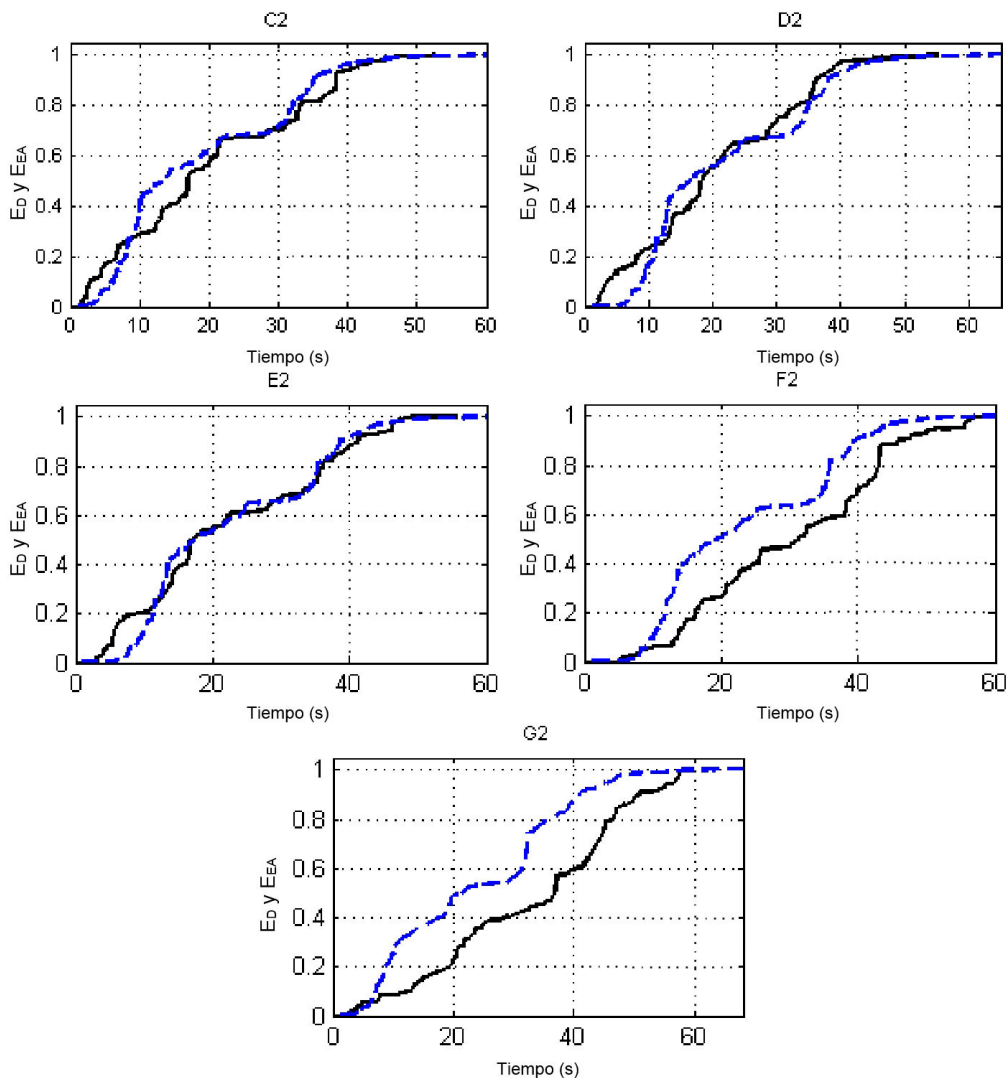


Figura 5.24: Evolución de E_{EA} (línea discontinua azul) y E_D (línea continua negra) para la serie 2 de sismos aplicados a la losa.

5.1.3. Pórtico

Para el pórtico de HA se llevó a cabo una evaluación del daño localizado en las uniones viga-pilar, en lugar del daño global en todo el modelo de ensayo.

5.1.3.1. Etapa 1: Filtrado por sensores guardas

Para evaluar el daño localizado en las uniones viga-columna del pórtico, se calculó la energía de las señales de EA generadas únicamente en dichas zonas. De

aquí en adelante, las uniones exterior e interior viga-columna serán referidas como C3 y C4 respectivamente.

Como se ha indicado anteriormente en el Apartado 4.2.2.3.1, antes del ensayo se realizó una identificación de las fuentes de ruido. Posteriormente, se aplicó un constructor de eventos introduciendo el uso de sensores guarda, con objeto de acotar la zona de evaluación y disminuir el ruido procedente de las fuentes mencionadas de ruido. Para el cálculo del valor FHCDT en el análisis de la columna C3, la distancia a considerar es la que existe entre el sensor guarda de la base de la columna C3 y el sensor 3 (172 cm). Geométricamente, el sensor más alejado es el sensor 4. Sin embargo, debido a la atenuación, la EA que proviene de la base de la columna C3 no llegaría a dicho sensor. En el caso de la columna C4, dicha distancia se considera entre el sensor guarda de la base de la columna C4 y el sensor 4 (172 cm). Por tanto, el valor FHCDT en ambos casos, es:

$$FHCDT_{columna\ C3\ y\ C4} = 1,1 \frac{172\ cm}{250\ cm/ms} = 0,76\ ms.$$

En cada unión, la configuración del constructor de eventos fue la siguiente:

Unión viga-columna C3: En el análisis del nudo de unión exterior se configuraron todos los sensores como guarda excepto los correspondientes a los canales 7, 8 y 3, configurados como normales (véase Figura 5.25).

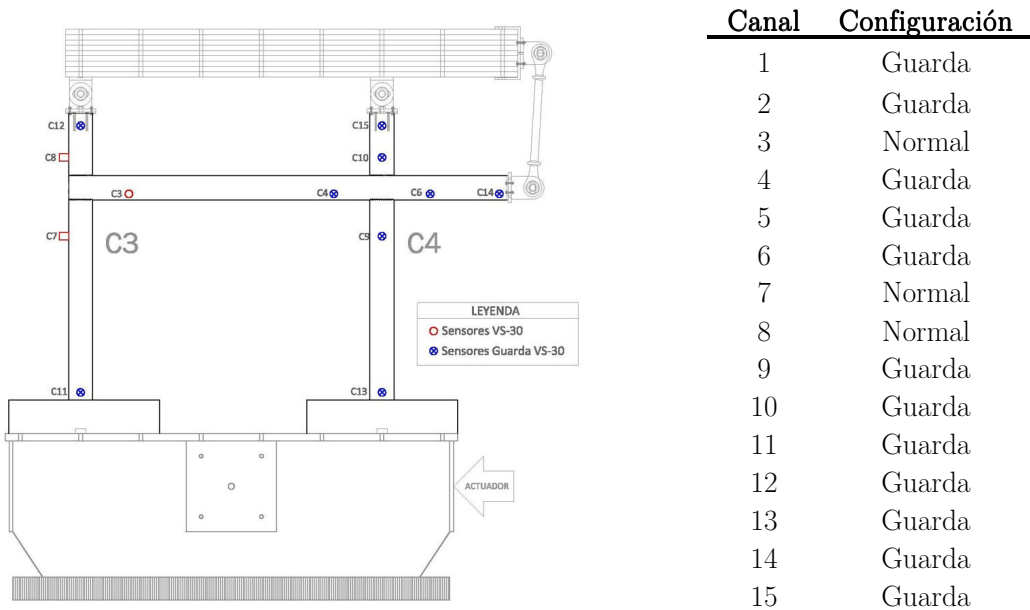


Figura 5.25: Izqda.: Ubicación. Dcha.: Configuración de los canales utilizados en el constructor de eventos para la unión viga-columna exterior C3.

Unión viga-columna C4: Para el análisis del nudo de unión interior C4, se configuraron todos los canales como guarda excepto los canales 4, 6, 9 y 10, quedando delimitada la zona a analizar exclusivamente para las señales procedentes de dicho nudo (véase Figura 5.26).

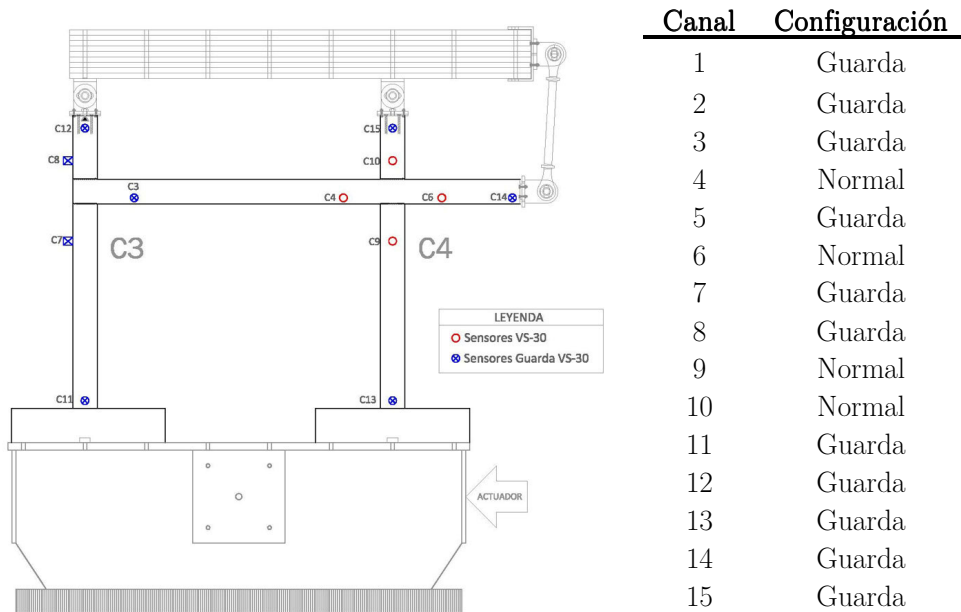


Figura 5.26: Izqda.: Ubicación. Dcha.: Configuración de los canales utilizados en el constructor de eventos para la unión viga-columna interior C4.

5.1.3.2. Etapa 2: Filtro wavelet y cálculo de la energía de EA

5.1.3.2.1. Escala wavelet y mecanismos de daño

Al igual que en el análisis de la losa, se empleó la Transformada Wavelet Continua con la función Morlet compleja como función madre Ψ , con objeto de realizar un filtrado de las señales.

De esta forma, todas las señales se reconstruyeron siguiendo la Ecuación (5.9), al igual que se hizo para la losa. La única diferencia en el cálculo para el pórtico fue el periodo de muestreo δt ($0,4 \mu s$). La Tabla 5.2 muestra el intervalo de frecuencias por su valor central.

En el análisis de la losa, justificadamente se propuso la banda de frecuencias correspondiente entre 45-64 kHz como la banda principal asignada a procesos de creación y crecimiento de las grietas en el hormigón. Observando la resolución de las escalas usadas en este análisis ($\delta j = 1/4$) y la Tabla 5.2, esta banda corresponde

a las escalas 18, 19 y 20 (banda resaltada en negrita en la Tabla 5.2). De este modo, para cada señal original de EA, solo se usó el rango comprendido entre los índices 18 al 20 para la reconstrucción de las señales de EA.

Tabla 5.2: Índices y escalas de la función wavelet Morlet, periodo y frecuencia de Fourier.

| Índice (j) | Escala | Periodo (μ s) | Frecuencia central (kHz) |
|----------------|--------------|--------------------|--------------------------|
| 1 | 0,80 | 0,83 | 1210,02 |
| 2 | 0,95 | 0,98 | 1017,50 |
| 3 | 1,13 | 1,17 | 855,61 |
| 4 | 1,35 | 1,39 | 719,48 |
| 5 | 1,60 | 1,65 | 605,01 |
| ... | ... | ... | ... |
| 14 | 7,61 | 7,86 | 127,19 |
| 15 | 9,05 | 9,35 | 106,95 |
| 16 | 10,76 | 11,12 | 89,94 |
| 17 | 12,80 | 13,22 | 75,63 |
| 18 | 15,22 | 15,72 | 63,59 |
| 19 | 18,10 | 18,70 | 53,48 |
| 20 | 21,53 | 22,24 | 44,97 |
| 21 | 25,60 | 26,45 | 37,81 |
| 22 | 30,44 | 31,45 | 31,80 |
| 23 | 36,20 | 37,40 | 26,74 |
| 24 | 43,05 | 44,48 | 22,48 |
| ... | ... | ... | ... |

A modo de ejemplo, la Figura 5.27 muestra en la parte superior una señal original (representada en color azul) y su correspondiente señal reconstruida (representada en color negro). En la parte inferior están representadas sus respectivas Transformadas de Fourier (FFT). Se puede observar como la señal reconstruida solo tiene energía en frecuencias en la banda seleccionada (45-64 kHz).

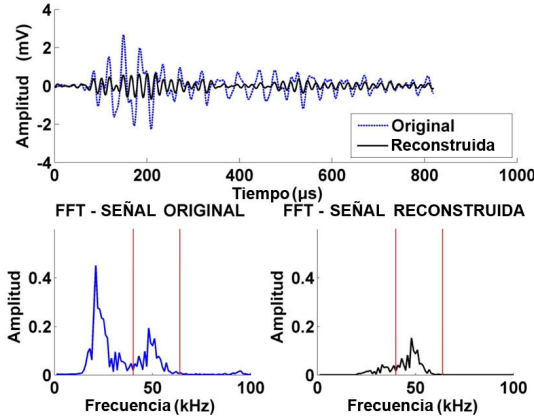


Figura 5.27: Señal adquirida durante la simulación C50B en la unión exterior viga-columna C3. Sup.: señal original y reconstruida en la banda de 45-64 kHz. Inf.: FFT de cada una de las señales.

5.1.3.2.2. Comparación entre las energías de EA y de deformación plástica E_D

Una vez reconstruidas las señales en el ancho de banda asignado en la creación y propagación de fisuras (45-64 kHz) se calculó la energía de dichas señales usando la Ecuación (5.10). La Figura 5.28 muestra a la izquierda un ejemplo de la E_{EA} obtenida para la unión externa viga-columna C3 durante la simulación C50B. A la derecha, su versión acumulada y normalizada al último valor del ensayo. Se pueden distinguir dos grupos bien diferenciados, uno con señales de poca energía (<1000) y otro con señales de alta energía (>1000), los cuales pueden ser tentativamente pre-asignados a procesos de micro y macro-fisuración respectivamente.

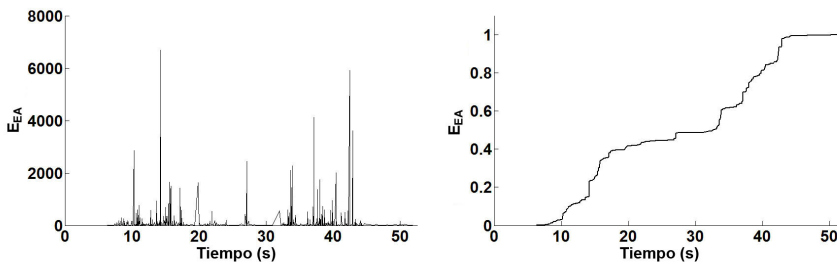
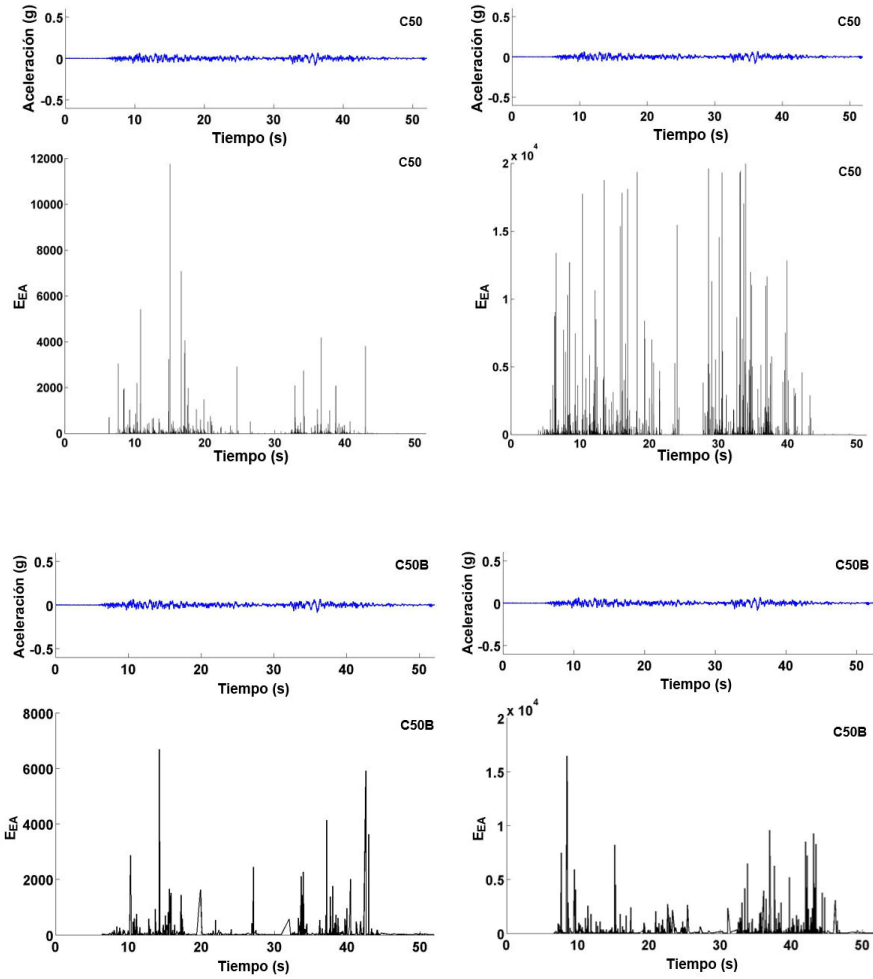


Figura 5.28: Izqda.: E_{EA} , en unidades arbitrarias. Dcha.: E_{EA} acumulada y normalizada a su último valor. Eventos registrados en el nudo exterior C3 en la simulación sísmica C50B.

La Figura 5.29 muestra la E_{EA} obtenida para ambos nudos C3 y C4 y para las cinco simulaciones sísmicas. Se incluyen también los acelerogramas para comparar la distribución de picos de E_{EA} , lo que permite discernir si las señales provienen de micro o macro-fisuración.



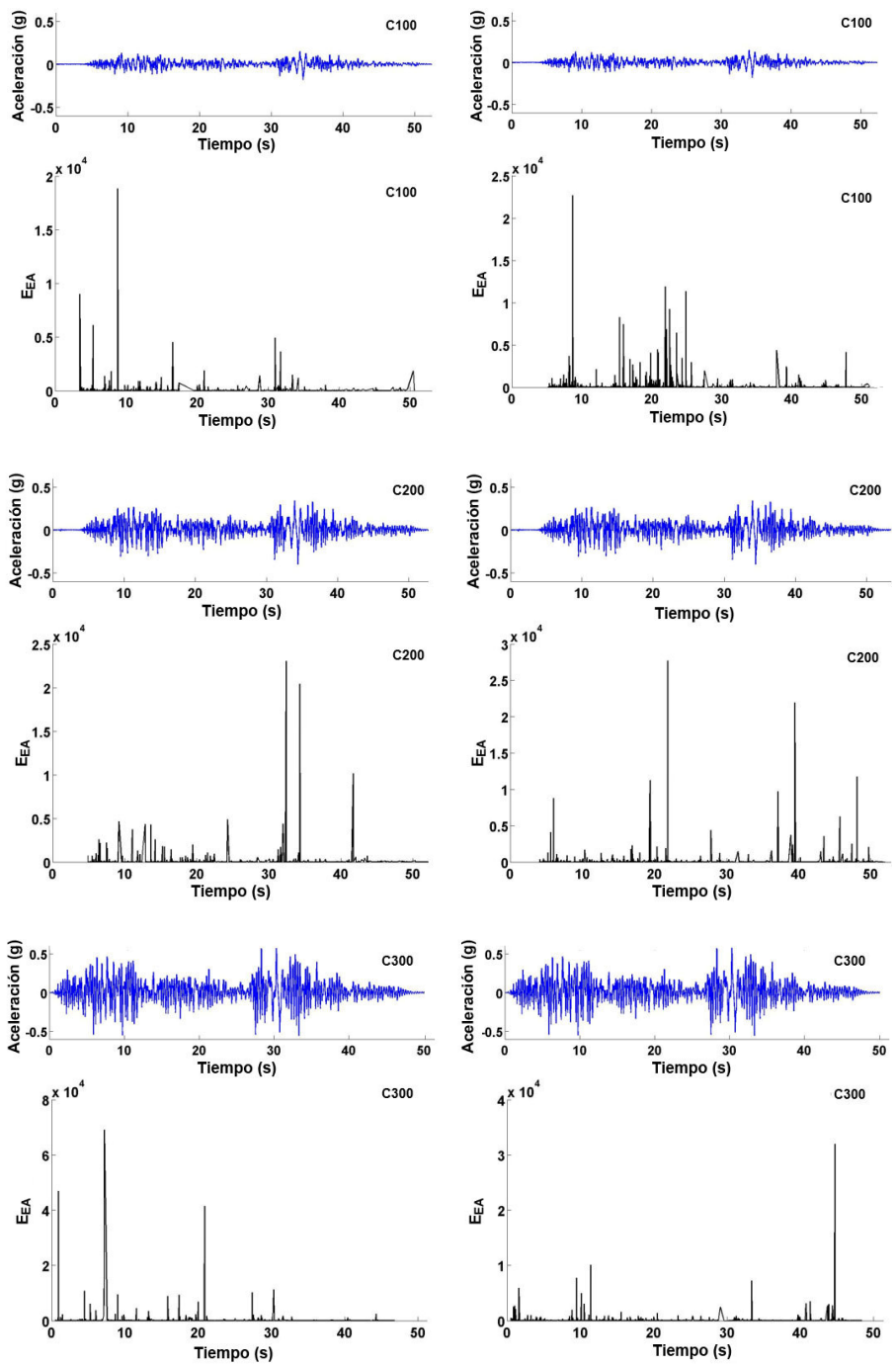


Figura 5.29: E_{EA} en unidades arbitrarias y acelerogramas de las uniones viga-columna para todas las simulaciones sísmicas. Izqda.: nudo exterior C3. Dcha.: nudo interior C4.

Más concretamente se puede observar que para las simulaciones C50 y C50B (baja aceleración sísmica) los picos de alta energía de EA coinciden en el tiempo con los picos de alta aceleración. A pesar de que la energía de EA se correlaciona con los picos de máxima aceleración, el grado de correlación es menor cuando el pico de aceleración es mayor. Esto es debido a la influencia de la plastificación de las barras de acero de refuerzo en la apertura de nuevas grietas en el hormigón, y también al crecimiento de las grietas previamente formadas. También se observa que cuando la aceleración aumenta en cada una de las simulaciones sísmicas, el pico de energía igualmente se incrementa. Además, para la primera simulación sísmica (C50), el nudo interior C4 presenta valores de energía mayores. Sin embargo, desde esa simulación en adelante, los picos de energía llegaron a ser similares hasta que finalmente los picos son mayores para el nudo de unión exterior C3.

Este hecho puede indicar que una vez que se llevó a cabo el conjunto completo de simulaciones sísmicas, el nudo de unión exterior C3 podría ser el que sufrió mayor daño de los dos instrumentados. De hecho, como se verá más adelante esta conclusión quedará confirmada. Los picos de E_{EA} no se distribuyen de manera uniforme, pero hay comparativamente muchos picos de baja intensidad y menos de alta intensidad. Esta característica es más evidente a medida que el nivel de daño va aumentando.

Los resultados de la E_{EA} se han comparado igualmente con la energía disipada por el pórtico de HA. Esta energía se obtuvo restando a la energía total de entrada introducida por la mesa sísmica, la suma de la energía cinética, la energía disipada por el amortiguamiento (para una tasa respecto al amortiguamiento crítico de 1%) y la energía de deformación elástica y plástica disipadas en los arranques de los pilares [74, 75]. Esta comparación se ha llevado a cabo en ambos nudos y para las simulaciones C50B, C100 y C200. Para las pruebas sísmicas C50 y C300, los datos de las medidas de deformación no se pudieron obtener [78]. En el caso de la primera simulación (C50) esto se debió a que la mesa sísmica no reprodujo adecuadamente en su totalidad la simulación que se quiso llevar a cabo (ensayo

registrado en la estación de Calitri en la región de Campano Lucano), por lo que se consideró simplemente como un ensayo de entrenamiento para la mesa sísmica. Para el caso de la simulación C300, solamente se consideraron los resultados hasta el instante del colapso. El resto de los datos se descartaron debido a que las deformaciones experimentadas por la estructura fueron de una magnitud extremadamente alta, produciéndose un desbordamiento en un gran número de canales de medición, siendo por tanto poco fiables.

La energía E_D tal y como se ha explicado anteriormente, se calculó de forma global para todo el modelo de ensayo y sin contar con la energía disipada en la cimentación de las cuatro columnas. Para realizar una comparación de esta energía con la E_{EA} , calculada solamente para los dos nudos de unión de un pórtico, lo que se hizo fue multiplicar por dos la E_{EA} obtenida en las señales reconstruidas de los dos nudos de unión instrumentados (C3 y C4). De este modo, se obtiene una relación más real. Esta aproximación es aceptable ya que los desplazamientos y las medidas de las galgas extensométricas del pórtico no instrumentado con EA (uniones viga-columna C1 y C2), fueron muy similares a las del pórtico instrumentado (uniones viga-columna C3 y C4). La Figura 5.30 representa la E_{EA} (línea roja) y la energía de deformación plástica E_D (línea de color verde) acumuladas para las simulaciones sísmicas C50B, C100, C200 y parte de C300. Ambas energías están normalizadas a sus valores en el instante de tiempo 30,97 s del ensayo C100 (que se corresponde con el tiempo global de todos los ensayos de 90,97 s), en el que se inicia la plastificación del acero. Este hecho se corroboró por las medidas tomadas por las galgas extensométricas unidas a las armaduras de refuerzo en los dos nudos de unión [74, 75, 77, 78]. Como puede verse, hasta el punto de plastificación del acero hay una excelente correlación entre ambas energías, demostrándose nuevamente que la energía de EA es un adecuado indicador para evaluar el nivel de daño en estructuras de HA. Desde este punto en adelante, hay una clara separación entre ambas energías, siendo siempre la $E_{EA} < E_D$.

