



UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Programa de Doctorado en Ingeniería Sísmica y
Dinámica Estructural

Daño sísmico y propiedades modales en estructuras de edificación

Tesis presentada para obtener el título de Doctor por la
Universitat Politècnica de Catalunya

Por:

Rodrigo Esteban Alva Bañuelos

Directores:

Lluís Pujades Beneit

José Ramón González-Drigo

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Barcelona, Julio 2021

A mis padres

Agradecimientos

A mis padres, por el apoyo y cariño incondicional, y por todos los sacrificios que han hecho para que pudiera llegar a donde estoy y ser quien soy.

A mis tutores, Lluís y Ramón, por su sabiduría y su valioso tiempo, por ser mi guía, por su confianza y por siempre empujarme a mejorar y salir adelante.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y a todos los mexicanos por el apoyo económico para llevar a cabo mis estudios.

A Marta, por su cariño y por estar siempre a mi lado preocupándose por mí, orientándome y animándome a salir adelante.

A mi familia de México y Barcelona, por todo el cariño, atención y apoyo.

A Luis, Yeudy y Miguel por su amistad, por sus consejos y por siempre motivarme a continuar.

A Luis Bozzo, por darme la oportunidad de desarrollarme en Barcelona.

Al profesor Jorge Ávila, por encaminarme y motivarme a ser un buen Ingeniero.

A Jorgito y Andrea por gran amistad y todos los buenos momentos que he pasado a su lado.

A Rodolfo y DIP, por su amistad y por su contribución a esta tesis.

A mis amigos de México y Barcelona, por su amistad y todos los buenos momentos.

A Diego y Sergio, que fueron los primeros en ayudarme en esta etapa de mi vida

A María y Mau, por siempre hacer mi estancia en la universidad más amena.

A las venezolanas, por darme un cálido recibimiento al llegar a Barcelona.

Al Gallito Inglés, por su gran amistad a pesar de la distancia.

A Chaps, el Güero, Chul y Rox, que me hacen saber que la amistad no tiene fronteras.

Y finalmente, pero sin restar importancia, agradezco a todas las demás personas que han formado parte de mi vida, sin ustedes no sería el mismo de hoy.

Resumen

En la gestión de una emergencia post-sísmica el tiempo requerido para inspeccionar las estructuras dañadas tiene una repercusión directa en las consecuencias sociales y económicas del sismo, las cuales pueden llegar a ser catastróficas. Desarrollar herramientas que faciliten la tarea de inspección resulta de gran interés para reducir los impactos de los eventos sísmicos e incrementar la resiliencia de las ciudades. En este trabajo se estudian las bases de una metodología de diagnóstico de daño estructural, la cual contribuya a tomar decisiones más rápidas y objetivas sobre la seguridad y reocupación de las edificaciones después de un sismo. Se propone estimar el daño en las edificaciones a partir del cambio en las propiedades dinámicas de las mismas. Este concepto está bien establecido, pero su uso carece de un propósito explícito y práctico de evaluación del daño. En este sentido, se hace uso del *análisis modal operacional* con nuevas técnicas de medición sin contacto. En la primera parte de esta tesis se estudia la viabilidad de estimar las propiedades modales en distintas tipologías de edificios por medio de una innovadora técnica de teledetección, basada en el Radar de Apertura Real (RAR). Para mejorar la calidad de las mediciones, se exploran técnicas novedosas de análisis de señales y fusión de datos. Los resultados son contrastados con los obtenidos de técnicas convencionales de medición con contacto. La segunda parte se centra en la evaluación de daño estructural y su relación con las propiedades modales de la estructura. Específicamente, se investiga el incremento del periodo fundamental en un edificio de tipología común en España, inducido por la degradación de rigidez debida al daño estructural. Finalmente se discuten las principales ventajas y limitaciones de las distintas técnicas de medición, así como del incremento de periodo estructural como indicador de daño. Una conclusión relevante es que la tecnología RAR puede llegar a ser una herramienta de gran utilidad después de un terremoto. Esta técnica permite la identificación de parámetros modales, no solo de estructuras altas y flexibles, sino también de edificaciones más rígidas de mediana altura, sin la necesidad de acceder a la estructura. Por lo tanto, se puede reducir el tiempo y costo de las evaluaciones, además de eliminar el riesgo que representa entrar en una estructura dañada. Cabe mencionar que estas herramientas no solo serían útiles en la fase de emergencia post-sismo, donde la rapidez de la evaluación es fundamental, sino también en las etapas siguientes de evaluación de daño y con otros propósitos, tales como el monitoreo de la salud estructural y la calibración de modelos numéricos.