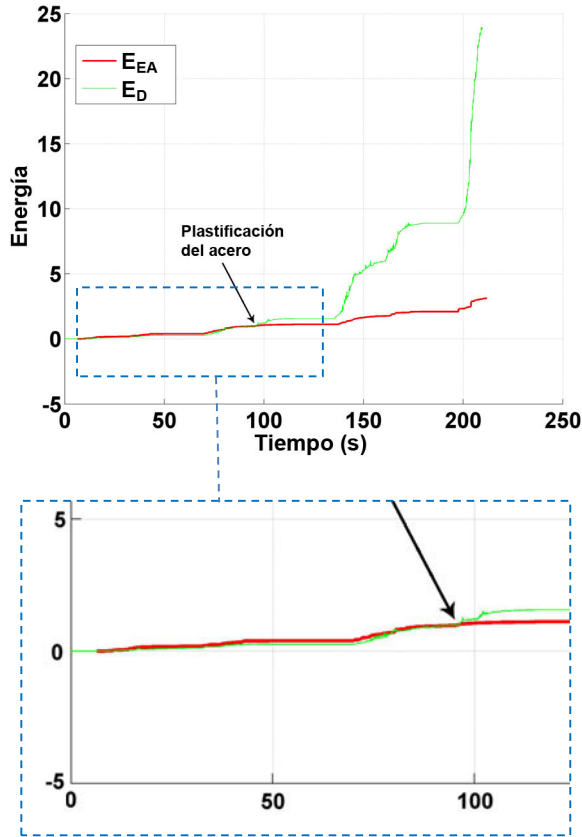


Figura 5.30: Sup.: E_{EA} y E_D acumuladas y normalizadas al instante del inicio de la plastificación del acero (90,97 s) calculadas para todo el modelo del ensayo. Inf.:

5.2. Índice de Gutenberg-Richter

En este apartado se presentan los resultados del índice de Gutenberg-Richter aplicado a los ensayos de EA planteados en esta Tesis Doctoral. En primer lugar se ha llevado a cabo un minucioso análisis de su comportamiento sobre vigas de HA variando distintos parámetros de interés, tales como la distancia fuente-sensor, el umbral, el rango de frecuencia del sensor y el número de datos β . Además, se ha definido un nuevo índice de daño para ensayos dinámicos basado en el índice de Gutenberg-Richter y la Transformada Wavelet Continua llamado *Wavetet Energy b-value* (b_{WE} -value).

5.2.1. Evaluación del daño en vigas

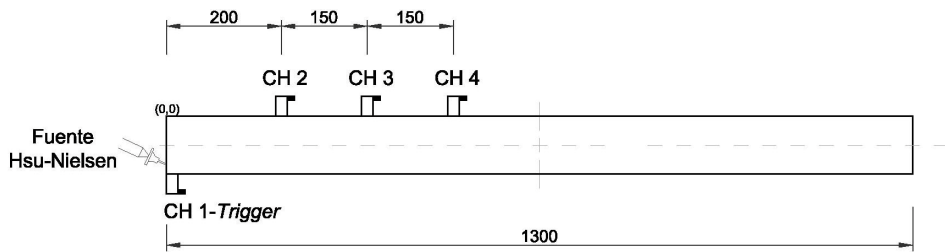
5.2.1.1. Fase previa: influencia de la atenuación y el umbral

- **Estudio con la fuente Hsu-Nielsen**

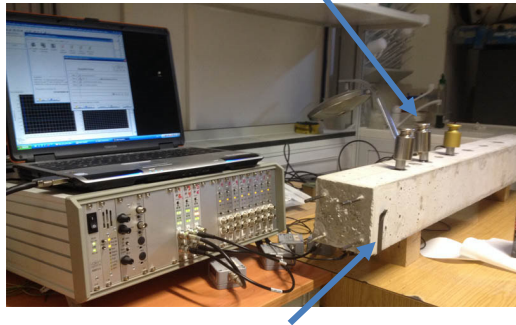
El parámetro de EA clave para el cálculo del índice *b-value* es la amplitud de las señales de EA. Como es sabido, existen varios aspectos que influyen directamente sobre ella: la atenuación, el tipo de onda y la geometría del material principalmente. En materiales compuestos, como es el caso del HA, la atenuación puede ser muy elevada. También existen limitaciones con la frecuencia. Es bien sabido que a frecuencias altas se produce una mayor atenuación de la onda.

Teniendo en cuenta estos aspectos, se ha realizado un estudio preliminar usando la fuente Hsu-Nielsen en el que se han variado diferentes factores susceptibles de afectar al índice *b-value*. Básicamente se ha considerado, la distancia entre fuente-sensor, el umbral de detección y la frecuencia de los sensores.

Para ello se fabricó una columna de HA de 120 x 120 x 1300 mm³ con un hormigón de las mismas características que el usado para el pórtico. Se colocaron 3 sensores separados 15 cm entre sí sobre su cara superior y otro en la cara inferior. En diferentes puntos del canto de la columna se rompieron minas de 0,5 mm (véase el esquema en la Figura 5.31). De este modo, la señal producida por la rotura de mina activa el canal *trigger* del sensor ubicado en el inferior de la columna (CH1) y se analizan las amplitudes que llegan al resto de sensores ubicados en la cara superior a distancias de 20, 35 y 50 cm, medidas desde el canto de la viga.



Canales 2, 3 y 4



Canal 1-trigger

Figura 5.31: Esquema y fotografía de la prueba de atenuación de las señales de EA sobre una columna de HA con la fuente Hsu-Nielsen.

El ancho de banda seleccionado para cada uno de los sensores con los que se realizó la prueba de atenuación está marcado sobre su respuesta en frecuencia en la Figura 5.32. La Tabla 5.3 muestra también los parámetros de adquisición de dichas pruebas.

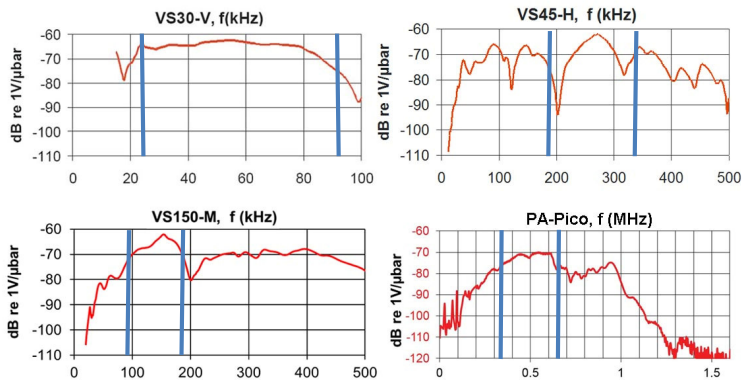


Figura 5.32: Ancho de banda seleccionado para cada uno de los sensores en las pruebas con la fuente Hsu-Nielsen sobre la columna de HA.

Tabla 5.3: Parámetros de adquisición usados en las pruebas de atenuación.

| Prueba | Canal | CH 1 | CH 2 | CH 3 | CH 4 |
|---------------|----------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | Modelo sensor | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V |
| | Filtro paso alta (kHz) | 25 | 25 | 25 | 25 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | Distancia (cm) | 0 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 30 |
| 2 | Modelo sensor | VS150-M | VS150-M | VS150-M | VS150-M |
| | Filtro paso alta (kHz) | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 |
| | Distancia (cm) | 0 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 30 |
| 3 | Modelo sensor | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H |
| | Filtro paso alta (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 350 | 350 | 350 | 350 |
| | Distancia (cm) | 0 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 30 |
| 4 | Modelo sensor | Pico | Pico | Pico | Pico |
| | Filtro paso alta (kHz) | 340 | 340 | 340 | 340 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 660 | 660 | 660 | 660 |
| | Distancia (cm) | 0 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 30 |

Los resultados de la atenuación obtenida se muestran en la Figura 5.33. En la imagen de la izquierda están los valores medios de las amplitudes y en la de la derecha el decaimiento que se obtiene en las amplitudes a 20, 35 y 50 cm desde el canto de la columna.

Observando la Figura 5.33 se puede apreciar que, como es lógico, a medida que aumenta la distancia, se produce mayor atenuación. Del mismo modo, a mayor frecuencia, mayor atenuación. De hecho, el sensor Pico (340-660 kHz) es el que registra mayor disminución de amplitud, incluso no registrando señales a la distancia de 50 cm.

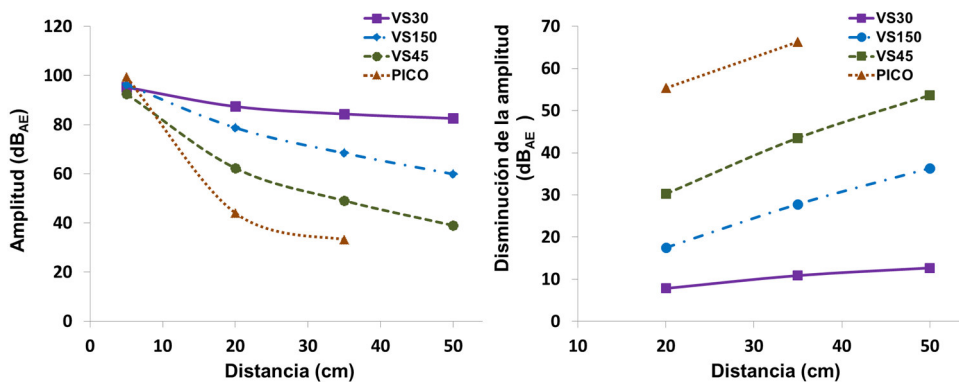


Figura 5.33: Resultados de la prueba de atenuación con la fuente Hsu-Nielsen. Izqda.: valores de amplitud de pico. Dcha.: decaimiento que se produce respecto del sensor de referencia colocado en el canto (CH1).

Una vez analizada la atenuación a diferentes distancias y frecuencias, se realizó una simulación para estudiar su influencia sobre señales reales registradas en un ensayo real de EA, y más concretamente, sobre el índice *b-value*. En esta simulación también se incluyó la variación del umbral de detección.

En concreto, las señales se adquirieron de una unión viga-columna de HA sometida a ensayos dinámicos con la mesa sísmica. Se simuló una caída de la amplitud con los valores obtenidos de la Figura 5.33, como si los sensores estuviesen situados a diferentes distancias. Para analizar la influencia del umbral se simuló como si cada uno de los 3 sensores estuviesen conectados a dos canales de entrada diferentes, configurados con umbrales de 30 y 40 dB_{AE} (su esquema y configuración pueden ser verse en la Tabla 5.4 y la Figura 5.34, respectivamente).

Tabla 5.4: Parámetros de adquisición usados en las pruebas de atenuación.

| Nº | Canal | CH 1 | CH 2 | CH 3 | CH 4 | CH 5 | CH 6 |
|----|----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | Modelo sensor | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V | VS30-V |
| | Filtro paso alta (kHz) | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | Distancia (cm) | 20 | 35 | 50 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 40 | 40 | 40 |
| 2 | Modelo sensor | VS150-M | VS150-M | VS150-M | VS150-M | VS150-M | VS150-M |
| | Filtro paso alta (kHz) | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 | 95 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |

| | | | | | | | |
|---|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | Distancia (cm) | 20 | 35 | 50 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 40 | 40 | 40 |
| 3 | Modelo sensor | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H | VS45-H |
| | Filtro paso alta (kHz) | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 | 180 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 350 | 350 | 350 | 350 | 350 | 350 |
| | Distancia (cm) | 20 | 35 | 50 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 40 | 40 | 40 |
| 4 | Modelo sensor | Pico | Pico | Pico | Pico | Pico | Pico |
| | Filtro paso alta (kHz) | 340 | 340 | 340 | 340 | 340 | 340 |
| | Filtro paso baja (kHz) | 660 | 660 | 660 | 660 | 660 | 660 |
| | Distancia (cm) | 20 | 35 | 50 | 20 | 35 | 50 |
| | Umbral (dB _{AE}) | 30 | 30 | 30 | 40 | 40 | 40 |

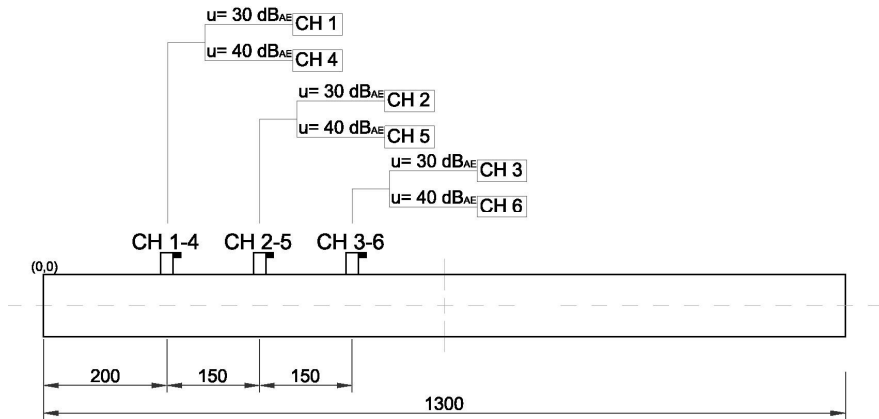
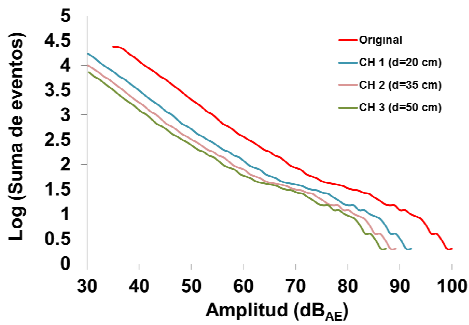


Figura 5.34: Esquema de la simulación del decaimiento de la amplitud en una columna de HA con la fuente Hsu-Nielsen.

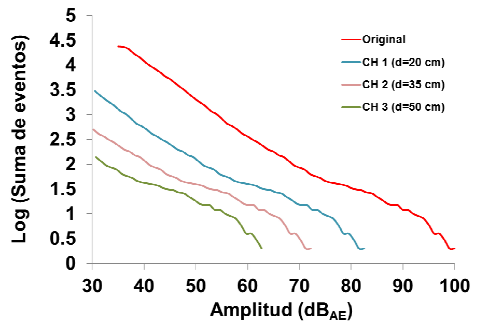
La Figura 5.35 muestra una gráfica de la representación de la suma de eventos de EA frente a su amplitud y los valores simulados que obtendríamos con la caída de amplitud de los sensores situados a distancias de 20, 35 y 45 cm, respectivamente, para los dos umbrales elegidos.

UMBRAL 30 dB_{AE}

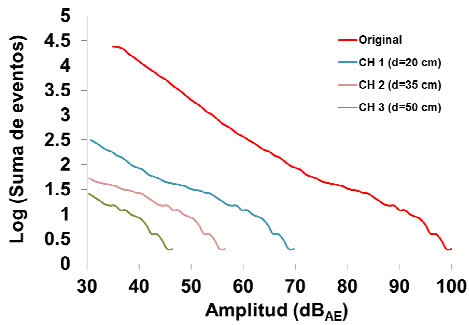
Sensor VS30-V (25-95 kHz)



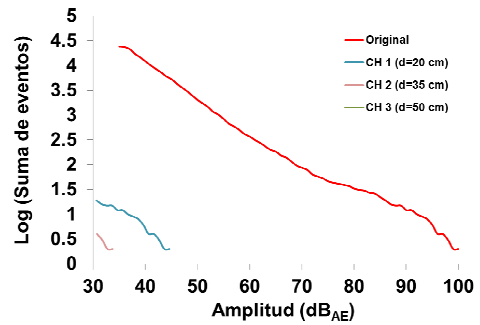
Sensor VS150-M (95-180 kHz)



Sensor VS45-H (180-350 kHz)

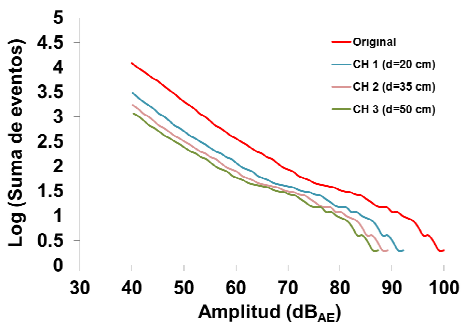


Sensor Pico (340-660 kHz)

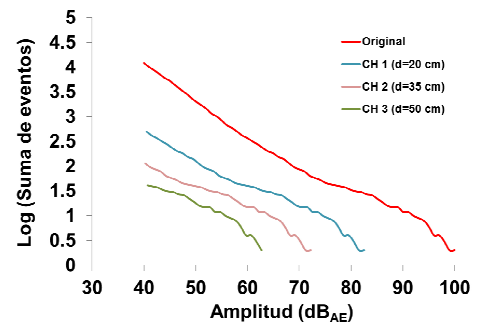


UMBRAL 40 dB_{AE}

Sensor VS30-V (25-95 kHz)



Sensor VS150-M (95-180 kHz)



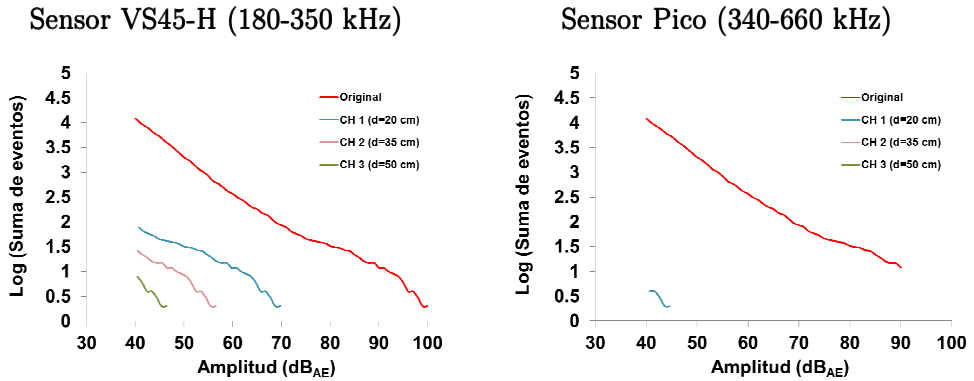


Figura 5.35: Distribución de amplitudes de un ensayo real y sus valores simulados a distancias de 20 (CH1), 35 (CH2) y 50 (CH3) cm en distintos sensores y para umbrales de 30 y 40 dB_{AE} .

Como se puede observar en la Figura 5.35, la línea de color rojo muestra la distribución de amplitudes registradas del ensayo real, donde se usó un umbral de detección de 30 dB_{AE} . Al aplicar la atenuación según las curvas de la Figura 5.33, para cada distancia puede verse que a medida que aumenta la distancia disminuye su amplitud y, por tanto, la curva se va desplazando más hacia a la izquierda. Puede verse que para todos los tipos de sensores la pendiente de las curvas varía de una distancia a otra. De forma generalizada, tanto para el umbral de 30 como para el de 40 dB_{AE} , la pendiente va en aumento a medida que la frecuencia es mayor, siendo las variaciones muy leves para el sensor de baja frecuencia VS30-V (25-95 kHz) y muy elevada para el sensor de alta frecuencia Pico (340-660 kHz). Incluso para el sensor Pico el cálculo del *b-value* sería poco fiable para ciertas distancias (20 y 35 cm) e imposible para la distancia de 50 cm.

Con este análisis se puede intuir que el índice *b-value*, basado en la pendiente de la distribución de amplitudes y calculado con la Ecuación (3.12), es propenso a variar con la distancia fuente-sensor, el rango de frecuencias y el umbral de detección. La Figura 5.36 muestra los resultados del índice *b-value* obtenidos en el rango de amplitudes entre 30-50 dB_{AE} con el umbral de detección de 30 dB_{AE} , en la imagen de la izquierda, y entre 40-50 dB_{AE} para el umbral de 40 dB_{AE} , en la imagen de la derecha, respectivamente. Esta figura muestra interesantes resultados sobre el comportamiento del índice *b-value*. A modo general, en baja

frecuencia (VS30-V o VS150-M), el índice va aumentando ligeramente de valor. A frecuencias mayores (VS150-M o Pico), el índice tiende a disminuir a medida que aumenta la distancia. Este comportamiento se produce para dos tipos de umbrales de detección usados. Además, existe una mayor variación de los valores a medida que se aumenta la distancia, especialmente para el umbral de 40 dB_{AE}. Este hecho es lógico pues a medida que la señal tiene que recorrer más distancia se atenúa más, y si el umbral es más alto podría no ser detectada. Si además se trabaja a una frecuencia más alta, la atenuación será mayor y, por tanto, habrá más señales sin registrar, por lo que la pendiente de distribución de amplitudes variará de forma más acentuada. Este hecho se puede apreciar claramente con los sensores Pico. Usando un umbral de 30 dB_{AE} no se registrarían apenas señales para calcular el *b-value* a 50 cm y con un umbral de 40 dB_{AE} apenas se podría calcular a la distancia de 20 cm.

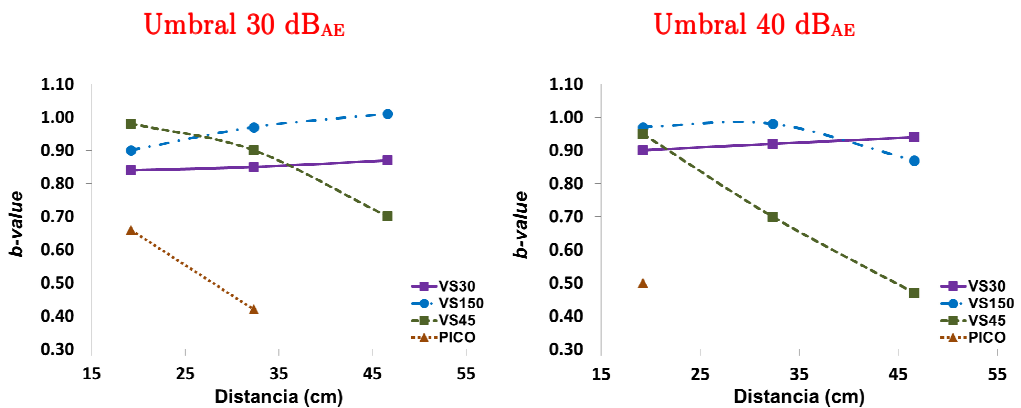


Figura 5.36: Índice *b-value* para diferentes valores del umbral de detección, distancia fuente-sensor y tipo de sensor (frecuencia).

En resumen, con estos resultados preliminares de simulación, parece claro que el *b-value* está claramente influenciado por:

- El umbral de adquisición.
- El rango de frecuencia de trabajo.
- La distancia sensor-fuente.

5.2.1.2. Índice *b-value* en ensayos a flexión sobre vigas con muesca

Una vez llevado a cabo el análisis con la rotura de minas, se procedió a realizar un estudio similar sobre los ensayos de las dos vigas con muesca. Los sensores se ubicaron a distancias de 20, 40 y 60 cm por cada lado de la viga, medida desde el eje de la muesca, y se usaron dos umbrales de detección a la vez, 35 y 45 dB_{AE} (véase la configuración de cada ensayo en la Tabla 4.19 y un esquema en la Figura 5.37). En el análisis solo se utilizaron las señales que pasaron los filtros de sensores guarda y RMS, explicados en el Apartado 5.1.1.2.

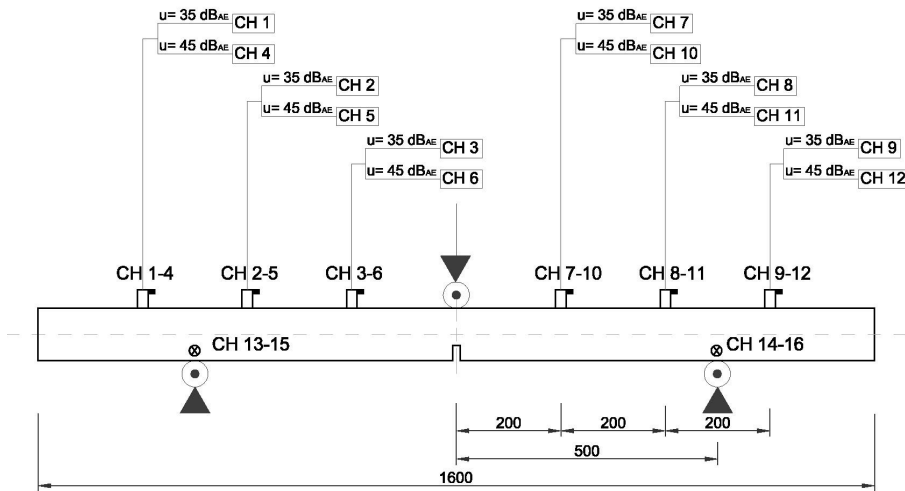


Figura 5.37: Esquema del ensayo sobre las vigas con muesca.

La Figura 5.38 muestra los resultados del índice *b-value* obtenido en el rango de amplitudes entre 35-50 dB_{AE} en los cinco ciclos de carga. Como puede verse claramente, el índice *b-value* cambia con la ubicación del sensor, la frecuencia de trabajo y el umbral de detección, tal y como ya se observó con las roturas de mina.

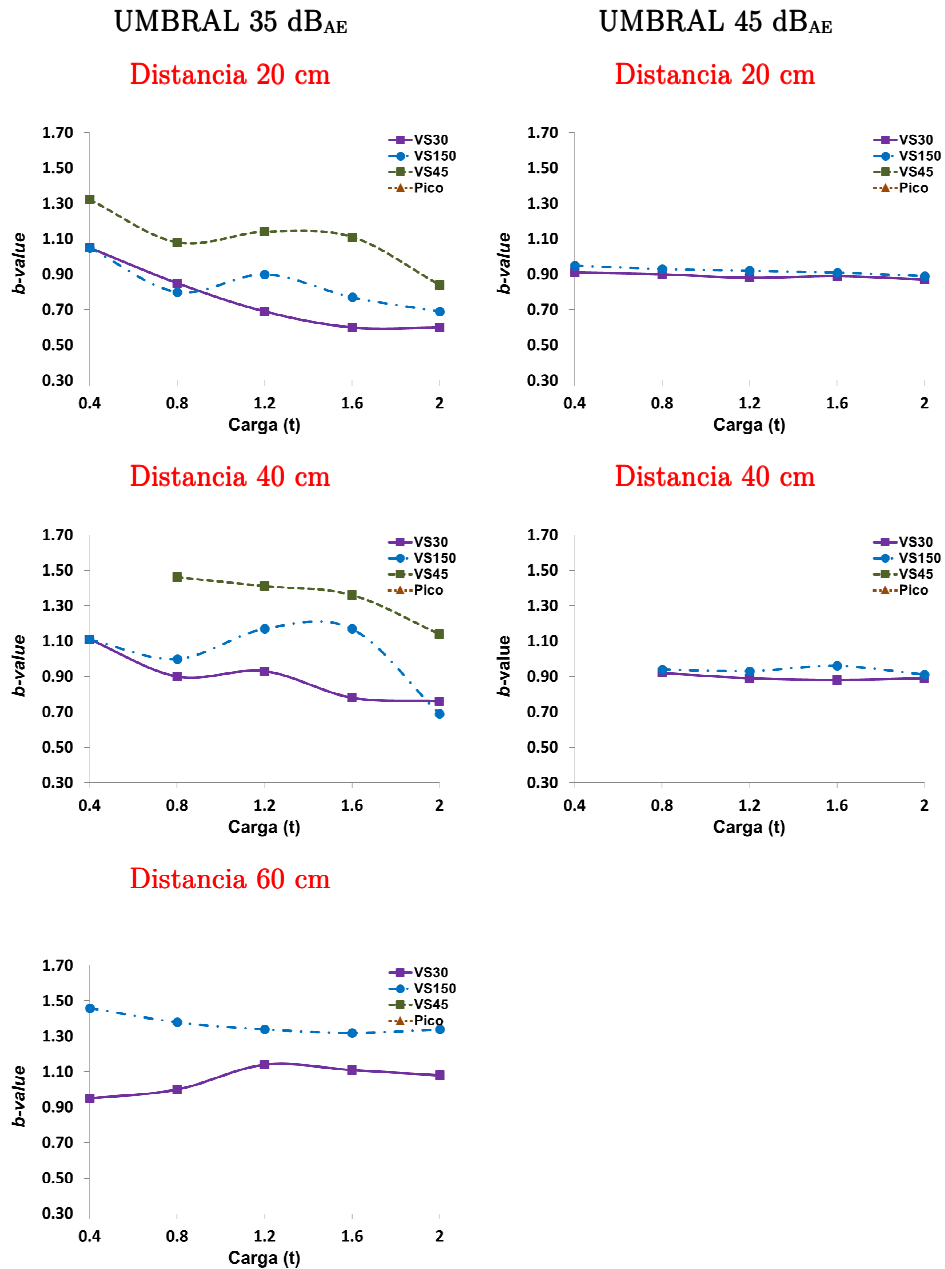


Figura 5.38: Valores del índice *b-value* obtenidos de los ensayos flexión de las vigas con muesca calculados con distintos sensores ubicados en diferentes posiciones y con dos umbrales de detección.

- Análisis a la distancia de 20 cm:

Como puede verse, no se representa el cálculo para los sensores Pico, debido a que la atenuación a esa frecuencia (340-660 kHz) es tan alta en el hormigón que no se registró ninguna señal producida por la fractura del hormigón. En la Figura 5.33 se observa que para estos sensores la atenuación es de 55 dB_{AE} a 20 cm, quedando así totalmente justificado que ni a 20 cm, y menos aún a distancias mayores, se registra señal alguna para calcular el *b-value*. La misma situación se presenta para los sensores VS45-H (180-350 kHz), para los que la atenuación es de 30 dB_{AE} a 20 cm, provocando que con un umbral mayor de 45 dB_{AE} tampoco se registrarán señales suficientes como para calcular el índice *b-value*. La atenuación es tan grande a alta frecuencia que la mayoría de las señales registradas estuvieron comprendidas entre 35 y 45 dB_{AE} para los sensores VS45-H, quedando así por debajo del umbral de 45 dB_{AE}.

Si se observan los resultados para el sensor VS30-V en el umbral de 35 dB_{AE}, se ve que a medida que la carga va aumentando, el índice *b-value* va disminuyendo, indicando el aumento de grietas macroscópicas a medida que la carga se va incrementando. En [63, 64, 71, 81, 82] se indica que cuando el *b-value* toma valores inferiores a 1 en el hormigón aparecen macro-fisuras. Esto ocurre por primera vez para el segundo ciclo (0,8 t), siendo este momento el inicio de las grietas macroscópicas.

Para el sensor VS150-M en el umbral de 35 dB_{AE}, el índice se comporta de manera similar al obtenido con los sensores VS30-V, excepto con la salvedad de que en el tercer ciclo de carga (1,2 t) el índice crece con respecto al ciclo anterior, indicando que el material se está micro-fisurando y el sistema evoluciona hacia un nuevo estado crítico. Este hecho, según se ha corroborado en [63, 64, 71, 81, 82], ocurre cuando la armadura comienza a plastificar, algo que está muy de acuerdo con lo expuesto anteriormente en el Apartado 5.1.1.2.3.

Unos resultados menos fiables son los obtenidos con los sensores VS45-H. Aunque tengan una tendencia similar al sensor VS150-M, según sus valores, no comenzaría la aparición de grietas macroscópicas hasta el último ciclo (primera vez que se obtiene un *b-value* inferior a 1), resultado que no está de acuerdo con lo observado y expuesto en la catalogación de grietas.

Según los resultados para el umbral de 45 dB_{AE}, se ve que para los dos tipos de sensores (VS30-V y VS150-M) se observan valores muy similares, siendo ligeramente inferiores los obtenidos con los sensores VS30-V. Los dos muestran la aparición de daño (macro-fisuras) desde el primer ciclo (el índice *b-value* desciende por debajo de 1). A medida que se aumenta la carga el índice va descendiendo ligeramente para los dos sensores pero de una forma poco clara y mucho más clara que para el umbral de 35 dB_{AE}.

- Análisis a la distancia de 40 cm:

Para el umbral de 35 dB_{AE} se observa un comportamiento muy similar entre los sensores VS30-V y VS150-M. La primera vez que el índice para el sensor VS30-V disminuye por debajo del valor 1 es de nuevo durante el ciclo 2, exactamente igual que los resultados para la distancia de 20 cm. Además, tanto los resultados de los sensores VS30-V como VS150-M muestran un crecimiento en el tercer ciclo (momento en el que comienza a plastificar la armadura), siendo este crecimiento más acusado para el sensor VS150-M. La gran diferencia está en que para el sensor VS150-M el índice no desciende del valor 1 hasta el último ciclo (2 t), situación que realmente no ocurrió, tal y como se explicará en la catalogación de grietas.

Nuevamente los resultados obtenidos con los sensores VS45-H no son del todo fiables. Para el primer ciclo, debido a que la carga fue pequeña, las señales presentaron una baja amplitud y, como para estos sensores la atenuación es muy alta a 40 cm (caída de 45 dB_{AE}), no se registraron suficientes señales para calcular el *b-value*. Además, aunque se aprecie el

descenso a medida que la carga aumenta, no descendió nunca del límite de 1, por lo que la viga nunca presentaría macro-fisuración, situación que tampoco fue cierta.

Los resultados para el umbral de 45 dB_{AE} son casi idénticos en todos los ciclos que los obtenidos a 20 cm, salvo que no se pudo calcular el índice para el primer ciclo de carga en los sensores VS30-V y VS150-M por falta de señales. Además, tampoco se pudo calcular para los sensores VS45-H debido a la alta atenuación. Nuevamente los valores son muy similares para los sensores VS30-V y VS150-M salvo que se pierde ligeramente el carácter descendente a medida que aumenta la carga, no indicando claramente que el nivel de daño va aumentando.

- Análisis a la distancia de 60 cm:

Lo más significativo de los resultados obtenidos a 60 cm es que para el umbral de 45 dB_{AE} ya no se registró ninguna señal en ningún tipo de sensor. Para el umbral de 35 dB_{AE} solo se detectaron señales en los sensores VS30-V y VS150-M. Los resultados para los sensores VS150-M no descienden en ningún momento de 1,3, valor muy alto que no indicaría que la viga se ha macro-fisurado. En el caso de los sensores VS30-V, en el ciclo 3 se aprecia un crecimiento muy alto que indicaría el comienzo de la plastificación de la armadura, pero de ahí en adelante los valores son muy altos en los ciclos siguientes. Ninguno de los resultados del análisis a 60 cm sería aceptable en su totalidad porque no se aprecia con total claridad el comienzo de las grietas macroscópicas que se describen en la catalogación de grietas.

En definitiva, con el estudio de minas previo y los ensayos a flexión, se puede apreciar claramente que el índice *b-value* presenta fuertes variaciones de comportamiento y de valor cuando las señales son afectadas por aspectos tales como la atenuación (distancia y frecuencia) y el umbral de detección.

Entre los sensores VS30-V y VS150-M, que trabajan a frecuencias inferiores, el sensor VS30-V es el más utilizado en ensayos de hormigón. El principal factor es que la respuesta en frecuencia de trabajo es plana entre 20 y 100 kHz, presentando menor dispersión y atenuación. Este es el principal motivo por el que el sensor VS30-V es el que ofrece mejores prestaciones en cuanto a estabilidad y buen comportamiento del índice b entre los cuatro sensores analizados.

Además, dependiendo de la variación de los factores que se han evaluado, en muchos casos no se cumpliría la generalidad típicamente expuesta en la bibliografía de que cuando este índice tome valores inferiores a 1 comienza la aparición de macro-fisuras en el hormigón. Ahora bien, si se trabaja a baja frecuencia (por ejemplo con los sensores VS30-V), y aseguramos que la distancia entre la ubicación de los sensores y la zona que se pretenda estudiar sea relativamente pequeña (menor a 35 cm), se podrá afirmar con una mayor garantía que alrededor del límite del valor 1 hay una división entre la micro-fisuración y macro-fisuración en el hormigón.

Los resultados del índice b -value que se muestran de aquí en adelante se han realizado con señales registradas sólo y exclusivamente con sensores VS30-V que garantizan unos resultados acorde con los índices de energía mecánicos y la catalogación de grietas por ciclos.

Catalogación de grietas

Anteriormente se ha comentado que el b -value obtenido con los sensores VS30-V fue por primera vez ligeramente inferior a 1 durante el ciclo 2, aunque lo que se pudo observar visualmente en la práctica no fue la presencia de macro-fisuración en dicho ciclo, sino únicamente micro-fisuras en la apertura de la muesca, básicamente debido al poco recubrimiento que presentaba la armadura en dicha área (1 mm). Fue durante el ciclo 3 cuando se comenzaron a visualizar las primeras grietas para ambas vigas. Debido a que las dos vigas con muesca fueron idénticas en armado, composición y condiciones del ensayo, se presenta sólo la catalogación

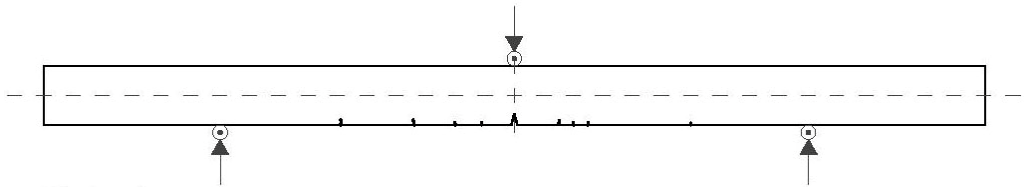
de grietas de una de ellas. El código de colores usado para representar las grietas en cada ciclo viene descrito en la Figura 5.39.



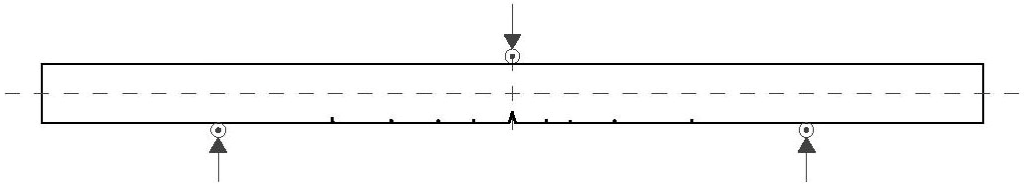
Figura 5.39: Código de colores para representar las grietas en la viga sin muesca para cada ciclo.

Como se observa en la Figura 5.40, durante el ciclo 3 las grietas aparecen principalmente en la cara D, presentando cierta simetría con respecto al centro de la viga. Estos resultados son similares a los obtenidos para la viga sin muesca. La mayoría de las grietas aparecieron en las intersecciones de las caras. En la Figura 5.41 se muestra una fotografía del estado de la viga para dicho ciclo.

Ciclo 3, cara A



Ciclo 3, cara C



Ciclo 3, cara D

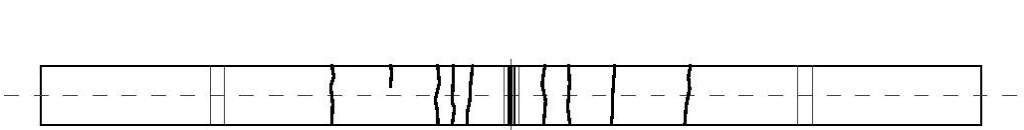


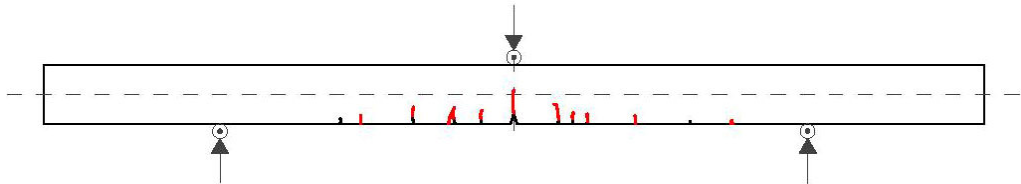
Figura 5.40: Catalogación de las grietas en la viga con muesca tras el ciclo 3. Caras A, C y D.



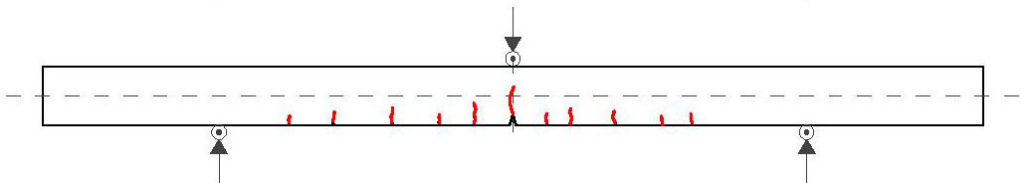
Figura 5.41: Estado de la viga con muesca tras el ciclo 3.

Como se puede apreciar en la cara D de la Figura 5.42 el número de grietas nuevas aparecidas durante el ciclo 4 es muy pequeño, En este ciclo lo que prevalece es una prolongación de las grietas existentes en las caras A y C. En la Figura 5.43 se puede ver el estado de la viga al final del ciclo 4.

Ciclo 4, cara A



Ciclo 4, cara C



Ciclo 4, cara D

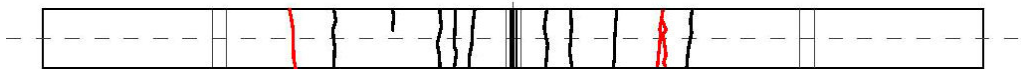


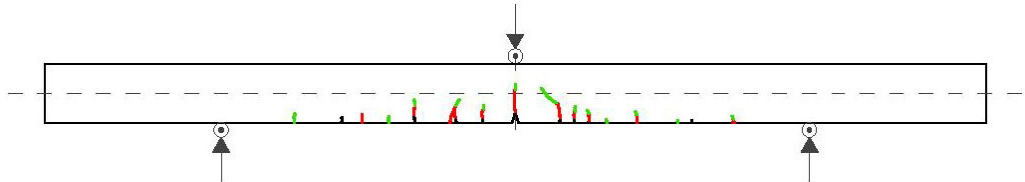
Figura 5.42: Catalogación de las grietas en la viga con muesca tras el ciclo 4. Caras A, C y D.



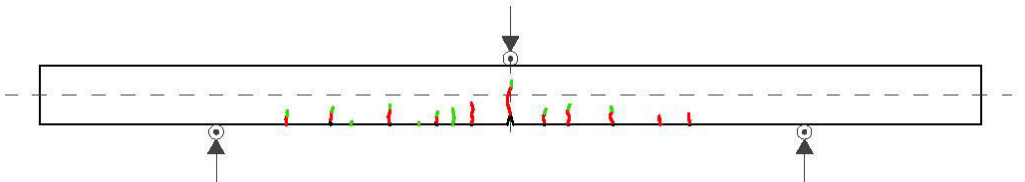
Figura 5.43: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 4.

Como se observa en la Figura 5.44, durante el ciclo 5 en la cara D de la viga aparecieron nuevas fisuras. En cambio, en las caras A y C el número de grietas nuevas es prácticamente nulo y sólo se produjo la prolongación de las grietas existentes. En la Figura 5.45 se puede ver el estado de la viga tras el ciclo 5.

Ciclo 5, cara A



Ciclo 5, cara C



Ciclo 5, cara D

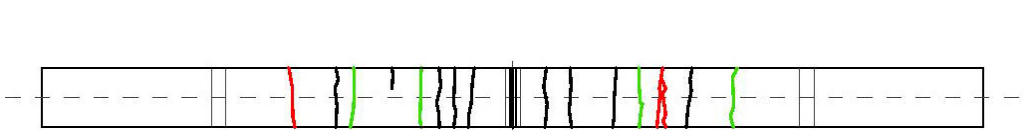


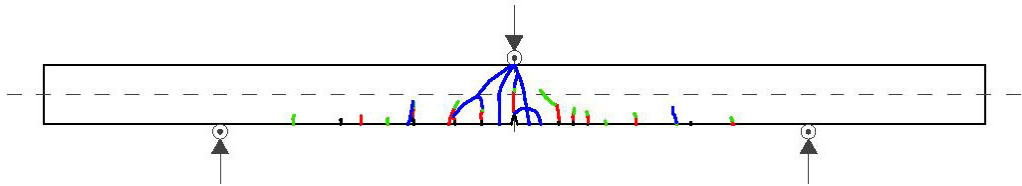
Figura 5.44: Catalogación de las grietas en la viga con muesca tras el ciclo 5. Caras A, C y D.



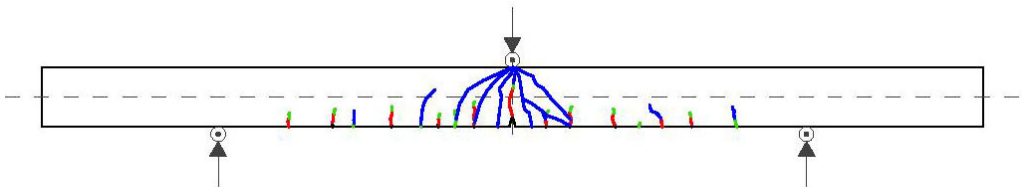
Figura 5.45: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 5.

En la Figura 5.46 se puede observar el estado final de la viga tras el ciclo 6. Aparecieron nuevas fisuras en la cara D, muy próximas al centro de la viga. En las caras A y C aparecieron otras a 45° , que anunciaron la rotura a compresión en la zona del punto de carga, debido a la mayor concentración de tensiones en esta zona. Todas estas grietas llevaron a la viga a su rotura final. En la Figura 5.47 se puede ver el estado de la viga con muesca tras el ciclo 6.

Ciclo 5, cara A



Ciclo 5, cara C



Ciclo 5, cara D

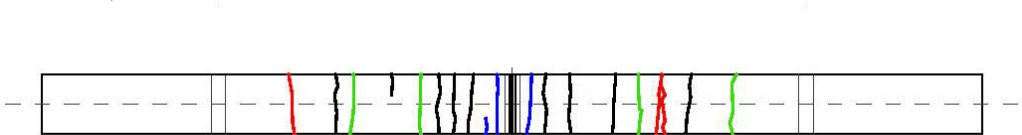


Figura 5.46: Catalogación de las grietas en la viga con muesca tras el ciclo 6. Caras A, C y D.

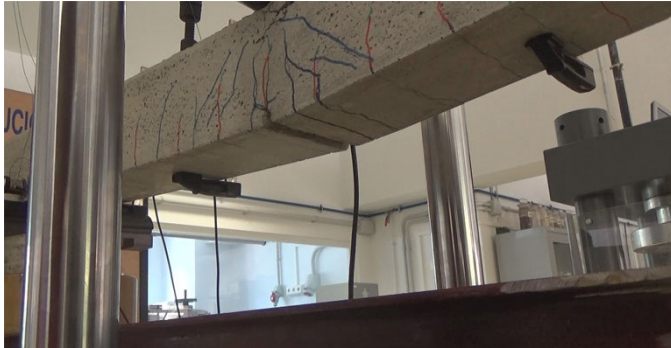


Figura 5.47: Estado final de la viga sin muesca tras el ciclo 6.

5.2.1.3. Índice *b-value* en ensayos a flexión sobre viga sin muesca

Se presentan en este apartado los resultados del índice *b-value* correspondientes a la viga sin muesca. Igualmente, el índice se ha calculado únicamente con las señales de EA que cumplieron las condiciones de los filtros de sensores guarda y RMS. En la Figura 5.48 se puede observar la suma de eventos en escala logarítmica frente a la amplitud, en la que se puede deducir que para todos los ciclos el intervalo comprendido entre 38 y 57 dB_{AE} ofrece una buena linealidad, asegurando el adecuado cálculo del índice *b-value*.

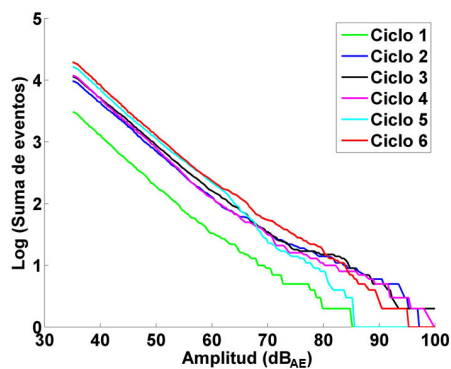


Figura 5.48: Distribución del número de eventos en escala logarítmica en función de la amplitud de pico.

En la Figura 5.49 se muestran los resultados del índice b al final de cada ciclo. Se puede ver que en el primer ciclo el índice es superior al valor 1, lo que indicaría que no se ha producido aún macro-fisuración en la viga, lo cual está en buen acuerdo con la no observación de grietas en este ciclo. En el segundo ciclo, el índice comienza a decrecer pero sin llegar tampoco al valor 1. Esto indicaría que aún sigue el proceso de micro-fisuración, sin llegar a manifestarse en grietas externas. Esto es justo lo que se observó visualmente. En el tercer ciclo, sin embargo, el b -value sigue decreciendo y llega a bajar por debajo del valor 1, lo que indicaría la presencia de macro-fisuras. Efectivamente, en este ciclo se observaron por primera vez fisuras macroscópicas. En el cuarto ciclo hay una subida del b -value respecto del ciclo anterior. Como se ha comentado en el Apartado 5.1.1 y en la bibliografía, esta subida se produce justamente en el momento en que se produce la plastificación de la armadura, algo que está en buen acuerdo con lo expuesto al correlacionar la energía mecánica y la energía de EA (Apartado 5.1.1.1.3). En los dos últimos ciclos, el b -value tiene tendencia descendente, ciclo a ciclo, indicando que progresivamente se va llegando a otro estado crítico. De hecho, en el ciclo 6 se obtiene el valor más pequeño del índice b -value para todo el proceso de carga, anunciando un importante nivel de daño global. En definitiva, se comprueba que este índice es un buen indicador del inicio de las grietas macroscópicas en especímenes de hormigón armado, así como un indicador del momento de plastificación de la armadura.

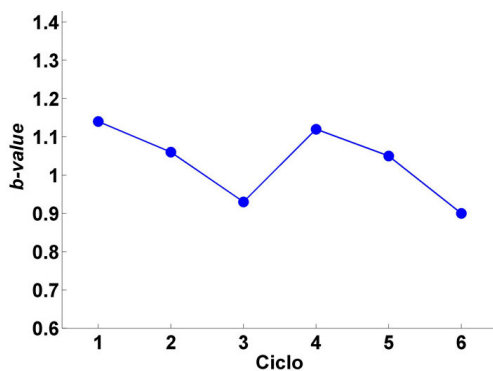


Figura 5.49: Evolución del b -value a lo largo del ensayo de la viga.