Abstract

The time required to inspect damaged structures after an earthquake has a direct impact on the social and economic consequences of the event, which can be catastrophic. Developing tools to aid the inspection task is of great interest to reduce the impacts of seismic events and increase the resilience of cities. In this work, we study the basis of a methodology for structural damage diagnosis, which contributes to make faster and more objective decisions about the safety and reoccupation of buildings after an earthquake. It is proposed to estimate the damage in buildings from the change in their dynamic properties. This concept is well established, but its use lacks an explicit and practical purpose of damage assessment. In this regard, we explore new remote sensing techniques for operational modal analysis. In the first part of this thesis, we study feasibility of estimating modal properties in different building types by means of an innovative remote sensing technique, based on Real Aperture Radar (RAR). To improve the quality of the measurements, novel signal analysis and data fusion techniques are explored. The results are contrasted with those obtained from conventional in-contact sensing techniques. The second part of the thesis focuses on the evaluation of structural damage and its relationship with the modal properties of the structure. Specifically, the increase of the fundamental period induced by stiffness degradation due to structural damage is investigated. Finally, the main advantages and disadvantages of the different measurement techniques are discussed, as well as the increase of the structural period as a damage indicator. A relevant conclusion is that RAR technology can become a very useful tool after an earthquake. This technique allows the identification of modal parameters, not only of tall and flexible structures, but also of low- to medium-rise buildings, without the need to access the structure. Therefore, the time and cost of evaluations can be reduced, in addition to removing the risk of entering a damaged structure. It is worth mentioning that these tools would not only be useful in the post-earthquake emergency phase, where speed of assessment is critical, but also in the subsequent stages of damage assessment and for other purposes, such as structural health monitoring and numerical model calibration.

Índice

RESUMEN	VII
ABSTRACT	IX
ÍNDICE	XI
LISTA DE FIGURAS.....	XVII
LISTA DE TABLAS.....	XXV
LISTA DE ABREVIATURAS.....	XXVII
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 MOTIVACIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	3
1.3 OBJETIVOS	5
1.3.1 <i>Objetivo General</i>	5
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i>	5
1.4 ASPECTOS METODOLÓGICOS	6
1.4.1 <i>Medidas de vibración y monitoreo estructural</i>	6
1.4.2 <i>Estructuras sanas y estructuras dañadas</i>	8
1.5 ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	10
2 ESTADO DEL ARTE	13
2.1 INTRODUCCIÓN	13
2.1.1 <i>El SHM (structural Health Monitoring)</i>	13
2.1.2 <i>Medidas de la respuesta estructural</i>	17
2.2 DAÑO ESTRUCTURAL	20
2.2.1 <i>Los estados de daño</i>	20
2.2.2 <i>Los índices de daño</i>	21
2.2.3 <i>Evaluación post-sísmica (inspección visual)</i>	23
2.2.4 <i>Evaluación de daño basada en desplazamiento</i>	28
2.2.5 <i>Indicadores de daño en SHM</i>	30
2.3 MEDIDAS DE VIBRACIÓN DE EDIFICIOS	33
2.3.1 <i>Medidas convencionales</i>	34
2.3.2 <i>Medidas remotas</i>	35
2.4 RESUMEN Y CONCLUSIÓN.....	35