Catalogación de grietas

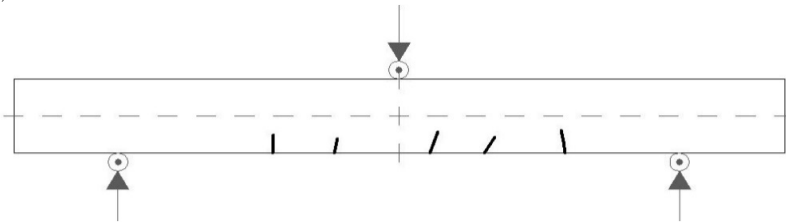
Se ha comentado que durante los ciclos 1 y 2 no se observó ninguna fisura exterior, cosa que ocurrió por primera vez durante el ciclo 3. El código de colores para indicar las grietas de cada ciclo viene descrito en la Figura 5.50.

| | |
|---------|---|
| Ciclo-3 | ■ |
| Ciclo-4 | ■ |
| Ciclo-5 | ■ |
| Ciclo-6 | ■ |
| Ciclo-7 | ■ |

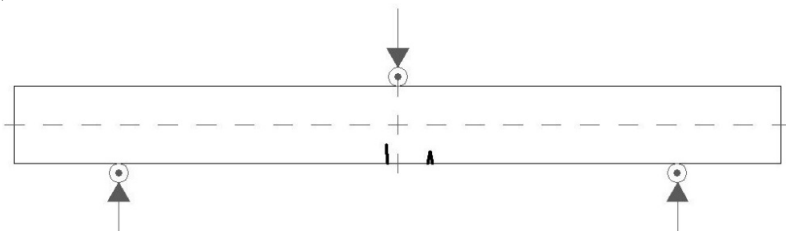
Figura 5.50: Código de colores usado para la catalogación de fisuras en la viga sin muesca en cada ciclo.

Como se observa en la Figura 5.51, durante el ciclo 3 las grietas aparecen principalmente en la cara D, las cuales presentan cierta simetría con respecto al centro de la viga. La mayoría de las grietas aparecieron en las intersecciones de las caras. En la Figura 5.52 se muestra una fotografía del estado de la viga al final de dicho ciclo.

Ciclo 3, cara A



Ciclo 3, cara C



Ciclo 3, cara D

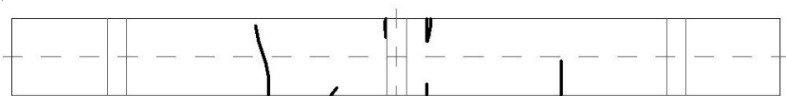


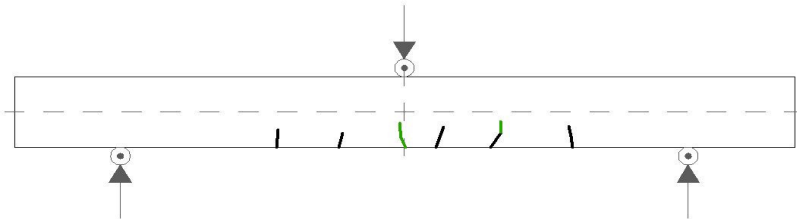
Figura 5.51: Catalogación de las grietas en la viga sin muesca tras el ciclo 3. Caras A, C y D.



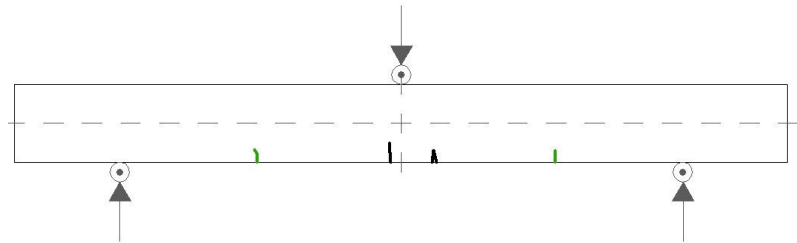
Figura 5.52: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 3.

Tal y como se observa en la Figura 5.53, el número de grietas nuevas aparecidas durante el ciclo 4 es muy pequeño, produciéndose principalmente la unión de las grietas en la cara D existentes en las esquinas. Así mismo se produce una pequeña prolongación de las grietas existentes en las caras A y C. En la Figura 5.54 se puede ver el estado de la viga al final del ciclo 4.

Ciclo 4, cara A



Ciclo 4, cara C



Ciclo 4, cara D

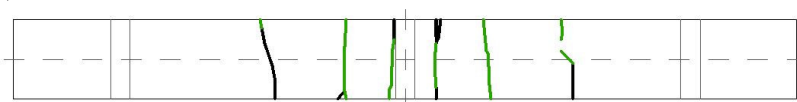


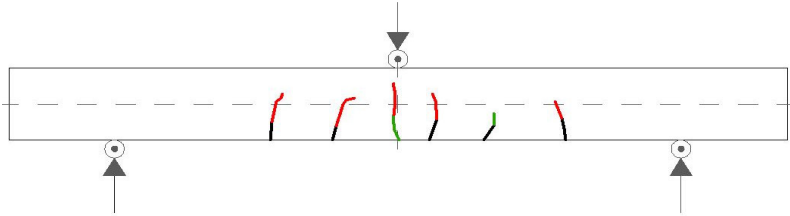
Figura 5.53: Catalogación de las grietas en la viga sin muesca tras el ciclo 4. Caras A, C y D.



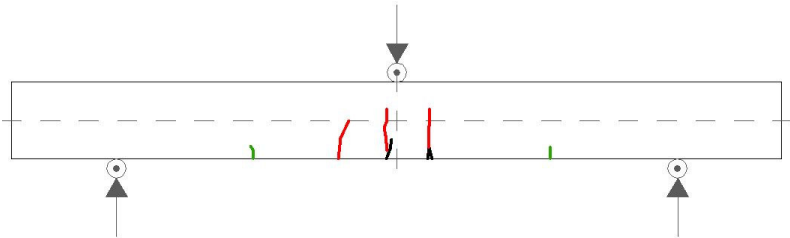
Figura 5.54: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 4.

Como se observa en la Figura 5.55, durante el ciclo 5 el número de grietas nuevas es prácticamente nulo. Solo se produce la prolongación de grietas existentes en las caras A y C. En la Figura 5.56 se puede ver el estado de la viga tras el ciclo 5.

Ciclo 5, cara A



Ciclo 5, cara C



Ciclo 5, cara D

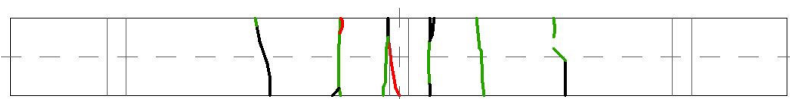


Figura 5.55: Catalogación de las grietas en la viga sin muesca tras el ciclo 5. Caras A, C y D.

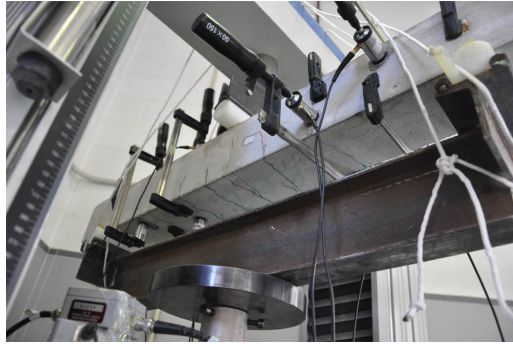
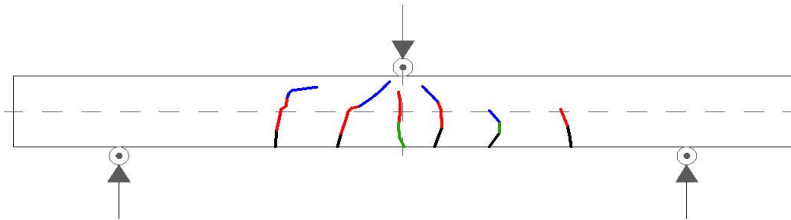


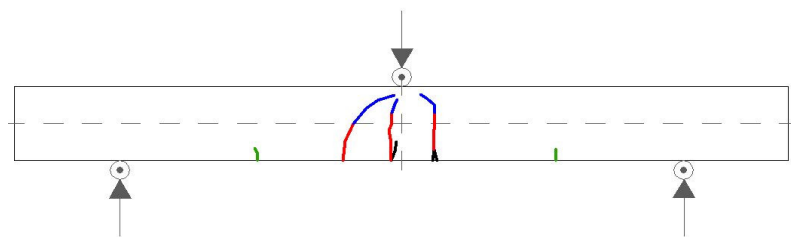
Figura 5.56: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 5.

Tras el ciclo 6, en la Figura 5.57 se observa que en la cara D no aparecen y/o crecen nuevas grietas. Sin embargo, en las caras A y C las grietas existentes crecen, y se inclinan hacia la zona del apoyo central de la viga (grietas de cortante). En la Figura 5.58 se puede ver el estado de la viga tras el ciclo 6.

Ciclo 6, cara A



Ciclo 6, cara C



Ciclo 6, cara D

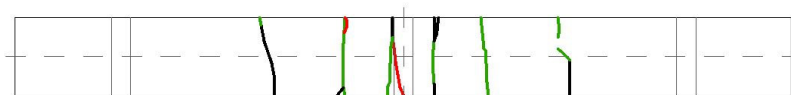


Figura 5.57: Catalogación de las grietas en la viga sin muesca tras el ciclo 6. Caras A, C y D.

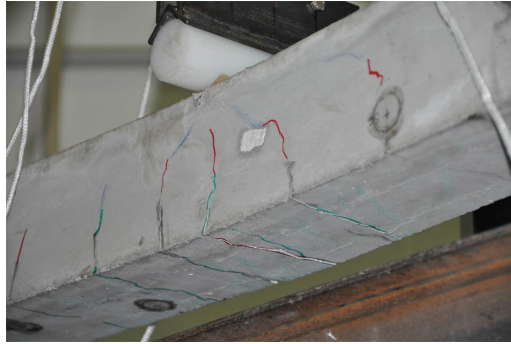
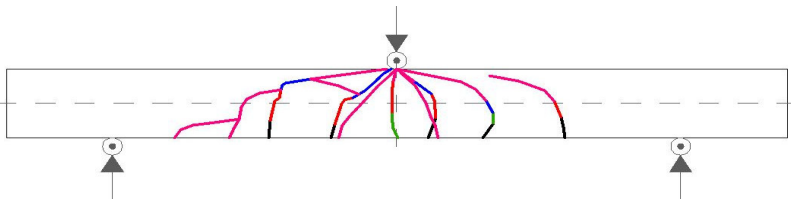


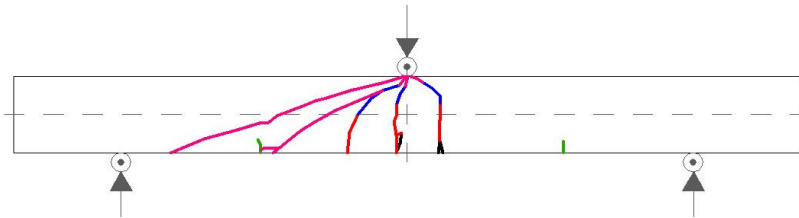
Figura 5.58: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 6.

En la Figura 5.59 se puede ver claramente como tras el último ciclo han aparecido una serie de grietas a 45° en la zona izquierda de la viga. Estas grietas aparecen en todas las caras, pues se trata de grietas en todo el volumen de la viga. Dichas grietas se produjeron sin previo aviso de fisuración, llevando a la viga a su rotura final. La Figura 5.60 muestra el estado final tras el ciclo 7.

Ciclo 7, cara A



Ciclo 7, cara C



Ciclo 7, cara D

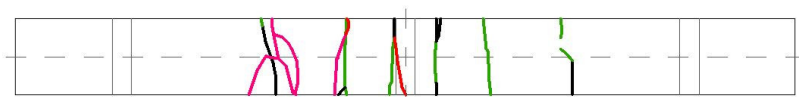


Figura 5.59: Catalogación de las grietas en la viga sin muesca tras el ciclo 7. Caras A, C y D.



Figura 5.60: Estado de la viga sin muesca tras el ciclo 7. Estado final de la viga.

5.2.2. Evaluación de daño en la losa

5.2.2.1. Cálculo del índice *b-value*

Para las señales que cumplieron las condiciones de los filtros de los sensores guarda y RMS (Apartado 5.1.2.2), se calculó el índice *b-value* después de cada simulación sísmica. Siguiendo lo indicado en [63, 64], la recta de ajuste se calculó entre 45 y 60 dB_{AE} para todas las simulaciones sísmicas comprendidas entre A1 y E1, y entre 45 y 64 dB_{AE} para el resto de simulaciones sísmicas. La Figura 5.61 muestra dos ejemplos del ajuste lineal para las simulaciones D1 y F1 entre los límites antes mencionados., los respectivos valores del índice *b-value* y el coeficiente de correlación obtenido en cada caso.

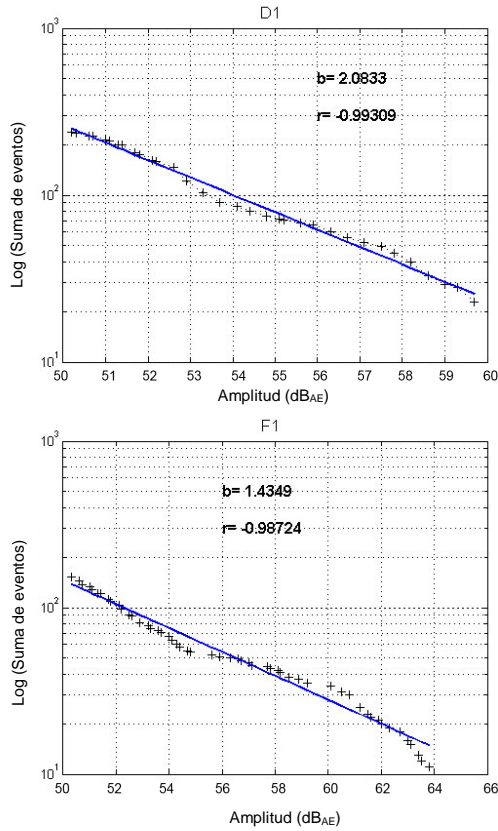


Figura 5.61: Ejemplos del ajuste lineal para el cálculo del índice *b-value* para la losa de HA. Sup.: simulación sísmica D1. Inf.: simulación sísmica F1.

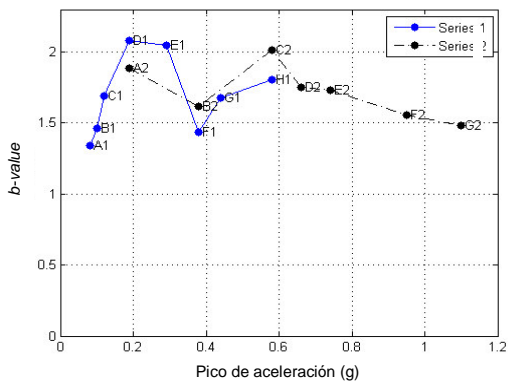


Figura 5.62: Índice *b-value* para todas las simulaciones sísmicas de las series 1 y 2.

La Figura 5.62 muestra el índice *b-value* obtenido frente a la aceleración máxima de cada simulación sísmica. En la serie 1 el *b-value* comienza a disminuir

a partir de la simulación sísmica E1 y alcanza el valor mínimo en la simulación sísmica F1. De acuerdo con [63, 64, 71, 81, 82], esta disminución anuncia la aparición de daños importantes. Más concretamente, la disminución del *b-value* coincidió aproximadamente con el inicio de la rotura del hormigón entre las corrugas de las barras de acero, lo que provocó el deterioro del hormigón circundante y por ende el deslizamiento de las barras de refuerzo dentro de la losa [76, 79, 83]. De esta simulación en adelante en la serie 1, se desarrollaron nuevas micro-fisuras, de ahí que el *b-value* aumente desde ese punto. En la serie 2 no pudo establecerse una tendencia similar porque el número de simulaciones no fue suficiente. Sin embargo, se observó que el *b-value* desciende gradualmente durante las simulaciones de la serie 2, tan pronto como el PA de la simulación sísmica alcanza un valor lo suficientemente grande como para inducir nuevas grietas en el hormigón situado entre las corrugas de las barras de acero. Cabe destacar que el PA necesario para que comience de nuevo el deslizamiento de las barras dentro del hormigón tiene que ser mayor que el valor máximo alcanzado en las simulaciones sísmicas anteriores (efecto Kaiser). Esta situación ocurrió entre las 2 series de ensayos. Se puede observar que cuando se sobrepasó la aceleración máxima alcanzada en la simulación H1 (serie 1), durante la simulación C2 (serie 2) comienza de nuevo a descender el índice *b-value*, indicando que se está produciendo nuevo daño en el hormigón circundante a las corrugas de las barras.

5.2.2.2. Catalogación de grietas

En la Figura 5.62 se ha podido observar que en ningún momento el índice *b-value* descendió del valor 1, lo que es consistente con el hecho de que no se formasen grietas macroscópicas de relevancia. No obstante, se pudieron observar en su parte inferior pequeñas fisuras provocadas por las 15 simulaciones sísmicas reproducidas durante las 2 series y por el deslizamiento de las barras de acero en su interior. La parte superior de la losa no pudo examinarse porque estaba cubierta por las placas de acero. En la Figura 5.63 se representan las pequeñas fisuras detectadas tras el último ensayo.

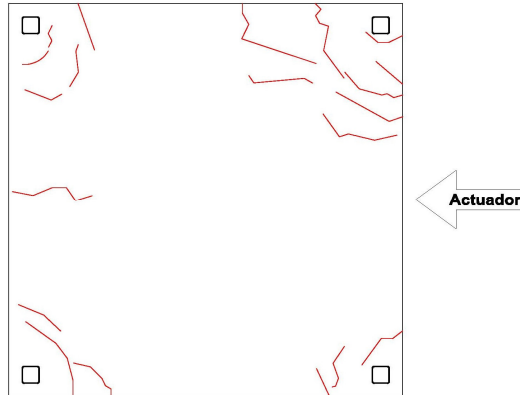


Figura 5.63: Micro-fisuración observada en la parte inferior de la losa de HA.

5.2.3. Evaluación de daño en el pórtico

En este apartado se presentan los resultados de los siguientes índices para el pórtico: *b-value* con un factor de población β (*b-value* ventaneado), *improved b-value* (*ib-value*) y además, un nuevo índice basado en el índice de Gutenberg-Richter y la Transformada Wavelet Continua llamado *Wavelet Energy b-value* (*b_{WE}-value*), propuesto en esta Tesis.

5.2.3.1. Factor de población β

Como se ha comentado anteriormente, para establecer un valor de β adecuado, la gráfica del número de señales acumuladas en escala logarítmica frente a la amplitud debe aproximarse lo máximo posible a una recta. Por un lado, cuanto mayor sea β , mayor será el número de señales que se tienen en cuenta para el cálculo de la pendiente, por lo que más representativos serán los resultados. Por otra parte, cuanto menor sea β , menor será el tiempo muerto inicial en el que no se dispone de señales suficientes para calcular los valores *ib* y *b* (Apartado 3.4.4). Hay, por tanto, que llegar a un compromiso.

En la Figura 5.64, se muestra el coeficiente de correlación obtenido para distintos valores de β en cada una de las columnas del pórtico.

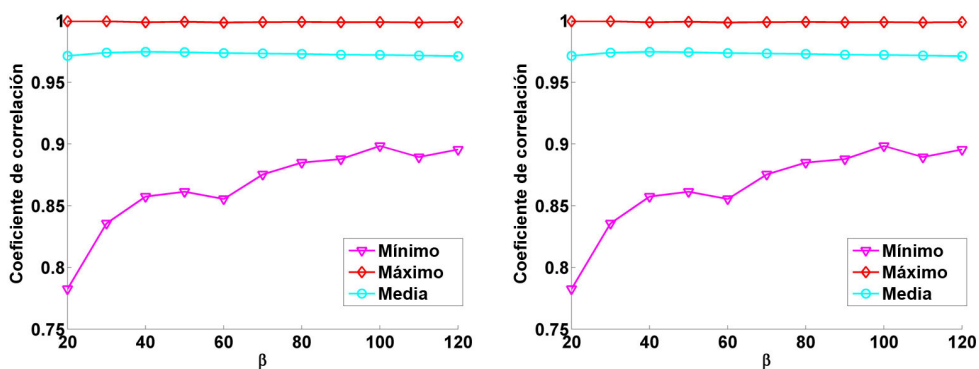


Figura 5.64: Coeficientes de correlación para distintos valores de β . Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

Las gráficas muestran el valor mínimo, máximo y medio, de todas las realizaciones obtenidas a lo largo del ensayo. Es decir, para cada valor de β , cada vez que llega un nuevo evento de EA, se hace la regresión lineal de la Ecuación (3.11) y se calcula el coeficiente de correlación y la pendiente. Sobre todos ellos, se hace la media y se calculan los valores mínimo y máximo.

Como puede verse, el valor medio del coeficiente de correlación aumenta a medida que β aumenta, tal y como se esperaba. A partir de $\beta=60$ se observa que su aumento se ralentiza considerablemente. Por esta razón se eligió $\beta=60$ para el cálculo de los valores b e ib en ambas uniones (C3 y C4), en el cual se tiene un coeficiente de correlación medio mayor a 0,95, que se considera más que suficiente.

5.2.3.2. Rango de amplitudes

Como ya se indicó en el Apartado 3.4.5, es necesario establecer un valor mínimo, a_1 , y otro máximo a_2 , (dependientes de la media, desviación estándar y los parámetros α_1 y α_2 , respectivamente) entre los cuales la gráfica del número de señales acumuladas frente a la amplitud se asemeje lo máximo posible a una recta. Para ello, se han de elegir unos valores de α_1 y α_2 adecuados.

En la Figura 5.65 se muestran las gráficas de los eventos de EA acumulados frente a su amplitud para las dos uniones viga-columna, en diferentes tiempos durante todas las simulaciones llevadas a cabo, sin aplicar el factor de población.

Esto es, todos los eventos de EA registrados hasta ese tiempo. En estas gráficas puede observarse claramente que:

- A partir de unos 52 dB_{AE} aproximadamente, la distribución de amplitudes comienza a descender de manera muy lineal. Es esta, por tanto, la amplitud de comienzo de la linealidad, a_1 , que se ha considerado para el cálculo de los índices b e ib .
- Existe una buena y amplia zona de linealidad en todos los casos.
- El límite superior de amplitudes, a_2 , en el que existe linealidad en la distribución, es muy dependiente del tiempo de ensayo considerado. Al aumentar el tiempo de ensayo y, por tanto, aumentar el número de eventos de EA, aumenta el rango de la zona lineal. Esto obliga a hacer un análisis exhaustivo para la determinación del límite superior óptimo de amplitudes a_2 .

Si se comparan estas gráficas con la de la Figura 5.64 se corrobora que al aumentar el número de señales a tener en cuenta, su similitud a una recta es mayor.

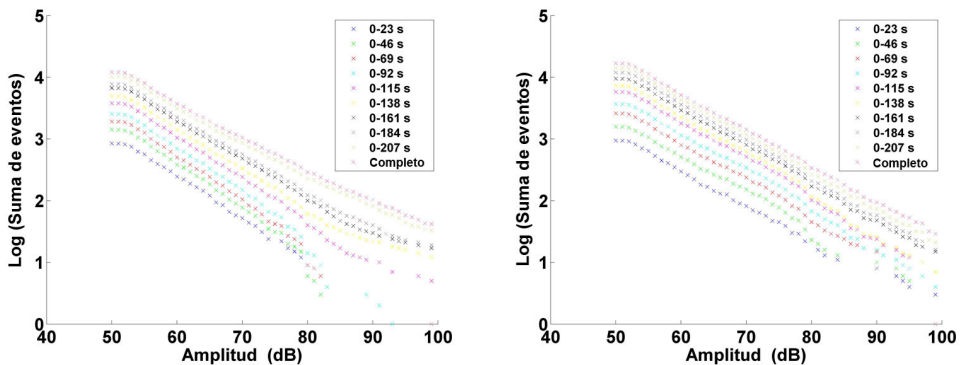


Figura 5.65: Eventos de EA acumulados para las distintas amplitudes sin aplicar el factor de población β a diferentes tiempos de ensayo. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

En primer lugar α_1 se eligió como 1 para ambas uniones. La elección de α_2 resultó más compleja, pues el rango de aproximación a una recta varía mucho más

con el tiempo y de una simulación sísmica a otra. Por ello ha sido necesario hacer un análisis del coeficiente de correlación para diversos valores de α_2 , como se muestra en la Figura 5.66.

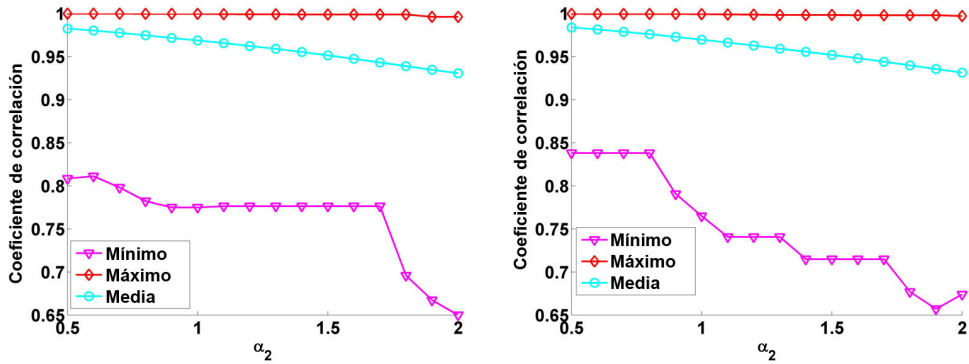


Figura 5.66: Coeficientes de correlación para distintos valores de α_2 . Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

Ha de recordarse que a mayor rango de amplitudes, mayor número de eventos de EA se considerarán en el posterior cálculo de los índices b e ib . De la Figura 5.66 puede verse que valores de α_2 del orden de 1,5 proporcionan coeficientes de correlación medios del orden de 0,95. A partir de ahí, mayores valores de α_2 supondrían un cierto riesgo de pérdida de linealidad [84], razón por la cual se decidió finalmente elegir $\alpha_2=1,5$ para ambas columnas del pórtico.

De esta forma, y a modo de ejemplo, se muestran en la Figura 5.67 las líneas verticales para a_1 y a_2 , con los valores de $\beta=60$, $\alpha_1=1$ y $\alpha_2=1,5$ finalmente seleccionados para la unión interior viga-columna C4 en el ensayo C50. Se puede observar que en todos los casos entre a_1 y a_2 se consigue muy buena linealidad de los datos.

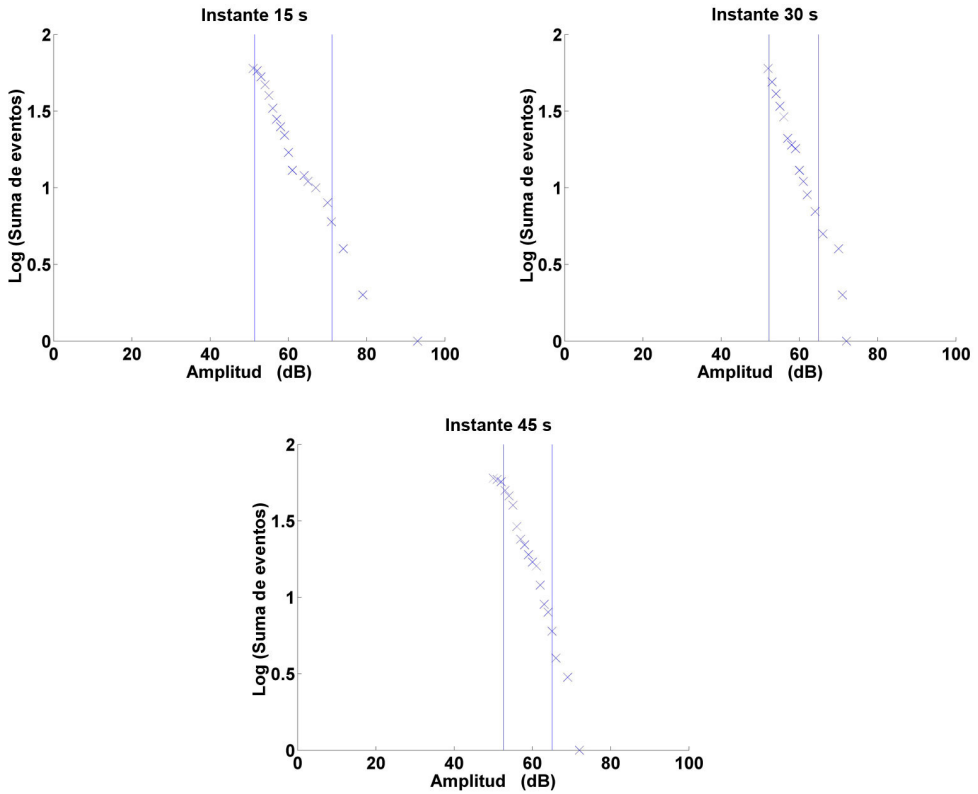


Figura 5.67: Número de eventos de EA acumulados en escala logarítmica frente a la amplitud en diferentes tiempos ($t=15$ s, 30 s y 45 s) a lo largo de la simulación sísmica C50 en la unión interior C4. Línea vertical izqda.: a_1 . Línea vertical dcha.: a_2 .

5.2.3.3. Resultados del índice de Gutenberg-Richter

5.2.3.3.1. Media, desviación estándar y rango de amplitudes

Una vez decididos los parámetros $\beta=60$, $\alpha_1=1$ y $\alpha_2=1,5$ para ambos nudos y obtenidas la media y la desviación estándar a lo largo de toda la duración de los ensayos, se obtuvieron los valores a_1 y a_2 necesarios para el cálculo del índice ib . En las Figuras 5.68 y 5.69 se muestra para ambas uniones la evolución de estos parámetros.

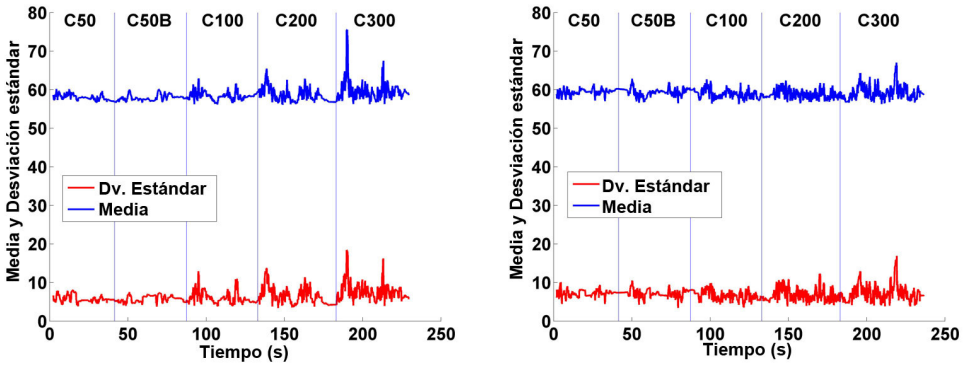


Figura 5.68: Media y desviación estándar de las amplitudes de los eventos de EA. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

Puede observarse que ambos parámetros, media y desviación estándar, permanecen bastante estables durante los tres primeros ensayos, lo que indica que los eventos de EA están dentro del mismo rango de amplitudes. Sin embargo, en las simulaciones C200 y C300 aparecen ciertos picos de crecimiento para las zonas de mayor aceleración, causados por el aumento de las amplitudes de los eventos de EA generados en dichos ensayos, indicando ya un mayor daño de la estructura. Estos picos son más acentuados para la unión exterior C3.

No obstante, a pesar de las fluctuaciones lógicas, la media de las amplitudes en ambos casos se sitúa en torno a 60 dB_{AE} , con desviaciones estándar muy bajas de entre 8 y 20 dB_{AE} .

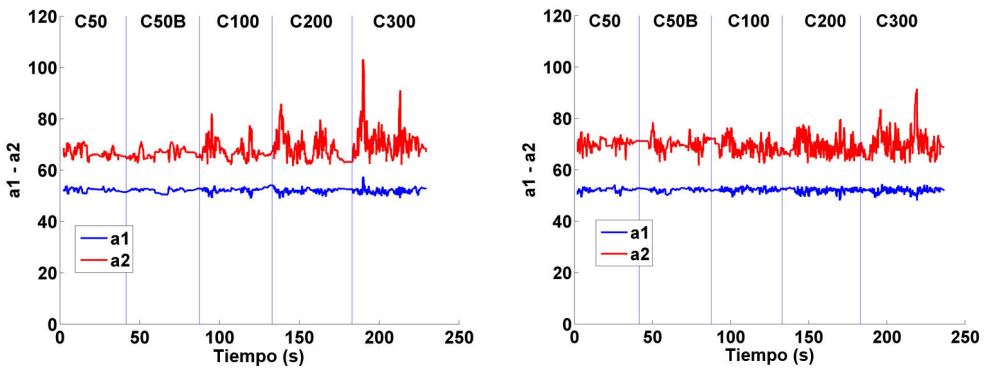


Figura 5.69: a_1 y a_2 durante las diferentes simulaciones sísmicas. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

La media y la desviación estándar influyen directamente en el cálculo de los valores a_1 y a_2 (Apartado 3.4.5). Estos valores se muestran en la Figura 5.69 para las 5 simulaciones sísmicas y ambas uniones. Como es lógico, se aprecian bastantes similitudes en la evolución de estos valores con los de la media y la desviación estándar mostrados en la Figura 5.68.

Como puede verse, se aprecian cambios más bruscos para el rango a_2 que para el rango a_1 . Si se recuerda la obtención de ambos parámetros ($a_1 = \mu - \alpha_1 \sigma$; $a_2 = \mu + \alpha_2 \sigma$), se puede ver que el rango a_2 se desplaza de la media más bruscamente, ya que su factor $\alpha_2 (\alpha_2 = 1,5)$ es mayor que el de $\alpha_1 (\alpha_1 = 1)$.

Véase que a_1 se mantiene constante en torno a los 52 dB_{AE}. a_2 , sin embargo, se mantiene estable en torno a 65 dB_{AE} para las dos primeras simulaciones sísmicas (C50 y C50b), aunque para las otras tres su valor oscila bastante, desde unos 65 dB_{AE} hasta 80 dB_{AE}, con picos superiores a 80 dB_{AE} para la simulación C300. Es destacable la mayor variabilidad de amplitudes a_2 para el nudo del pilar exterior C3, siendo esto un indicio claro de su posible mayor daño acumulado respecto de la unión interior C4 (este resultado ya fue puesto de manifiesto en el Apartado 5.1.3.2.2 con los resultados de la energía de EA para ambas uniones).

5.2.3.3.2. Índice *b-value* ventaneado

En la Figura 5.70 se muestran los resultados obtenidos para el cálculo del índice *b* en ambas uniones.

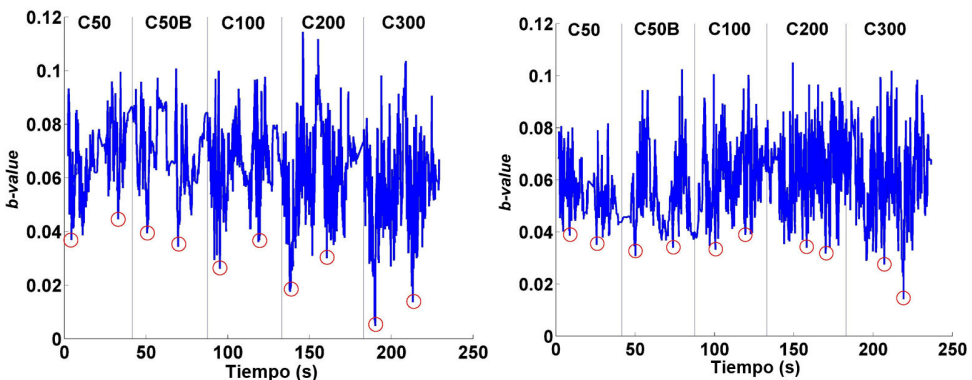


Figura 5.70: Índice *b-value* obtenido durante todas las simulaciones sísmicas. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

Todos los valores obtenidos en la Figura 5.70 se han dividido por 20 para facilitar su comparación con el índice *ib* [61, 64]. Puede observarse que la tendencia general del índice *b* es claramente descendente. Esto indica que la estructura, como es lógico, sufre mayor daño a medida que se incrementa la aceleración aplicada.

Como se ha comentado anteriormente y también en [61, 64, 69-71], otros autores establecieron que valores de *b* por debajo de 0,05 (1/20) indican la formación de grietas macroscópicas en el hormigón. Para ambos nudos este valor se alcanza en determinados momentos desde la simulación C50. Además, a medida que se incrementa la intensidad sísmica, existe una mayor proporción de valores inferiores a 0,05 del índice *b*, indicando la aparición de más grietas macroscópicas o el crecimiento de las ya existentes.

Puede verse claramente que el valor del índice *b* desciende más rápidamente para la unión exterior C3, indicando una vez más un mayor daño en esta unión que en la interior C4. Este resultado indicaría que ha habido mayor macrofisuración en la unión exterior C3.

Sin embargo, el número de descensos del valor de *b* es aparentemente mayor para la unión interior C4, pudiéndose posiblemente concluir que en la unión C4 se produjeron más fisuras macroscópicas que en la unión exterior C3, aunque de menor importancia (fisuras más pequeñas).

5.2.3.3.3. Índice *b-value* mejorado (*ib-value*)

En la Figura 5.71 se muestran los resultados obtenidos para el cálculo del índice *ib* en ambos nudos.

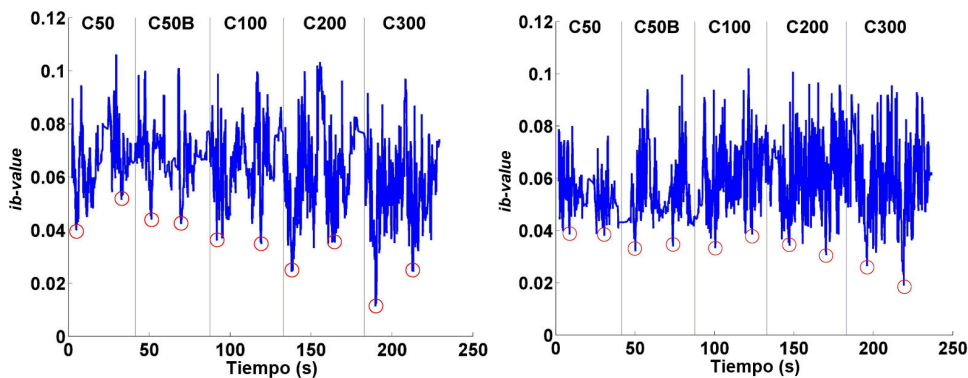


Figura 5.71: índice *ib-value* obtenido durante todas las simulaciones sísmicas. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

Como puede verse, los valores de los índices *b* e *ib* son similares para ambas uniones. La tendencia del valor *ib* también es descendente en los mismos instantes de tiempo que lo es el índice *b*, es decir a medida que aumenta la aceleración aplicada. Igualmente se observan valores de *ib* por debajo de 0,05 desde la simulación sísmica C50.

Además, según los datos del índice *ib*, también la unión exterior C3 sufrió un daño más severo (más fisuras macroscópicas) que la interior C4, al igual que lo indicó el índice *b*.

La justificación de por qué desde la simulación sísmica C50 aparecen valores por debajo de 0,05 se debe a que este modelo de ensayo sufrió 10 diferentes ensayos preliminares para entrenar la mesa sísmica, anteriores a la simulación C50, teniendo justamente el entrenamiento previo al ensayo un pico de aceleración superior al de esta simulación C50, con 0,12 *g*. Este hecho pudo fisurar ligeramente el modelo de ensayo. Este motivo puede explicar por qué en el último ensayo de entrenamiento y en la primera simulación C50 ya existen valores de *b* e *ib* ligeramente inferiores a 0,05. Más detalles pueden verse en [84].

5.2.3.3.4. Eventos críticos

Una vez obtenidos los resultados de los índices *b* e *ib* se observó como tendencia general un descenso de los mismos y, por tanto, un incremento del daño

a medida que lo hace la aceleración de la mesa sísmica en cada uno de los ensayos. Se profundiza aquí en esta cuestión. Las Figuras 5.72 y 5.73 muestran la aceleración aplicada a la mesa para ambas uniones, marcando sobre ella aquellos eventos cuyo valor b e ib es inferior a 0,05. Estos eventos se han denominado *eventos críticos* [61, 62] y aparecen marcados con una “ x ” en rojo en dichas figuras. Puesto que este es el primer análisis de los índices b e ib que se realiza para simulaciones dinámicas con cargas de tipo sísmico, el valor 0,05 no ha sido corroborado como un límite efectivo en ensayos dinámicos. Hasta esta investigación, el valor 0,05 se había propuesto como un límite válido para ensayos estáticos o cuasiestáticos. Así pues, se procedió a determinar los eventos críticos para valores límite de b e ib inferiores a 0,05 (0,045, 0,04 y 0,035). Los resultados se muestran en las Figuras 5.72 y 5.73.

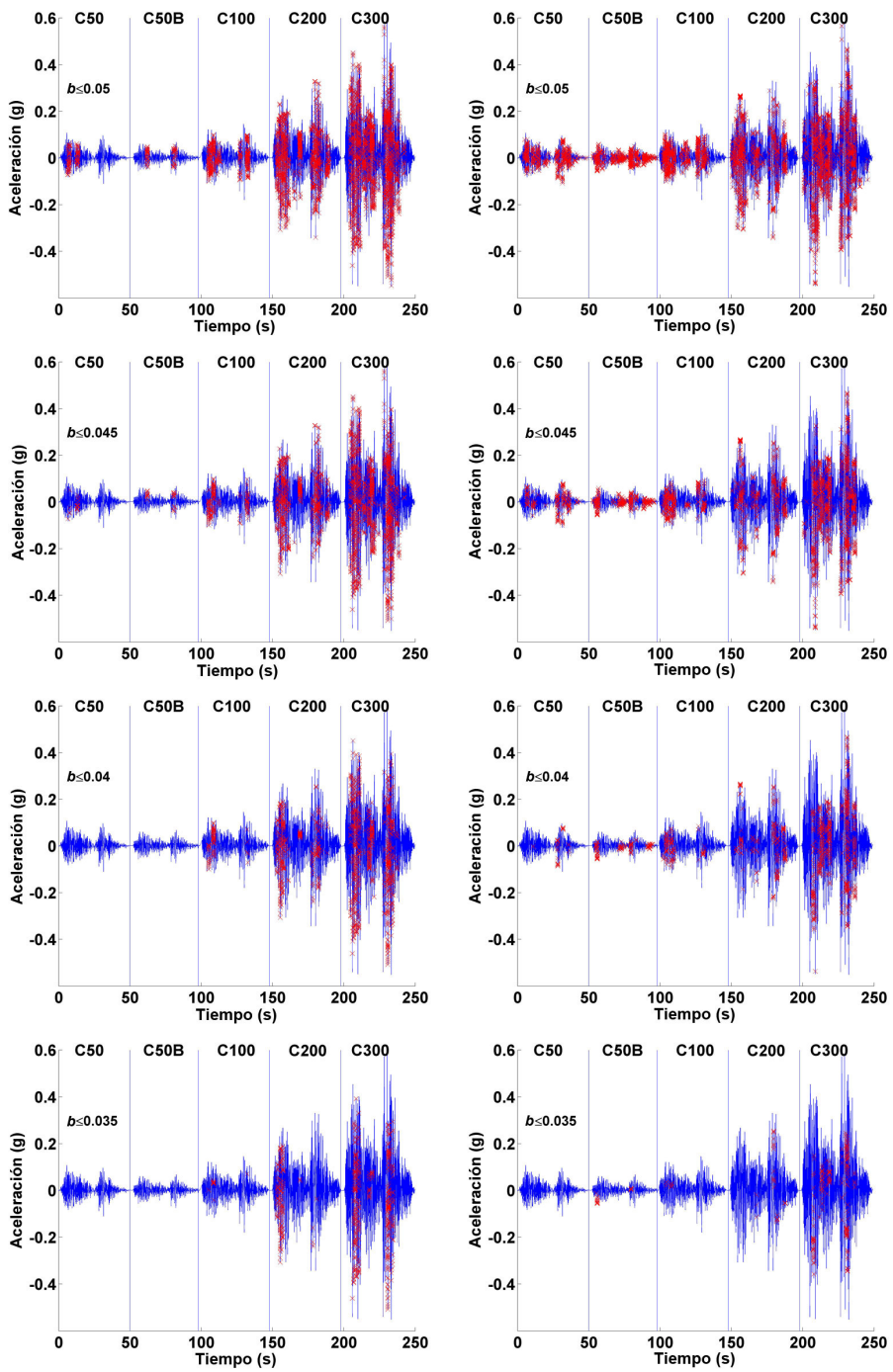


Figura 5.72: Historia de la aceleración aplicada a la estructura con indicación de los eventos críticos (cruces rojas) cuyo b -value es menor a un determinado umbral (0,05, 0,045, 0,04 y 0,035). Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

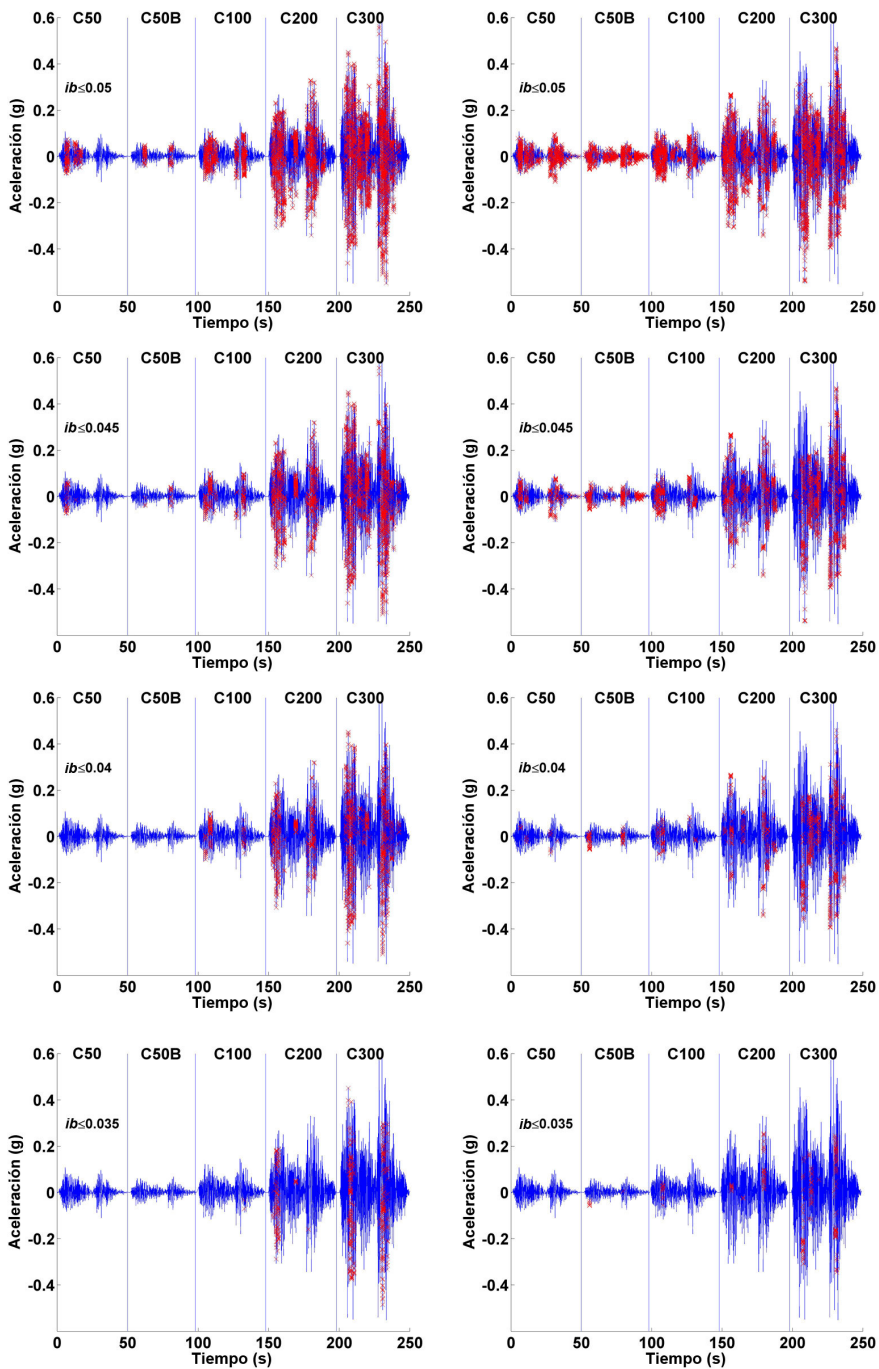


Figura 5.73: Historia de la aceleración aplicada a la estructura con indicación de los eventos críticos (cruces rojas) cuyo ib -value es menor a un determinado umbral (0,05, 0,045, 0,04 y 0,035). Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

Puede verse la aparición de eventos críticos ubicados en los instantes de mayor aceleración. También se observa su aparición desde la primera simulación sísmica, aunque no son de gran intensidad (no tienen valores b o ib demasiado bajos), con respecto a las simulaciones sísmicas de mayor aceleración pico, y pueden deberse a la apertura de las pequeñas grietas creadas durante los ensayos de entrenamiento. Un hecho significativo es que cuando el límite establecido de eventos críticos es más alto, aparecen numerosos eventos críticos de menor importancia (véanse las simulaciones C50 y C50b en los índices b e ib de las Figuras 5.72 y 5.73). Igualmente, cuando dicho límite es menor, aparecen en mayor proporción los eventos críticos que representan daño más severo en el modelo de ensayo (macro-fisuración).

En la Figura 5.74 se representan los eventos críticos acumulados para todos los ensayos en ambos nudos con los distintos valores de eventos críticos (0,05, 0,045, 0,04 y 0,035) considerados en este trabajo para los índices b e ib .