3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	39
3.1	INTRODUCCIÓN	39
3.2	ANÁLISIS MODAL	40
3.3	ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL	43
3.3.1	<i>Curvas y espectros de capacidad</i>	44
3.3.2	<i>La demanda sísmica</i>	47
3.3.3	<i>Desempeño estructural</i>	51
3.3.4	<i>El daño</i>	54
3.3.5	<i>Curvas de fragilidad</i>	55
3.3.6	<i>Estado de daño medio</i>	57
3.3.7	<i>Influencia del daño en el periodo estructural</i>	58
3.3.8	<i>Nuevo modelo de daño compuesto</i>	59
3.4	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	64
3.4.1	<i>Análisis dinámico no-lineal</i>	65
3.5	RESUMEN Y CONCLUSIONES	66
4	ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL (OMA).....	69
4.1	INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA	69
4.2	LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	70
4.2.1	<i>Movimiento fuerte y movimiento débil</i>	70
4.3	MEDIDA DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANTE VIBRACIÓN AMBIENTAL. EJEMPLO EN DOS EDIFICIOS DE BARCELONA	72
4.3.1	<i>Instrumentación</i>	73
4.3.2	<i>Medidas desde dentro (aceleración) y desde fuera (desplazamiento)</i>	75
4.3.3	<i>Reflexiones sobre las medidas</i>	77
4.4	RESUMEN Y CONCLUSIONES	85
5	ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE SEÑALES TEMPORALES	87
5.1	INTRODUCCIÓN	87
5.2	CONCEPTOS BÁSICOS	87
5.2.1	<i>Vibración y análisis de frecuencia</i>	87
5.2.2	<i>Transformada de Fourier</i>	88
5.2.3	<i>Densidad espectral de potencia</i>	89
5.2.4	<i>Otras herramientas para el análisis de señales</i>	92

5.3	IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS MODALES	99
5.3.1	<i>Frecuencias propias</i>	99
5.3.2	<i>Formas modales</i>	103
5.4	RESUMEN Y CONCLUSIONES	106
6	LORCA 2011. EL EDIFICO DE LA VIÑA. PARTE I. ANÁLISIS	
	ESTRUCTURAL COMPUTACIONAL.	109
6.1	EL SISMO DE LORCA	109
6.1.1	<i>Causas y efectos del terremoto</i>	109
6.1.2	<i>Definición de la acción</i>	110
6.2	EL EDIFICIO	116
6.2.1	<i>Ubicación</i>	116
6.2.2	<i>Reflexiones sobre los elementos no estructurales</i>	117
6.2.3	<i>Modelado del edificio</i>	118
6.3	ANÁLISIS MODAL	124
6.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL	128
6.5	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	130
6.5.1	<i>Incremento del periodo fundamental con el daño</i>	131
6.6	ANÁLISIS DE FRAGILIDAD Y DAÑO ESPERADO	132
6.6.1	<i>Curvas de fragilidad y daño medio basadas en la propuesta del proyecto Risk-UE</i>	133
6.6.2	<i>Curvas de fragilidad y daño medio basadas en el Índice de daño de Pujades et al. (2015)</i>	140
6.6.3	<i>Curvas de fragilidad y daño medio basadas en el modelo de daño compuesto</i>	144
6.7	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	153
6.7.1	<i>Capacidad y desempeño</i>	153
6.7.2	<i>Incremento del periodo fundamental con el daño</i>	154
6.7.3	<i>Daño esperado</i>	155
6.8	RESUMEN Y CONCLUSIONES	157
6.8.1	<i>Resumen</i>	157
6.8.2	<i>Conclusiones</i>	158
7	LORCA 2011. EL EDIFICO DE LA VIÑA. PARTE II. ANÁLISIS	
	ESTRUCTURAL OBSERVACIONAL.....	163

7.1	DAÑOS OBSERVADOS EN EL EDIFICIO. ESTADO DE DAÑO ASIGNADO	163
7.1.1	<i>Daños estructurales</i>	163
7.1.2	<i>Daños no-estructurales</i>	163
7.2	LA CAMPAÑA DE CAMPO	164
7.2.1	<i>Medidas de aceleración</i>	165
7.2.2	<i>Resultados de las medidas de aceleración</i>	168
7.2.3	<i>Medidas de desplazamiento desde fuera del edificio</i>	176
7.2.4	<i>Resultados obtenidos con RAR</i>	180
7.2.5	<i>Comparación de resultados</i>	188
7.3	ESTIMACIÓN RÁPIDA DE DAÑO Y COSTOS DE REPARACIÓN	192
7.3.1	<i>El periodo fundamental como indicador de daño</i>	193
7.3.2	<i>Estimación rápida de costos de reparación</i>	196
7.4	RESUMEN	199
7.4.1	<i>Comparación observacional-computacional</i>	200
7.4.2	<i>Ventajas y limitaciones</i>	201
7.5	CONCLUSIONES	204