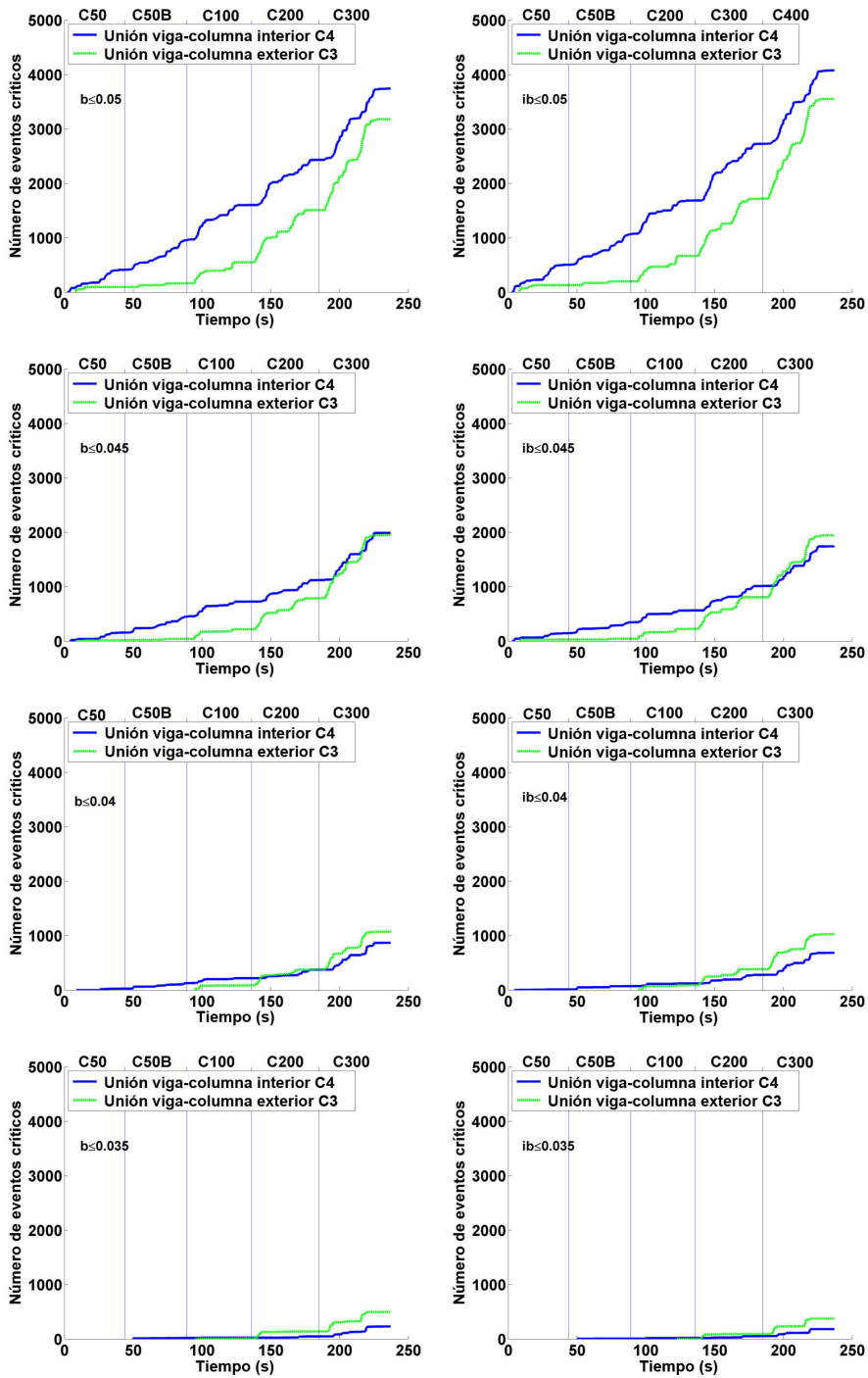


Figura 5.74: Eventos críticos acumulados a un determinado umbral (0,05, 0,045, 0,04 y 0,035). Índices Izqda.: *b-value*; Dcha.: *ib-value*.

Como se puede ver, para el límite de 0,05 durante los primeros ensayos (C50, C50B y C100), se observa un notable aumento de los eventos críticos para la unión interior. Posteriormente, para los ensayos de mayor aceleración (C200 y C300), el número de eventos críticos aumenta, especialmente para la unión exterior, llegando casi al mismo valor que los eventos críticos de la unión interior. La proporción de aparición de eventos cuyo valor b o ib es menor que 0,05 es prácticamente igual entre las simulaciones sísmicas C100 y C300.

Puede observarse claramente que para el valor de 0,05 existen más eventos críticos en la unión interior C4 que en la unión exterior C3, tanto de valores b como de ib . Esto indicaría una mayor concentración de fisuras macroscópicas en la columna interior C4.

Para el valor de 0,045, la cantidad de eventos críticos resulta bastante similar entre las dos uniones, con unos pocos más de eventos críticos en la unión exterior C3 para el valor ib , y viceversa para el valor b .

Para los valores 0,04 y 0,035, los eventos críticos resultan superiores en la unión exterior C3, indicando que la mayor concentración de fisuras macroscópicas de importancia aparecería en la unión exterior C3, al contrario que sucede con los eventos críticos que superan el valor 0,05. Para el valor 0,035 aparece un pequeño número de eventos críticos, del orden de 250 a 500 para el total de las 5 las simulaciones sísmicas, muy inferior al número de eventos para el valor 0,05 (de 3.500 a 4.500).

Estos resultados son bastante interesantes, más aún si se observa la cantidad de eventos críticos para las simulaciones de menor intensidad (C50 y C50b). Se aprecia que para límites 0,05 y 0,045 la cantidad de eventos críticos que aparecen para la unión interior C4 es considerable, aunque todos ellos prácticamente desaparecen para los límites de 0,04 y 0,035. Esto demuestra que son eventos críticos de poca importancia, asociados a la creación o al crecimiento pequeño de pequeñas fisuras.

De esta manera, se aprecia en ambas uniones y para ambos índices, que los eventos críticos ocurridos para las simulaciones sísmicas C200 y, especialmente C300, forman el grueso de los eventos críticos de gran magnitud, indicando una apertura o importante crecimiento de grandes grietas.

En definitiva, con este análisis y complementado con la discusión de los Apartados 5.2.3.5 y 5.2.3.6, se puede concluir que el valor 0,05 establecido por otros autores [63, 64, 71, 81, 82], no parece ser el adecuado para ensayos dinámicos. Por el contrario, el valor 0,04 parece ser más apropiado (para el índice b , 0,8). El valor 0,05 es demasiado elevado porque aporta fisuración de poca importancia para el estado de daño de la estructura en ensayos dinámicos.

Igualmente, se corroboran las ligeras mejoras aportadas por el índice ib respecto del b , ya que aunque ambos índices aportan resultados muy similares en este análisis, el índice ib proporciona una mayor discriminación entre ambas uniones a partir del ensayo C200. Como se verá en los apartados siguientes, ambos pilares sufrieron diferente daño.

5.2.3.4. Nuevo índice *Wavelet Energy b-value* (b_{WE} -value)

Como se ha analizado en apartados anteriores, los índices b e ib son ampliamente usados para evaluar procesos de fractura en el campo de la EA. Nuevamente se ha comprobado en esta Tesis Doctoral que estos índices cambian sistemáticamente durante los diferentes estados en los procesos de fractura. Altos valores en los índices b e ib están relacionados con un gran número de pequeñas amplitudes en los eventos de EA generados por la formación de micro-grietas o un lento crecimiento de las mismas. En cambio, bajos valores están relacionados con un rápido crecimiento o una formación inestable de las grietas, que pueden estar causadas, por ejemplo, por la rotura del hormigón entre las corrugas de las barras de acero de refuerzo, o por un aumento repentino de la anchura de las grietas.

Se ha comprobado con esto que la amplitud de las señales de EA es un parámetro relacionado con el proceso de fractura. Sin embargo, como se ha

comprobado en el Apartado 5.1.3, el estudio de las señales de EA con un análisis de frecuencia y el filtro wavelet tiene la ventaja de no desechar señales y extraer solamente la información significativa sobre la fractura del hormigón de cada una de las mismas, dejando de lado si cumplen o no el criterio del filtrado RMS.

La Figura 5.75 muestra el *b-value* tradicional calculado en ventanas de tiempo sucesivas ($\beta=50$), con las amplitudes obtenidas a partir de las señales reconstruidas usando la Transformada Wavelet, y sólo para las escalas correspondientes a las frecuencias de 45 a 64 kHz (frecuencia asociada a los mecanismos de formación y crecimiento de las grietas, explicado en el Apartado 5.1.3.2). El índice se calcula a lo largo de las cinco simulaciones sísmicas aplicadas al modelo de ensayo. En general, se obtienen resultados erróneos ya que se debería de observar una tendencia a la baja en los valores mínimos a medida que la intensidad sísmica aumenta cuando la aceleración aplicada va siendo mayor en cada ensayo (de C50 a C300).

Estos resultados erróneos podrían ser debidos al hecho de que el filtro wavelet aplicado anteriormente con la función madre Morlet introduce un suavizado en las amplitudes de las señales reconstruidas, modificando así la amplitud de las señales, tal y como se explica en el Apartado 5.1.3.2 (véase la Figura 5.27). Esto podría estar relacionado con el hecho de que la wavelet Morlet no es ortogonal, retornando así amplitudes absolutas inexactas. Sin embargo, es bien conocido [57-59] que la wavelet Morlet es una herramienta de análisis muy apropiada para la extracción de características de una señal tales como la distribución de energía en las bandas de frecuencia. Además, es bien conocido que la energía de EA es también un parámetro relacionado con la magnitud de la fractura. De hecho, se ha podido comprobar en el Apartado 5.1.3.2.2 que existe una buena relación entre las energías de las señales reconstruidas en la banda de fractura del hormigón y la energía de deformación E_D . Precisamente por esto se obtienen resultados correctos cuando se calcula la energía de la señal en lugar de la amplitud, tal y como se discute a continuación.

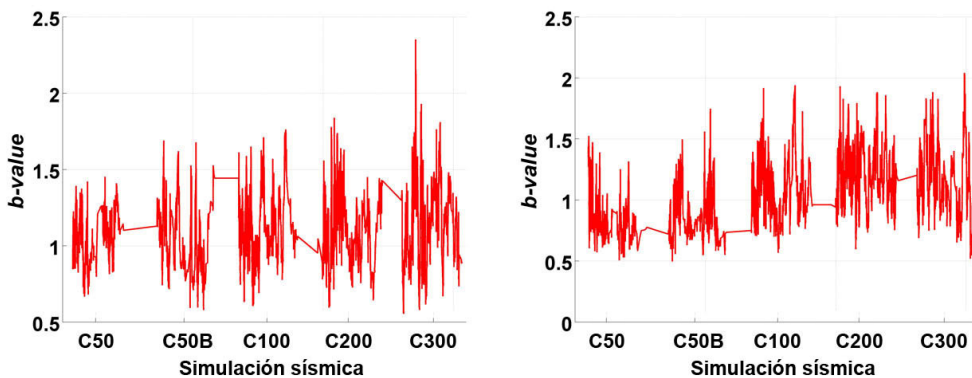


Figura 5.75: Comportamiento erróneo del índice b -value ventaneado obtenido a través de las señales reconstruidas durante todas las simulaciones sísmicas. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

La Figura 5.76 muestra el número de eventos de EA frente a los valores correspondientes de E_{EA} para la simulación C50B. Se puede observar claramente la existencia de dos ramas de diferente pendiente que podrían ser atribuidas a micro-fisuración (pendiente 1) y macro-fisuración (pendiente 2), respectivamente. Más concretamente, la pendiente 2 corresponde a valores que oscilan entre 3 y 4 para el eje horizontal (valores de alta energía). El nuevo índice, denominado *Wavelet Energy b-value* (b_{WE} -value), se ha calculado para cada ensayo en este intervalo. Para el resto de simulaciones sísmicas se han obtenido resultados similares.

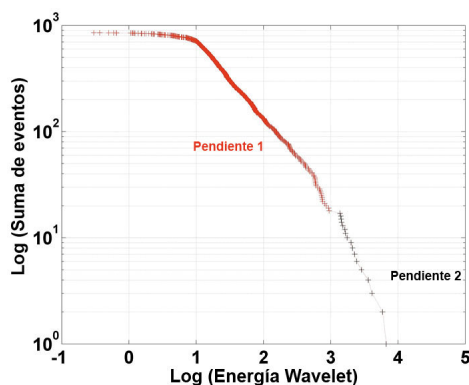
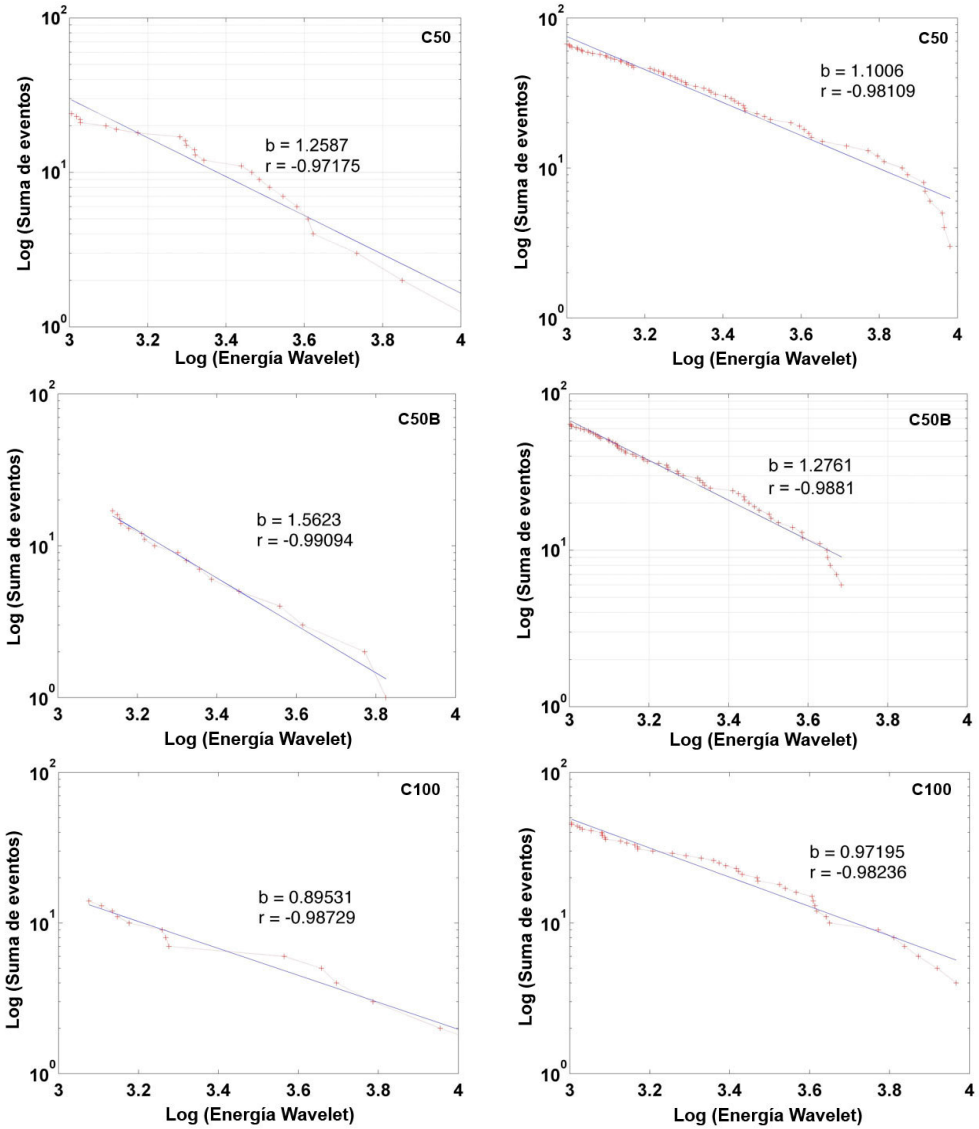


Figura 5.76: Energía wavelet de EA de la distribución de eventos acumulados, para la simulación C50B en la unión viga-columna exterior C3.

La Figura 5.77 representa el ajuste lineal para todas las simulaciones y en ambas uniones para el rango [3-4]. Los respectivos valores del b_{WE} -value y los coeficientes de correlación también están indicados. A modo general, se puede observar como el índice b_{WE} disminuye a medida que la aceleración de pico aumenta.



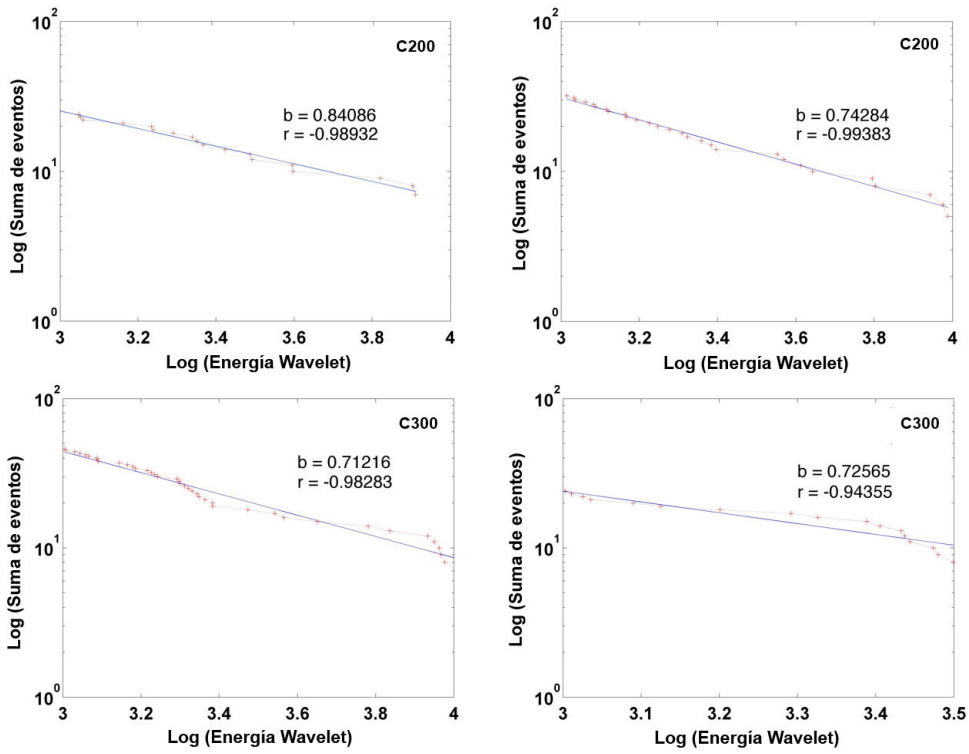


Figura 5.77: b_{WE} -value calculado en el intervalo [3-4] de energía. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

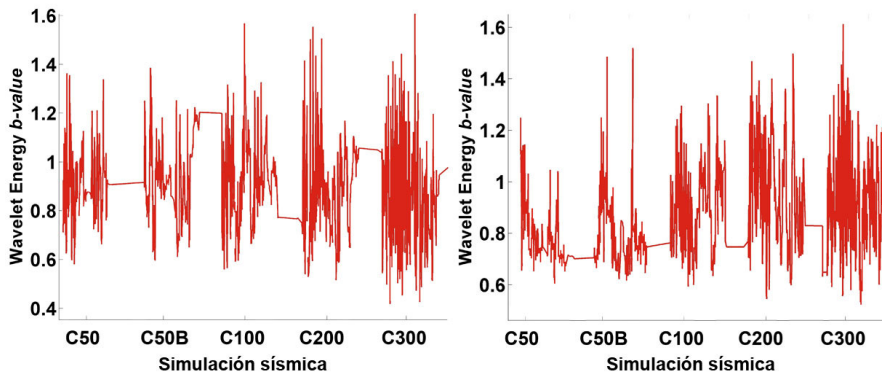


Figura 5.78: Evolución del b_{WE} -value en ventanas de tiempo sucesivas $\beta=50$. Uniones viga-columna: Izqda.: exterior C3; Dcha.: interior C4.

La Figura 5.78 muestra los valores calculados del nuevo índice b_{WE} -value en ventanas de tiempo sucesivas ($\beta=50$) obtenidos durante las cinco simulaciones sísmicas. La visualización de los mínimos en cada una de las simulaciones expresa

una tendencia clara a la baja a medida que la aceleración va creciendo en cada uno de los ensayos. Este hecho va en contra de la tendencia errática observada cuando se usa la amplitud de las señales reconstruidas en el cálculo del *b-value* tradicional, como se ha mostrado en la Figura 5.75.

La Figura 5.79 muestra el *b_{WE}-value* después de cada simulación sísmica frente al desplazamiento máximo de la mesa sísmica. Los valores del índice *b_{WE}* disminuyen a medida que aumenta el desplazamiento, siendo esta disminución mucho más brusca al principio, anunciando la aparición de daño grave. Al inicio, los valores del índice *b_{WE}* correspondientes a la unión interior C3 son menores que para la unión interior C4 hasta la simulación C100. Sin embargo, al final de las simulaciones la situación se invierte, como se refleja en la Figura 5.79. Estos resultados están de acuerdo con los expresados por los índices *b* e *ib*.

Al comparar los resultados de la Figura 5.79 con el *b-value* tradicional usando las amplitudes después del filtro RMS para eliminar señales continuas (Figura 5.70), se observa una tendencia similar y a la baja a medida que aumenta la aceleración sísmica. Como se concluyó en el apartado anterior con el análisis de eventos críticos, el límite de 1 propuesto para detectar grietas macroscópicas graves en pruebas estáticas o cuasi-estáticas debe ser revisado para pruebas dinámicas, proponiendo así el valor de 0,8 como más apropiado. Del mismo modo, en este análisis los valores *b_{WE}* alrededor de 0,8 (de la simulación C100 en adelante) indicaron la creación de macro-fisuración en el hormigón, visible a simple vista.

Este resultado apunta que el nuevo índice *b_{WE}-value* propuesto en esta Tesis Doctoral es adecuado cuando se trata de trabajar en el dominio de la frecuencia con señales reconstruidas, debido a que solo se extrae la información significativa relacionada con la fractura en el hormigón de cada una de las señales de EA.

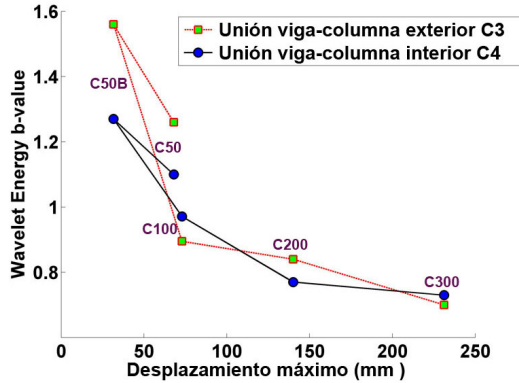


Figura 5.79: b_{WE} -value frente al desplazamiento de la mesa sísmica para todas las simulaciones en ambas uniones.

5.2.3.5. Comparación con índices de daños mecánicos

El índice b_{WE} -value propuesto en esta Tesis cuenta con la ventaja sobre el b -value tradicional de calcularse en una banda de frecuencias específica asociada al mecanismo de fisuración del hormigón. El nuevo índice se ha comparado con otros índices de daño bien establecidos en la literatura (basados en medidas de variables elasto-mecánicas [74, 75, 77, 78]) y con los resultados de la inspección visual de la estructura dañada.

5.2.3.5.1. Inter-Story Drift index, ID

En [77, 78] se calculó el ID (*Inter-story Drift index*) para el pórtico de HA tras las simulaciones sísmicas descritas anteriormente. Este índice tradicionalmente se ha asociado con el nivel de daño experimentado por una estructura sometida a desplazamientos laterales. Sin embargo, una limitación importante de este índice es que no tiene en cuenta el daño acumulado en la estructura. Dicho índice se ha calculado a partir de la medición proporcionada por los traductores de desplazamiento (LVDTs) colocados en el pórtico.

El ID se define como la relación entre el desplazamiento relativo entre los pisos superior e inferior (δ) con respecto a la altura (h), y expresado comúnmente como un porcentaje, es decir

$$ID = \max\left(\frac{\delta}{h}\right). \quad (5.11)$$

En la Tabla 5.5 se pueden observar los valores del ID para cada nivel de daño en una estructura de HA y en la Tabla 5.6 los valores correspondientes obtenidos en cada simulación sísmica del ensayo sobre el pórtico [77, 78].

Tabla 5.5: Valores del índice ID y niveles de daño.

| ID (%) | Nivel de Daño |
|----------|-----------------|
| 0-0,5 | No Daño |
| 0,5-1,0 | Daño moderado |
| 1,0-3,5 | Daño severo |
| > 3,5 | Daño muy severo |

Tabla 5.6: Valores del índice ID obtenidos durante las simulaciones sísmicas sobre el pórtico [78].

| Ensayo | ID |
|--------|------|
| C50B | 0,24 |
| C100 | 0,5 |
| C200 | 1,2 |
| C300 | 7,9 |

Sobre la base de los valores experimentales de la Tabla 5.5 y los correspondientes niveles de daño mostrados en la Tabla 5.6, se puede extraer el daño global de la estructura después de cada simulación sísmica. La estructura se mantuvo básicamente en estado elástico durante la simulación sísmica C50B, lo cual es consistente con los resultados antes expuestos y también porque el acero de refuerzo no plastificó y tampoco aparecieron macro-fisuras en el hormigón. Durante la simulación C100, la estructura estaría en el límite del comienzo del daño severo, por tanto podríamos decir que se mantuvo casi intacta. Esto se confirma por el hecho de que la armadura longitudinal comenzó ligeramente a tomar valores cercanos a la plastificación. En cambio durante la simulación C200 la estructura sufrió un daño severo y en C300 un daño muy grave, llegando a estar cerca del colapso. Estos resultados son consistentes a los que se extraen mediante los índices b , ib y b_{WE} y el análisis de los eventos críticos.

La Figura 5.80 muestra el índice b_{WE} -value frente al ID (%). Como se puede observar, el valor de b_{WE} disminuye cuando aumenta el índice ID siendo este cambio más abrupto al principio, cambio que anuncia la aparición de daños graves.

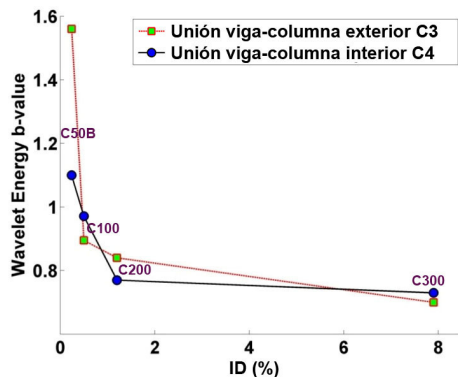


Figura 5.80: b_{WE} -value frente al índice ID calculado para las diferentes simulaciones sísmicas en ambas uniones.

5.2.3.5.2. Park and Ang index, DI_{PA}

En [74, 75, 77, 78], se usó usado el índice de daño propuesto por Park y Ang [85] para evaluar el daño estructural en estructuras de HA bajo movimientos sísmicos. El nivel de daño individual de cada una de las rótulas plásticas situadas en cada unión viga-columna se calculó en términos de la rotación máxima ϑ_m , en relación a la capacidad última de rotación ϑ_u , definida como $\vartheta_m/\vartheta_u = \max\{|\vartheta_m^+/\vartheta_u^+|, |\vartheta_m^-/\vartheta_u^-|\}$ obteniendo el índice de daño basado en la energía DI_{PA} . Los resultados se muestran en la Tabla 5.7. La rotación ϑ_m se estimó de las medidas proporcionadas por los traductores de desplazamiento LVDTs durante el ensayo. La capacidad de rotación última ϑ_u fue calculada usando las ecuaciones recomendadas por el Eurocódigo 8, parte 3 (Anexo A) [86]. El índice de daño de Park y Ang DI_{PA} para cada rótula plástica k se calculó con la siguiente ecuación:

$$DI_{PA} = \left[\frac{\theta_m^+ - \theta_y^+}{\theta_u^+ - \theta_y^+} + \frac{|\theta_m^-| - |\theta_y^-|}{|\theta_u^-| - |\theta_y^-|} \right] + \beta \frac{W_{P,k}}{0,5 (M_y^+ \theta_u^+ + |M_y^-| |\theta_u^-|)}. \quad (5.12)$$

El DI_{PA} se calibró y se correlacionó experimentalmente con diferentes niveles de daño en uniones viga-columna, como se muestra en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7: Valores DI_{PA} y sus correspondientes niveles de daño.

| Índice DI_{PA} | Nivel de daño en el hormigón |
|------------------------|--|
| $DI_{PA} < 0,1$ | Fisuración localizada menor |
| $0,1 < DI_{PA} < 0,25$ | Fisuración mayor |
| $0,25 < DI_{PA} < 0,4$ | Agrietamiento severo, desprendimiento localizado |
| $0,4 < DI_{PA} < 1,0$ | Desmenuzado del agrietamiento, refuerzo expuesto |
| $1,0 < DI_{PA}$ | Pérdida de resistencia en elementos |

La rotación y la plastificación ϑ_y se predijeron también con la ecuación del Eurocódigo 8, parte 3 (Anexo A) [86]. El parámetro β se eligió como $\beta = 0,1$, donde $W_{P,k}$ es la energía de deformación absorbida/disipada por cada rótula plástica k situada en las uniones viga-columna.

La Tabla 5.8 muestra $\vartheta_m / \vartheta_u$ y el DI_{PA} obtenidos en cada rótula plástica para las simulaciones C50B, C100, C200 y C300, (calculadas en [77, 78]). La Figura 5.81 muestra la posición de cada rótula plástica del pórtico. El daño se concentró en las rótulas plásticas situadas en las vigas y básicamente fue nulo para las simulaciones C50B y C100. Al final de la simulación C200 el hormigón de las rótulas plásticas localizado en el extremo de las vigas experimentó una gran fisuración. Durante la simulación sísmica C300 la rotación alcanzó el estado último de capacidad, con proporciones de ϑ_m/ϑ_u muy cercanas a 1. Durante este ensayo el hormigón sufrió daño severo causando la pérdida de resistencia de las vigas.

Tabla 5.8: Valores de DI_{PA} y ϑ_m/ϑ_u para las diferentes rótulas de las dos uniones viga-columna.

| Unión | k | C50 | | C100 | | C200 | | C300 | |
|-------------------|-----|---------------------------|-----------|---------------------------|-----------|---------------------------|-----------|---------------------------|-----------|
| | | ϑ_m/ϑ_u | DI_{PA} | ϑ_m/ϑ_u | DI_{PA} | ϑ_m/ϑ_u | DI_{PA} | ϑ_m/ϑ_u | DI_{PA} |
| Viga-Col exterior | 11 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 12 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 50 | 0,05 | 0,00 | 0,05 | 0,00 | 0,26 | 0,14 | 0,97 | 1,28 |
| Viga-Col interior | 31 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 32 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 51 | 0,05 | 0,00 | 0,11 | 0,00 | 0,26 | 0,14 | 0,97 | 1,00 |
| | 52 | 0,05 | 0,00 | 0,11 | 0,00 | 0,26 | 0,14 | 0,97 | 1,00 |

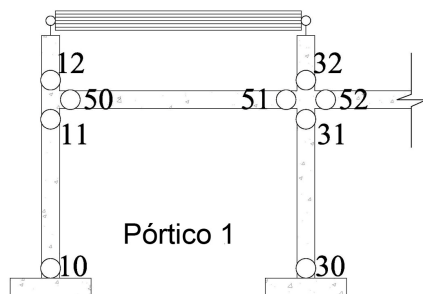


Figura 5.81: Número asignado a las rótulas plásticas k del pórtico 1[77, 78].

La Figura 5.82 muestra el b_{WE} -value frente al DI_{PA} . Se puede observar que el valor b_{WE} disminuye cuando aumenta el DI_{PA} , de nuevo siendo el descenso más abrupto al principio. En la simulación C300, el DI_{PA} fue de alrededor de 1 en ambas uniones; es decir, las uniones de la viga perdieron totalmente su resistencia. De nuevo se puede apreciar que la unión que sufrió mayor daño al final de los ensayos fue la unión exterior C3.

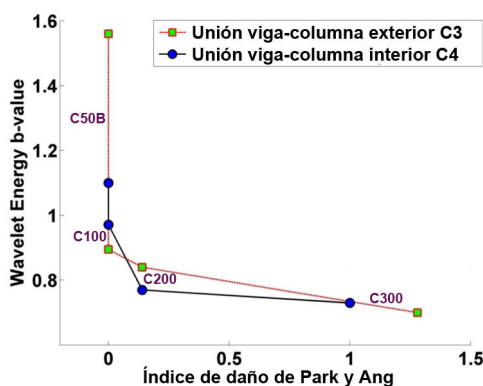


Figura 5.82: b_{WE} -value frente a DI_{PA} calculado para las diferentes simulaciones sísmicas en ambas uniones.

5.2.3.6. Catalogación de grietas

Considerando los índices de daño ID y de Park y Ang, es evidente que cuando la aceleración aumenta, ambos índices aumentan. Además, en la última simulación (C300) el daño en la unión viga-columna exterior (C3) fue mayor que en el interior (C4). Estos resultados fueron los mismos que los obtenidos con el nuevo índice propuesto en esta Tesis, b_{WE} -value, cuyos valores disminuyen a medida que

aumenta el daño, y cuya evolución cambia drásticamente cuando comienzan las fisuras macroscópicas. Son, por lo tanto, totalmente coherentes con los resultados y observaciones anteriores.

Finalmente, una inspección visual del modelo de ensayo al final de cada simulación sísmica reveló la siguiente distribución de macro-grietas, fotografiada en las Figuras 5.83 - 5.85 y dibujada esquemáticamente en la Figura 5.86. Claramente se puede apreciar como a medida que la intensidad sísmica aumenta en cada simulación, las grietas van creciendo y el daño va aumentando en ambas uniones, siendo la unión externa C3 la más dañada al final de todas las simulaciones.



Figura 5.83: Unión viga-columna después de la simulación C100. Izqda.: unión exterior C3. Dcha.: unión interior C4.

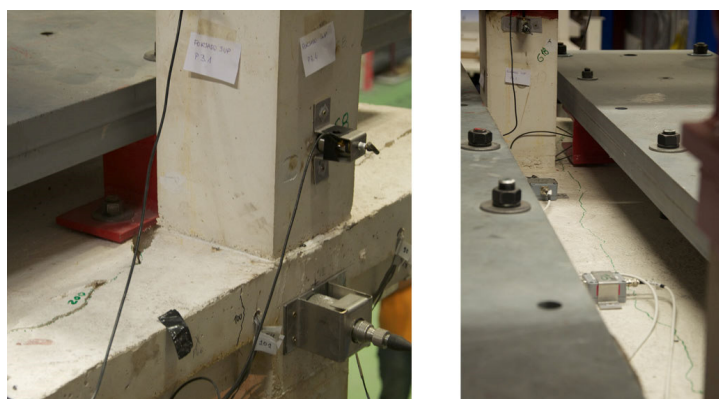


Figura 5.84: Unión viga-columna después de la simulación C200. Izqda.: unión exterior C3. Dcha.: unión interior C4.

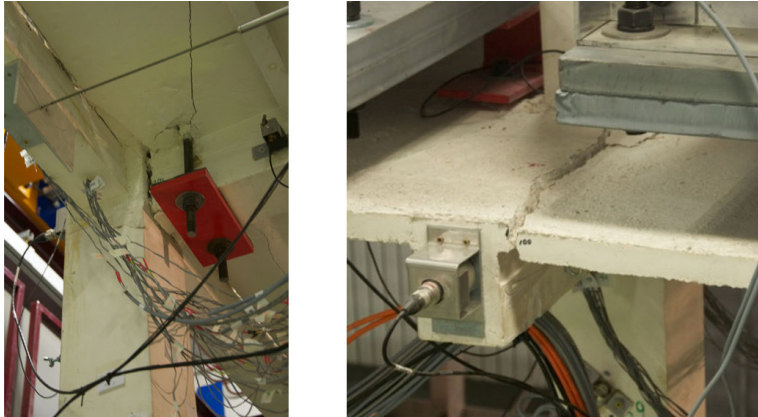


Figura 5.85: Unión viga-columna después de la simulación C300. Izqda.: unión exterior C3. Dcha.: unión interior C4.

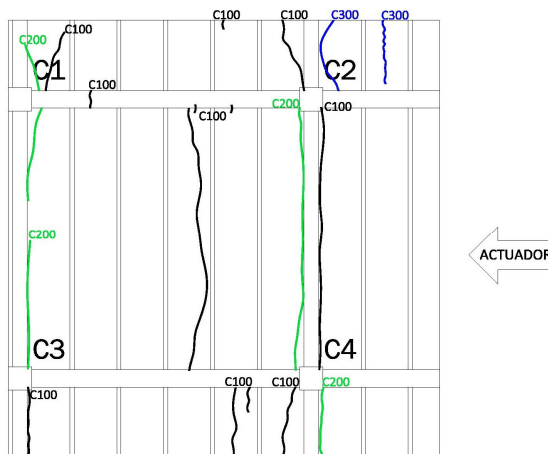


Figura 5.86: Macro-fisuración observada después de cada simulación sísmica (C100=verde, C200=naranja y C300=azul).

6. CONCLUSIONS

6.1. Main conclusions

The applicability of AE technique to assess damage in RC structural elements submitted to cyclic and seismic loads has been investigated in this Doctoral Thesis. One of the main challenges has been to remove the spurious signals not related to concrete damage. To this goal, two different filters have been proposed and applied to AE signals coming from bending tests and seismic simulations conducted with a shaking table on different RC elements. The first one is based on the RMS filter applied to the AE waveforms at the time domain. The second one consists in applying the Continuous Wavelet Transform and identifying the scales related with concrete cracking. Both filters have demonstrated good performance to distinguish between AE signals coming from friction and those from coming from concrete cracking.

This Thesis has also demonstrated that by only using the filtered AE signals associated with the cracking of concrete, an excellent correlation between the AE energy and the plastic deformation energy dissipated by the RC elements (beams, slabs and frames) can be found until the onset of yielding of the reinforcing steel bars. This good correlation permits the use of the AE energy as a reliable parameter to quantitatively evaluate damage of the RC elements.

Significant findings were obtained by applying the very well established Gutenberg-Richter seismic coefficient to AE signals to assess damage in RC elements subjected to bending and to seismic loads:

- The attenuation of the AE signals and thus, the source-sensor distance and the frequency range of the sensors used, together with the threshold used to acquire the signals, have a very significant effect on the indices b and ib . In particular, low frequency sensors (around 20-95 kHz), commonly used in RC structures, provided better results due to the low attenuation of the signal, even when the source-sensor distance increased.
- It was demonstrated that the limit value 1 for b and 0,05 for ib previously associated by other authors with the onset of severe damage (i.e. the development and growth of macro-cracks) in RC structures subjected to static loads should be revised to the value of 0,8 for b and 0,04 for ib in the case of seismic-type dynamic loads.
- A new damage index called the Wavelet Energy b -value has been proposed in this Thesis. The new index provides an improvement upon the traditional b -value. It involves the same formula used to calculate the b -value, but uses the AE energy of the signals reconstructed with the Continuous Wavelet Transform in the frequency band associated to concrete cracking (45-64 kHz). The novel damage index has been successfully compared with other well established mechanical damage indices. The satisfactory correlation found means that it can be used as a reliable parameter to evaluate macroscopic damage in RC structures with the AE technique.

6.2. Specific conclusions

6.2.1. RC Beams

AE signals were recorded on beams with and without artificial damage subjected to bending tests. These signals largely varied in duration and amplitude,

a fact that complicated their separation by the traditional Swansong filtering method. For this reason, a post-processing after the guard sensors was absolutely necessary. In particular, a filter based on RMS was proposed by just comparing the RMS of the AE waveform calculated in two temporal windows. This filter has proved to be very effective to discriminate between signals corresponding to concrete cracking and others coming from secondary sources like friction. The length of the windows was established using physical criteria related with the propagation velocity of longitudinal waves. In all tests, the AE energy of the filtered signals has been calculated and compared with the plastic deformation energy dissipated by the specimens calculated from the load-displacement curve. This curve, the curvature-moment diagrams, and the stiffness degradation history can be used to appraise damage and to determine the onset of yielding in the steel reinforcement. A good correlation was found between AE energy and plastic deformation energy until the onset of yielding of the reinforcing steel. This fact suggests that the proposed RMS filter works properly to discriminate between concrete cracking and friction AE signals.

The *b-value* has been calculated in both types of beams (with and without artificial damage). The following conclusions were achieved:

- For beams without artificial damage, it was observed that *b-value* decreases when load increases in each cycle. It was corroborated visually by the formation of macroscopic cracks when the *b-value* becomes less than 1. In addition, in accordance with the literature, the *b* index suffered a sudden increase at the cycle corresponding to the yielding of the reinforcing bars. Until this point both deformation and AE energies were strongly correlated, thus demonstrating that *b-value* is a good indicator of the onset of macroscopic cracks and the yielding point of the reinforcement steel.
- It was clearly observed that the *b* index is strongly affected by the attenuation of the signal and the recording threshold. At the same time, it is very well known that the attenuation is affected by the sensor-source

distance and frequency range of the AE sensors. In particular, the low and medium frequency range sensors VS30-V and VS150-M showed a better performance in terms of stability of the *b-value* among a set of four sensors tested. More precisely, the very low frequency range sensor VS30-V, with a flat response between 20 and 100 kHz, provided the more stable results due to the low attenuation of the elastic wave at these frequencies.

6.2.2. RC slab

Two filters were applied to the AE data recorded on the RC slab with four steel columns:

- The first filter was based on the calculation of the RMS of the time-domain AE waveforms in two temporal windows, in a similar way to that carried out for the RC beams. The goal was to separate transient signals associated with concrete cracking and continuous signals associated with secondary AE sources like friction. The AE energy of the filtered signals was calculated and compared with the plastic deformation energy dissipated by the specimen.
- The second filter is based on the application of the Continuous Wavelet Transform. More concretely, the wavelet power spectra obtained with the Morlet wavelet was calculated as a function of scale (frequency). The scales/frequencies at which power reached the maximum values were subsequently obtained, just dividing the frequency range in two zones. The first one, (45-64 kHz), was reasonably assigned to concrete cracking, while the second one, (22-32 kHz), was assigned to other mechanisms such as the closing of existing cracks, friction between the faces of existing cracks or other spurious noise sources. The AE signals were reconstructed using only the scales associated to the concrete cracking. Finally, the AE energy of the reconstructed signals was calculated and compared with the plastic deformation energy dissipated by the specimen.

In general, an excellent correlation between both energies was obtained, thus indicating that AE energy is a reliable parameter to evaluate damage in RC structures subjected to seismic loads. Measurements of strains on the steel reinforcement showed that the reinforcement remained in the elastic range, i.e. without damage. The differences between deformation and AE energy curves observed in some seismic simulations at high values of acceleration could be attributed to the plastic deformations suffered by the steel columns.

The *b-value* was always below 1, indicating the absence of macro-cracks in the slab. This fact was corroborated by the visual inspection carried out after each seismic simulations. However, a decrease of this index was observed at the onset of the slippage of the reinforcing bars within the concrete, which involves the sudden breakage of the concrete between the ribs of the rebars.

6.2.3. RC frame

Two beam-column connections, one exterior and the other interior, subjected to seismic loads were monitored with AE sensors. The procedure for AE data filtering consisted in the application of the Continuous Wavelet Transform using the same algorithm and approach used for the RC slab. Once again, an excellent correlation between the plastic deformation energy and the AE energy calculated with the reconstructed signals was clearly observed until the onset of yielding of the steel reinforcement. This result corroborates that the AE energy is an appropriate magnitude to evaluate concrete cracking in RC structures subjected to seismic-type dynamic loadings.

The *b* and *ib-value indices* have been calculated using the AE reconstructed signals. Both indices showed similar behaviour for the interior and exterior beam-column junctions, but suggesting a more severe damage for the exterior one. In addition, these results have also suggested that the limits of 1 for *b* and 0,05 for *ib* proposed by previous research for the onset of macroscopic cracks during static or quasi-static tests are not suitable for dynamic loading. Contrarily, this Thesis

proposes the values of 0,8 for b and 0,04 for ib as more appropriate. This statement has been supported by:

- The comparison of the b - and ib -values with a mechanical index, the Inter-story Drift, commonly accepted as a good indicator of the level of damage for reinforced concrete frames subjected to seismic actions.
- The visual inspection of the cracks carried out after each seismic simulation.

A novel damage index, named Wavelet b -value, has been proposed in this Thesis as alternative to the traditional b -value. This index is based on the wavelet energy of the AE signals reconstructed with the Morlet Continuous Wavelet Transform using only the scales assigned to the concrete cracking, instead of the amplitudes of the AE signals as used by the b -value. The Wavelet b -value has shown a much better behaviour than the b -value, just decreasing as the acceleration peak of the seismic simulation increased and properly announcing the existence of macroscopic damage in concrete. It has been stated that Wavelet b -values around 0,8 correspond to the initiation of severe concrete macro-cracks in the vicinity of the connections. This limit value has been consistent with previously reported results, and it has been lower than the value 1 established by previous authors for the case of static or quasi-static tests. This index has shown an excellent correlation with the visual inspection and other well established mechanical damage indices as the maximum inter-story drift and the energy-based damage index proposed by Park and Ang.

7. BIBLIOGRAFÍA

1] BSL. (2009). The building standard law of Japan. Tokyo: The Building Center of Japan.

2] Yuyama, S., Li, ZW., Yoshizawa, M., Tomokiyo, T. & Uomoto, T. (2001). Evaluation of fatigue damage in reinforced concrete slab by acoustic emission. *Nondestructive testing and evaluation international*, 34, 381–387.

3] NCSE-02. (2002). Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (RD 997/2002 de 27 de Septiembre). Madrid: Ministerio de Fomento.

4] McCabe, SL. & Hall, WJ. (1989). Assessment of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*, 115(9), 2166-2183.

5] ASCE/ SEI 31-03. (2002). Seismic evaluation of existing buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.

6] Dolce, M., Kappos, A. & Zuccaro, G. (1994). Report of the EAEE WG: 3 Vulnerability and risk analysis. *10th European Conference on Earthquake Engineering*, 4, 3049-3077. Vienna, Austria.

7] Gopalakrishnan, S., Ruzzene, M., & Hanagud S. (2013). Computational techniques for structural health monitoring. Springer-Verlag, London.

- 8] Laodeno RN. & Yoshida, K. (2013). Non-destructive testing technique. LAP Lambert Academic Publishing, Germany.
- 9] Tatatabai, H., Mehrabi, AB. & Yen, WP. (1998). Bridge stay cable condition assessment using vibration measurement techniques. *Structural Materials Technology III: An NDT conference*, 194-204. San Antonio, Texas.
- 10] Casas, JR. (1994). A combined method for measuring cable forces: The cable-stayed Alamillo bridge, Spain. *Structural Engineering International*, 4(4), 235-240.
- 11] Ghorbanpoor, A., Borchelt, R., & Edwards, M. (2000). Magnetic-Based NDE of prestressed and post-tensioned concrete members- the MFL system- Final rep. No. FHWA-RD-00-026. Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- 12] Sansalone, M. & Street, W. (1995). Use of impact-echo method and field instrument for non-destructive testing of concrete structures. *International symposium ND-Testing in Civil Engineering*, 1, 494-502. Berlin, Alemania.
- 13] Ziehl, P. & ElBatanouny, M. (2015). Low level Acoustic Emission (AE) in the long term monitoring concrete. Acoustic emission and relates non-destructive evaluation techniques in the fracture mechanics of concrete: fundamentals and applications, 217-236. Woodhead Publishing. United Kingdom.
- 14] Ziehl, P. (2008). Applications of acoustic emission evaluation for civil infrastructure. *SPIE Smart Structures and Materials and Non Destructive evaluation and Health Monitoring*, 9. San Diego, CA.
- 15] Ono, K. (2011). Application of acoustic emission for structure diagnosis. *Diagnostyka*, 3-18.
- 16] ASTM E1316. (2014). Standard terminology for nondestructive examinations. American Standard for Testing and Materials, 1-38.
- 17] Gallego, A. & Martinez, E. (2014). Emisión acústica. Niveles 1 y 2. AEND.

- 18] Miller, R. & Hill, E. (2005). Acoustic emission testing, NDT Handbook, 3. American Society for Nondestructive Testing.
- 19] Mangual, J., ElBatanouny, M., Ziehl, P. & Matta, F. (2013). Acoustic-emission-based characterization of corrosion damage in cracked concrete with prestressing strand. *ACI Materials Journal*, 110(1), 89-98.
- 20] El Batanouny, M., Ziehl, P., Larosche, A., Mangual, J. & Matta, F. (2014). Acoustic emission monitoring for assessment of prestressed concrete beams. *Construction and Building Materials*, 58, 46-53.
- 21] Laroche, A., Ziehl, P. & Mangual J. (2015). Damage evaluation of prestressed piles to cast in pace bent cap connections with acoustic emission. *Engineering Structures*, 84, 184-194.
- 22] El Batanouny, M., Larosche, A., Mazzoleni, P., Ziehl, P., Matta, F. & Zappa, E. (2014). Identification of cracking mechanisms in scaled FRP reinforced concrete beams using acoustic emission. *Experimental Mechanics*, 54(1), 69-82.
- 23] Shiotani, T. (2006). Evaluation of long-term stability for rock slope by means of acoustic emission technique. *Nondestructive Testing and Evaluation International*, 39 (3), 217-228.
- 24] Calabrese, L., Campanella, G. & Proverbio, E. (2013). Identification of corrosion mechanisms by univariate and multivariate statistical analysis during long term acoustic emission monitoring on a pre-stressed concrete beam. *Corrosion Science*, 73, 161-171.
- 25] Niri, ED., Farhidzadeh, A. & Salamone, S. (2014). Nonlinear Kalman Filtering for acoustic emission source location in anisotropic panels. *Ultrasonics*, 54(2), 486-501.
- 26] Ono, K. & Ohtsu, M. (2010). Crack classification in concrete based on acoustic emission. *Construction and Building Materials*, 24(12), 2339-2346.

27] Yu, J., Ziehl, P., Matta, F. & Pollock, A. (2013). Acoustic emission detection of fatigue damage in cruciform welded joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 86, 85-91.

28] Abdelrahman, M., El Batanouny, M. & Ziehl, P. (2014). Acoustic emission based damage assessment method for prestressed concrete structures: modified index of damage. *Engineering Structures*, 60, 258-264.

29] Yu, J. & Ziehl, P. (2012). Stable and unstable fatigue prediction for A572 structural steel using acoustic emission. *Journal of Constructional Steel Research*, 77, 173-179.

30] Sagasta, F., Torné, JL., Sánchez, A. & Gallego, A. (2013) Discrimination of acoustic emission signals for damage assessment in a reinforced concrete slab subjected to seismic simulations. *Archives of Acoustics*, 38(3), 303-310.

31] Zitto, ME., Piotrkowski, R., Gallego, A., Sagasta, F. & Benavent-Climent, A. (2015). Damage assessed by wavelet scale bands and b-value in dynamical test of a reinforced concrete slab monitored with acoustic emission. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 60-61, 75-89.

32] Zitto, ME., Piotrkowski, R., Gallego, A. & Sagasta, F. (2012). AE wavelet processing in dynamical tests of a reinforced concrete slab. *Journal of Acoustic Emission*, 30, 64-75.

33] Sagasta, F., Benavent-Climent, A., Fernández-Quirante, T. & Gallego, A. (2014). Modified Gutenberg-Richter coefficient for damage evaluation in reinforced concrete structures subjected to seismic simulations on a shaking table. *Journal of Nondestructive Evaluation*, 33(4), 616-631.

34] Sagasta, F., Zitto, ME., Piotrkowski, R., Benavent-Climent, A. & Gallego, A. (2016). Acoustic emission wavelet energy b-value for damage evaluation in reinforced concrete structures subjected to seismic loadings. Sent to *Mechanical Systems and Signal Processing*.

- 35] Sagasta, F., Morillas, L., Roldán, A., Benavent-Climent, A. & Gallego, A. (2013). Discrimination of AE signals from friction and concrete cracking in a reinforced concrete frame subjected to seismic trainings. *6th ECCOMAS Conference on Smart Structures and Materials SMART2013*. Torino, Italy.
- 36] Sagasta, F. (2011). Filtrado de señales ruidosas de emisión acústica mediante el error cuadrático medio por ventanas. *Proyecto Fin de Máster*. Universidad de Granada, Spain.
- 37] Sagasta, F., Zitto, ME., Piotrkowski, R. & Gallego, A. (2014). A novel wavelet energy b-value of acoustic emissions to evaluate local damage in RC frames subjected to earthquakes, *31 Conference of EWGAE European Working Group on Acoustic Emission*. Dresden, Germany.
- 38] Benavent-Climen, A. (2007). Desarrollo e implementación de la tecnología de los disipadores de energía aplicada al control del daño en construcciones sometidas a terremotos, y su evaluación mediante técnicas avanzadas de tratamiento de señales (DIDETS). *Technical Report, Consejería de Innovación, Ciencia y Empresa*. Junta de Andalucía (Proyectos de Investigación de Excelencia).
- 39] Torres, B. (2009). Estudio experimental de sensores tipo FBG para medir deformaciones y temperaturas en estructuras. *Trabajo de Investigación*. Universidad Politécnica de Valencia, Spain.
- 40] Scruby, CB. (1987). Instrument science and technology, an introduction to acoustic emission. *Journal of Physics E: Scientific Instruments*, 20, 946-953.
- 41] Scruby, CB. (1985). Quantitative acoustic emission techniques. *Nondestructive testing*, 141-210. Chicago, United States.
- 42] Sivodora, A. (2010). Aplicación del método de la emisión acústica en la monitorización de las estructuras de hormigón. *Proyecto Fin de Master*. Universidad Politécnica de Cataluña, Spain.

- 43] Sabio, M. (2000). Estudio y caracterización de la emisión acústica en el hormigón. *Publicación Técnica*. Universidad Nacional de San Juan, Argentina.
- 44] Maji, A. & Sahu, R. (1994). Acoustic emissions from reinforced concrete. *Experimental mechanics*, 12, 379-388.
- 45] Rescalvo, FJ. (2014). Desarrollo y aplicación de un programa de localización tridimensional de fuentes de emisión acústica (AELOC). *Proyecto Fin de Grado*. Universidad de Granada, España.
- 46] Weiler, B. & Mayer, U. (1997). Acoustic emission analysis applied to concrete under different loading conditions. *Otto-Graf-Journal* 8, 255-269.
- 47] Ohtsu, M. & Kawasaki, Y. (2010). Ae-sigma analysis in Brazilian test and accelerated corrosion test of concrete masayasu. *Journal of Acoustic Emission*, 28, 204-214.
- 48] Kosnik, D. (2011). Acoustic emission testing of a difficult-to-reach steel bridge detail. *Journal of Acoustic Emission* 27, 11-17.
- 49] Kaiser, J. (1950). Untersuchungen uber das Auftreten von Gerauschen beim Zugversuch. Doctoral Thesis, Technische Hochschule. Munich, Germany.
- 50] Grandt, AF. (2003). Fundamentals of structural integrity, damage tolerant design and nondestructive evaluation. NJ: John Wiley and Sons Ltd, 426-428.
- 51] Gómez, M. (2012). Fundamentos de la Emisión Acústica. La técnica de Emisión Acústica para diagnóstico de materiales y estructuras. *Publicación Técnica*. Universidad de Granada, España.
- 52] Hatano, H. (1975). Quantitative measurements of acoustic emission related to its microscopic mechanisms. *Journal of Acoustic Emission*, 57, 639-645.
- 53] Clough, RB. (1987). The energetics of acoustic emission source characterization. *Materials Evaluation*, 45, 556-563.

- 54] Baranov, V., Kudryavtsev, E., Sarychev, G. & Schavelin, V. (2007). Acoustic emission in friction. Tribology and interface engineering series, Springer-Verlag, London.
- 55] Kim, H. & Melhelm, H. (2004). Damage detection of structures by wavelet analysis, *Engineering Structures*, 26(3), 347-362.
- 56] Daubechies, I. (1992). Ten lectures in wavelets. Society for industrial and applied mathematics. Philadelphia, United States.
- 57] Farge, M. (1992). Wavelet transforms and their applications to turbulence. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 24, 395-458.
- 58] Torrence, C. & Compo, G. (1998). A practical guide to wavelet analysis. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 79, 61-78.
- 59] Meyers, SD., Kelly, BG. & O'Brien, JJ. (1993). An introduction to wavelet analysis in oceanography and meteorology. *Monthly Weather Review*, 121, 2858-2866.
- 60] Zitto, ME. (2011). Análisis wavelet. *Technical Report*. Universidad de Buenos Aires.
- 61] Shiotani, T., Fujii, K., Aoki, T. & Amou, K. (1994). Evaluation of progressive failure using AE sources and improved b-value on slope model test. *Progress in Acoustic Emission VII. JSNDI*, 529-534, Tokyo, Japan.
- 62] Benavent-Climent, A., Castro, E. & Gallego, A. (2010). Evaluation of low-cycle fatigue damage in RC exterior beam-column subassemblages by acoustic emission. *Construction and Building Materials* 24, 1830-1842.
- 63] Colombo, S., Main, IG., & Ford, MC. (2003). Assessing damage of reinforced concrete beam using b-value analysis of acoustic emission signal. *Journals of Materials in Civil Engineering*, 15, 280-286.

64] Rao, MVMS. & and Prasanna-Lakshmi, KJ. (2005). Analysis of b-value and improved b-value of acoustic emissions accompanying rock fracture. *Current Science*, 89(9), 1577-1582.

65] Hardy, JR. (2003). Acoustic emission, microseismic activity. Principles, techniques, and geotechnical application, 1, 292. A.A. Balkena Publ. USA.

66] Grosse, C., & Ohtsu, M. (2008). Basics and applications of acoustic emission testing in civil engineering. Springer-Verlag, London.

67] Shiotani, T., & Ohtsu, M. (1999). Prediction of slope failure based on AE activity. Acoustic emission: standards and technology update. American section of the international association for testing materials, ASTM STP 1353, 156-172 Philadelphia, United States.

68] Buland, R. (1976). The mechanics of locating earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66(1), 173-187.

69] Mogi, K. (1962). Magnitude frequency relation for elastic shocks accompanying fractures of various materials and some related problems in earthquakes. *Bulletin of Earthquake Research Institute*, 40, 831-853.

70] Sholz, H., (1968). The frequency-magnitude relation of microfracturing in rock and its relation to earthquakes. *Bulletin of Seismological Society of America*, 58(1), 399-415.

71] Shiotani, T., Yuyama, S., Li, ZW. & Ohtsu, M. (2001). Application of AE improved b-value to quantitative evaluation of fracture process in concrete materials. *Journal of Acoustic Emission*, 19, 118-133.

72] EHE-08. (2008). Instrucción de hormigón estructural (RD 1247/2008 de 18 de Julio). Madrid: Ministerio de la Presidencia.

73] JIS A 1132. (2014). Method of making and curing concrete specimens. Tokyo: Japan Concrete Institute Standard.

74] Morillas, L. (2013). Proyecto sismorresistente basado en prestaciones utilizando métodos energéticos aplicados a pórticos con sistemas de control pasivo. PhD Thesis, Universidad de Granada.

75] Escolano-Margarit, D. (2013). Respuesta sísmica de estructuras nuevas de hormigón armado: soluciones convencionales frente a sistemas innovativos de disipación pasiva de energía. PhD Thesis, Universidad de Granada.

76] Gallego, A., Benavent-Climent, A. & Infantes, C. (2011). Health monitoring of reinforced concrete slabs subjected to earthquake-type dynamic loading via measurement and analysis of acoustic emission signals. *Smart Structures and Systems*, 8(4), 385-398.

77] Benavent-Climent, A., Morillas, L. & Escolano-Margarit, D. (2012). Seismic assessment and energy dissipation in ordinary RC frames designed according to Spain's seismic code. *Issues on Mechanical and Civil Engineering: A symposium to honour Professor Enrique Alarcón*. UPM Press, Madrid, Spain.

78] Benavent-Climent, A., Escolano-Margarit, D. & Morillas, L. (2014). Shake-table tests of a reinforced concrete frame designed following modern codes: seismic performance and damage evaluation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43, 791–810.

79] Benavent-Climent, A., Gallego, A. & Vico, JM. (2011). An acoustic emission energy index for damage evaluation of reinforced concrete slabs under seismic loads. *Structural Health Monitoring*, 11(1), 69-81.

80] Benavent-Climent, A., Castro, E. & Gallego, A. (2009). AE monitoring for damage assessment of RC exterior beam-column subassemblages subjected to cycling loading. *Structural Health Monitoring*, 8, 175-189.

81] Vidya-Sagar, R., Raghu-Prasad, BK. & Shantha-Kumar, S. (2012). An experimental study on cracking evolution in concrete and cement mortar by the

b-value analysis of acoustic emission technique. *Cement and Concrete Research*, 42, 1094-1104.

82] Carpinteri, A., Lacidogna, J. & Puzzi, S. (2009). From criticality to final collapse: The evolution of the b-value from 1.5 to 1. *Chaos, Solitons and Fractals*, 41, 843-853.

83] Benavent-Climent, A., Zamora-Sánchez, D. & Gil-Villaverde, FJ. (2012). Experimental study on the effective width of flat slab structures under dynamic seismic loading. *Engineering Structures*, 40, 361-370.

84] Fernández-Quirante. (2013). Evaluación de daño en estructuras de hormigón armado sometidas a sismos mediante los índices b e ib. *Proyecto Fin de Grado*. Universidad de Granada, España.

85] Park, YJ. & Ang, AHS. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4), 722-739.

86] EN 1998-3:2005. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: assessment and retrofitting of buildings. Brussels: European Committee for Standardization.

8.

ANEXO: HORMIGÓN ARGOGET HAC-25

8.1. Características

El hormigón ARGOGET HAC-25 de la casa comercial *ARGOS Derivados del Cemento* se corresponde con un hormigón fluido con características autocompactantes formulado a base de cemento blanco BL II/A-LL 52,5R, aditivos especiales y áridos seleccionados, que posee una consistencia fluida sin segregación y una óptima capacidad de relleno. Es un producto libre de sustancias agresivas para el hormigón y para el acero.

ARGOCRET HAC-25 (véanse sus datos técnicos en la Tabla 8.1) sirve para realizar la mayor parte de los elementos estructurales que se construyen habitualmente (muros, vigas, pilares, forjados, losas, etc.). Para su elaboración se siguió el siguiente procedimiento:

- Se amasó con agua mecánicamente hasta que se obtuvo una consistencia fluida (12-13% de agua aproximadamente).
- Después de la mezcla, se rellenó el hueco previsto vertiendo la pasta del material.

Tabla 8.1: Datos técnicos del hormigón autocompactante AGGOGET HAC-25.

| Datos técnicos | |
|---|---|
| Nomenclatura (<i>según EHE 2008 "hormigón autocompactante"</i>) | HA-25/AC-E1/8/IIA |
| Ensayo de escurrimiento (<i>según norma UNE 83361</i>) | $T_{50} = 6 \text{ s} / D_r = 560 \text{ mm}$ |
| Ensayo de embudo en "V" (<i>según norma UNE 83364</i>) | $T_v = 12 \text{ s}$ |
| Densidad aparente en polvo | $1,8 \pm 0,1 \text{ g/cm}^3$ |
| Densidad aparente en fresco | $2,2 \pm 0,1 \text{ g/cm}^3$ |
| Agua de amasado | 12-13% |
| Resistencia a compresión (<i>a 28 días</i>) | $< 25,0 \text{ N/mm}^2$ |

8.2. Ensayos

La Tabla 8.2. indica los diferentes ensayos realizados al hormigón con el que se ha elaborado el modelo de ensayo.

Tabla 8.2: Características medidas en los ensayos realizados al hormigón.

| Método | Norma | Características medidas |
|-----------------|--------------|---|
| Escurrecimiento | UNE 83361 | Fluidez Secundariamente permite verificar: Resistencia a la segregación y exudación (estabilidad) Resistencia a la migración del aire |
| Embudo en "V" | UNE 83364 | Viscosidad Estabilidad (en ensayo a 5 minutos) |
| Resistencia | UNE 12390 | Resistencia a compresión |

Las especificaciones generales para las características de autocompactabilidad del hormigón se indican en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3: Especificaciones de los hormigones autocompactantes.

| Ensayo | Parámetro medido | Rango admisible | |
|---------------|------------------|-----------------|--------|
| | | Mínimo | Máximo |
| Escurrimiento | T_{50} (s) | 2 | 8 |
| | d_f (mm) | 550 | 880 |
| Embudo en “V” | TV (s) | 4 | 20 |

8.2.1. Ensayo de hormigón fresco: escurrimiento

En este ensayo se especifica un método para caracterizar la fluidez del hormigón autocompactante en estado fresco, en cuya composición no intervengan áridos de tamaño máximo superior a 25 mm, mediante la determinación del tiempo de escurrimiento medidos al dejar fluir el hormigón libremente tras introducirlo en un molde en forma de tronco de cono.

La toma de muestras se realizó siguiendo la normativa UNE-EN 12350-1.

El ensayo de asentamiento se ejecutó según la norma UNE-EN 12350-2.

- **Procedimiento según la norma**

El hormigón se verterá en una bandeja plana, de construcción rígida, con una superficie metálica de aproximadamente 850 x 850 mm², no atacable por la pasta de cemento. El centro de la bandeja se encontrará grabado con unas líneas paralelas a los bordes de la bandeja y con al menos dos círculos centrales concéntricos de (200 ± 1) mm y (500 ± 1) mm de diámetro.

Se coloca la bandeja sobre una superficie plana y horizontal libre de vibraciones o sacudidas externas. Se humedecen la bandeja y el molde inmediatamente antes del ensayo, sin dejar agua libre.

Se sitúa el molde centrado sobre la bandeja ayudándose de una marca circular de (200 ± 1) mm de diámetro y se mantiene en posición presionando las asas. A continuación se eleva verticalmente el molde, tirando de las asas. Esta operación debe realizarse de forma continua en un tiempo comprendido entre 2 y 3 s. En el

momento de levantar el molde y de manera simultánea, se acciona un cronómetro y se detiene cuando la masa alcanza visualmente la marca de 500 mm de diámetro. Una vez cesa completamente el movimiento del hormigón, se miden con la regla los diámetros finales alcanzados por éste en dos direcciones perpendiculares, d_{f1} y d_{f2} (véase la Figura 8.1). El volumen de la muestra fue de 10 l de hormigón fresco.

El ensayo se considera correctamente ejecutado si la diferencia entre los dos diámetros d_{f1} y d_{f2} es menor o igual a 50 mm.

Se observa detenidamente si se produce segregación, así como la posible exudación de la pasta en la zona perimetral, o la mayor concentración de árido grueso en la zona central de la masa de hormigón. El tiempo empleado en la toma de muestras, nivelación y enrasado del hormigón no debe superar los 3 minutos.



Figura 8.1: Izqda.: Ensayo de escurrimiento. Dcha.: Comprobación de la medida en el ensayo de escurrimiento.

- **Resultados obtenidos en el ensayo**

El escurrimiento, d_f , es el valor resultante de $(d_{f1} + d_{f2})/2$, redondeado a los 5 mm.

El tiempo de escurrimiento, T_{50} , es el tiempo empleado en alcanzar el diámetro de 500 mm.

Dentro de las distintas etapas de hormigonado del modelo de ensayo (zapatas, pilares, forjado, pilares superiores), sólo se muestran los resultados del ensayo de

escurrimiento pertenecientes a las amasadas de los pilares superiores. Se realizaron dos amasadas, cada una se correspondió con dos pilares. Los valores se representan en la Tabla 8.4.

Tabla 8.4: Valores obtenidos del ensayo de escurrimiento.

| Ensayo | Valores a medir | Amasada 1 | Amasada 2 |
|-----------------|------------------------|------------------|------------------|
| Escurrecimiento | T_{50} (s) | 2,20 | 2,00 |
| | d_f (mm) | 720 | 785 |

Como puede verse, se cumple la normativa UNE 83361 en todas las amasadas.

8.2.2. Ensayo de hormigón fresco, método del embudo en “V”

- **Procedimiento según la norma**

En este ensayo se especifica un método para determinar el tiempo de flujo del hormigón autocompactante en estado fresco, en cuya composición no intervengan áridos de tamaño máximo superior a 25 mm, cuando desliza dentro de un molde con forma de V.

La toma de muestras se realizará siguiendo la norma UNE-EN 12350-1.

Este método se realizará con un embudo en “V” fabricado con un material no atacable por la pasta de cemento, no absorbente y con rigidez suficiente para no deformarse una vez lleno.

Las dimensiones interiores del embudo tienen que cumplir las siguientes medidas:

- Boca superior: $(515 \pm 1) \times (75 \pm 1) \text{ mm}^2$.
- Boca inferior: $(65 \pm 1) \times (75 \pm 1) \text{ mm}^2$.
- Altura de la V: $(450 \pm 1) \text{ mm}$.
- Longitud del conducto de salida: $(150 \pm 1) \text{ mm}$.

En la Figura 8.2 se observa el embudo que se fabricó *in situ* para realizar el ensayo.



Figura 8.2: Ensayo del embudo.

Se coloca el embudo sobre su soporte, asegurándose de que descansa sobre una superficie horizontal, libre de vibraciones o sacudidas externas, con sus aperturas en el plano horizontal. Se humedecen con un paño las caras interiores inmediatamente antes del ensayo, sin dejar agua libre.

Se comprueba que el sistema de cierre funciona correctamente, está asegurado y no deja escapar el hormigón.

Se llena el molde de una sola vez, se enrasa el hormigón con el borde superior. Se coloca bajo el embudo el recipiente para recoger el hormigón. El volumen de la muestra debe ser de, al menos, 13 l de hormigón fresco.

Transcurridos 10 s después del enrasado, se abre el dispositivo de cierre. Se acciona el cronómetro en el momento de abrir el cierre y se detiene cuando se vacía el embudo, considerando este momento como el instante en el que el operador, observando el flujo desde la parte superior del embudo, vislumbra la luz a través de la boca inferior del mismo.

El tiempo empleado en la toma de muestras, llenado del embudo y enrasado del hormigón no debe superar los 3 minutos.

- **Resultado del ensayo realizado**

El tiempo de flujo, T_v , es el tiempo que tardó en vaciarse el embudo, medido en segundos.

Dentro de las distintas etapas de hormigonado del modelo de ensayo (zapatas, pilares, forjado, pilares superiores), sólo se muestran los resultados del ensayo del embudo perteneciente a las amasadas de los pilares superiores. Para rellenar los pilares superiores se realizaron dos amasadas. Cada una se corresponde con dos pilares. Los resultados se recogen en Tabla 8.5.

Tabla 8.5: Resultados del ensayo del embudo en “V”.

| Embudo en “V” | T_v (s) |
|----------------------|-----------------------------|
| Amasada 1 | 4,90 |
| Amasada 2 | 4,26 |

Como puede verse, se cumple la normativa UNE 83364 en todas las amasadas.

8.2.3. Ensayo de hormigón endurecido, rotura a compresión

En este ensayo se especifica un método para la determinación de la resistencia a compresión de probetas de hormigón endurecido y la forma, dimensiones y tolerancias de probetas de hormigón cúbicas, cilíndricas y prismáticas.

- **Forma y dimensiones de las probetas según normativa**

Para cada forma de probeta de ensayo, cúbica, cilíndrica y prismática, la dimensión principal d se debería elegir para que sea al menos tres veces y medio el tamaño nominal del árido en el hormigón.

Se define dimensión nominal como la descripción de la dimensión norma dentro del rango permitido de dimensiones nominales, y dimensión designada como la dimensión de la probeta, seleccionada y declarada por el usuario de esta norma dentro del rango permitido por las dimensiones nominales. Las dimensiones designadas no deberán diferir de las dimensiones nominales (véase la Figura 8.3).

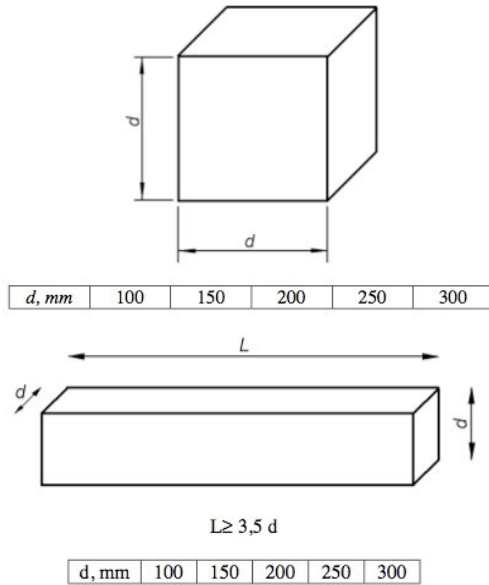


Figura 8.3: Dimensiones nominales para probeta: Izqda.: Cúbica. Dcha.: Prismática.

El tamaño designado para las probetas fue de $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ y $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ para las probetas cúbicas y prismáticas respectivamente. En la Figura 8.4 se pueden apreciar los moldes en la fase de hormigonado.



Figura 8.4: Hormigonado de probetas. Izqda.: Cúbicas. Dcha.: Prismáticas.

- **Fundamento del ensayo**

Las probetas se comprimen hasta la rotura en una máquina de ensayos de compresión conforme a la Norma EN 12390-4. Se registra la máxima carga alcanzada por la probeta y se calcula la resistencia a compresión del hormigón. En la Figura 8.5 se puede ver la máquina de ensayos a compresión de la casa comercial *Ibertest* con una probeta cúbica de hormigón instrumentada con sensores de EA.



Figura 8.5: Izqda.: Máquina de la casa comercial *Ibertest* para ensayos a compresión. Dcha.: Probeta cúbica de hormigón instrumentada con EA.

- **Procedimiento según la norma**

Se seca el exceso de humedad de la superficie de la probeta antes de ponerla en la máquina de ensayos. Se secan los platos de carga de la máquina, debiendo eliminarse cualquier resto de gravilla u otro material extraño de las superficies de la probeta que han de estar en contacto con los platos. En las prensas con dos columnas, las probetas cúbicas deberían situarse con la cara rugosa enfrente de una de ellas. Se selecciona una velocidad de carga constante dentro del rango de 0,2 MPa/s ($\text{N}/\text{mm}^2 \cdot \text{s}$) a 1,00 MPa/s ($\text{N}/\text{mm}^2 \cdot \text{s}$). Se aplica la carga a la probeta sin choques y se incrementa continuamente, a la velocidad seleccionada $\pm 10\%$, hasta que no se pueda soportar más carga.

- **Valoración del tipo de rotura**

En la Figura 8.6 se dan ejemplos de rotura de probetas mostrando cuando las roturas son satisfactorias y cuando no.

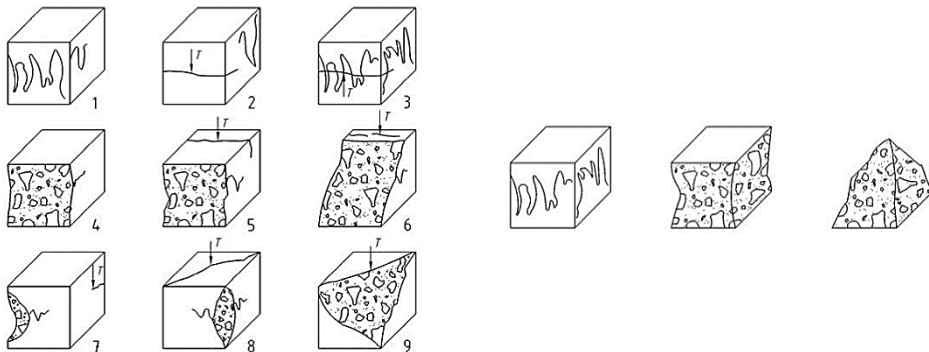


Figura 8.6: Ejemplos de roturas en probetas cúbicas. Izqda.: No satisfactorias. Dcha.: Satisfactorias. (NOTA: T = Líneas de rotura).

Es la Figura 8.7 se representan dos imágenes del estado final de varias probetas después de ser sometidas al ensayo de rotura a compresión en la máquina de ensayos. La imagen de la izquierda muestra una rotura satisfactoria. Por el contrario, en la imagen de la derecha se puede ver una rotura no satisfactoria.



Figura 8.7: Ejemplos de rotura de probetas cúbicas. Izqda.: Satisfactoria. Dcha.: No satisfactoria.

- **Expresión de los resultados**

La resistencia a compresión f_c viene dada por la ecuación:

$$f_c = \frac{F}{A_c}, \quad (8.1)$$

donde F es la carga máxima en rotura y A_c es el área transversal de la probeta sobre la que actúa la fuerza de compresión.

Los resultados que se obtuvieron en las tres probetas del hormigón utilizado en los pilares superiores se muestran en la Tabla 8.6.

Tabla 8.6: valores de los ensayos de rotura a compresión obtenidos en las probetas cúbicas de los pilares superiores.

| Días de curación | Nº de probeta | Valor obtenido | Corrección | Valor final |
|------------------|---------------|----------------|------------|-------------|
| 7 días | Probeta 1 | 34,00 | 0,90 | 30,50 MPa |
| | Probeta 2 | 35,50 | 0,90 | 32,00 MPa |
| | Probeta 3 | 33,50 | 0,90 | 30,00 MPa |
| | Probeta 4 | 33,00 | 0,90 | 30,00 MPa |
| 28 días | Probeta 1 | 43,00 | 0,90 | 43,00 MPa |
| | Probeta 2 | 48,50 | 0,90 | 46,00 MPa |
| | Probeta 3 | 51,00 | 0,90 | 43,00 MPa |
| | Probeta 4 | 43,00 | 0,90 | 38,50 MPa |

Como puede verse, se cumple la normativa UNE 12390 para todas las probetas cúbicas.