8 SÍNTESIS DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 205

8.1	SOBRE EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPUTACIONAL.	206
8.1.1	<i>Contribución de elementos no-estructurales</i>	209
8.1.2	<i>Periodos y formas modales</i>	211
8.1.3	<i>Capacidad</i>	211
8.1.4	<i>Incremento del periodo con el daño</i>	211
8.1.5	<i>Fragilidad y daño esperado</i>	212
8.2	SOBRE EL ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL	213
8.2.1	<i>El análisis y tratamiento de señales temporales</i>	214
8.3	COMPARACIÓN OBSERVACIONAL-COMPUTACIONAL	216
8.4	SOBRE LA DE DETECCIÓN DE DAÑO Y ESTIMACIÓN DEL COSTO DE REPARACIÓN A PARTIR DE MEDIDAS REMOTAS	217
8.5	VENTAJAS Y LIMITACIONES.....	221
8.5.1	<i>Del análisis computacional</i>	221
8.5.2	<i>De las medidas de aceleración desde el interior del edificio</i>	221
8.5.3	<i>De las medidas desde el exterior</i>	222
8.5.4	<i>De la tecnología RAR</i>	223

8.6	RECOMENDACIONES.....	225
9	LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS.....	227
9.1	ESTUDIAR EL PROBLEMA DESDE UN PUNTO DE VISTA PROBABILÍSTICO	227
9.2	VALIDAR LA TÉCNICA DE RAR EN ESTRUCTURAS CON DIFERENTES NIVELES Y TIPOS DE DAÑO.....	228
9.3	USO DE TÉCNICAS MODERNAS DE FUSIÓN DE DATOS EN MEDICIONES SINCRONIZADAS DE RAR	229
	ANEXOS	231
	ANEXO A. ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES DEL EDIFICIO LA VIÑA	231
	ANEXO B. ESPECIFICACIONES DE VIGAS Y COLUMNAS.....	232
	ANEXO C. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	233
	ANEXO D. DETALLE DE VIGAS DE SECCIÓN MIXTA.....	234
	ANEXO E. MODELO DE DIAGONALES EQUIVALENTES (PANAGIOTAKOS Y FARDIS, 1996, 1997)	235
	ANEXO F. REPORTE DE DAÑO DEL EDIFICIO DE LA VIÑA.....	238
	ANEXO G. RESULTADOS INDIVIDUALES DE CPSD PARA CADA COMBINACIÓN DE SEÑALES.....	239
	ANEXO H. RESULTADOS DE CPSD MEDIA POR CANAL DE ACELERACIÓN.....	240
	ANEXO I. MATRIZ DE MSC ENTRE LAS COMBINACIONES DE SEÑALES.....	241
	ANEXO J. RESULTADOS DE COHERENCIA MEDIA POR CANAL DE ACELERACIÓN	242
	ANEXO K. PROCESO DE ADQUISICIÓN DE SEÑALES RAR.....	243
	ANEXO L. MATRIZ CPSD ENTRE LAS COMBINACIONES DE SEÑALES RAR	244
	ANEXO M. MATRIZ DE MSC ENTRE LAS COMBINACIONES DE SEÑALES RAR	245
	REFERENCIAS	247

Lista de figuras

Figura 1-1. Número de inspecciones estructurales diarias (línea continua) y cumulativas (línea discontinua) después del sismo de L’Aquila, Italia (2009) (Dolce y Goretti, 2015)	2
Figura 2-1. Principales métodos de SHM.....	14
Figura 2-2. Clasificación de los métodos de SHM basados en frecuencias naturales.	15
Figura 2-3. Etiquetas de evaluación post-sísmica para edificios revisados según el ATC-20 Rojah (2005).....	26
Figura 3-1. Sistema idealizado de un grado de libertad (SDOF) (a) componentes básicos; (b) fuerzas en equilibrio	41
Figura 3-2. Curva de capacidad (izquierda) generada a partir de las distintas etapas del análisis estático no-lineal (derecha), los círculos representan la formación de rótulas plásticas. (d_y y F_y se refieren al punto de cedencia y d_{col} y F_{col} al punto de capacidad última o de colapso.....	45
Figura 3-3. Espectro de capacidad en formato ADRS (CS) y representación bilineal (BL), ver descripción en el texto.....	46
Figura 3-4. Comparativa de los espectros elásticos de diseño de acuerdo al NCSE-02 para suelos tipo I y II y los espectros de respuesta 5% amortiguada de los registros E30°N y N30°W del sismo de Lorca 2011 (Cabañas et al. 2014).	51
Figura 3-5. Representación de espectros de respuesta en formato $Sa - T$ (izquierda) y formato ADRS o $Sd - T$ (derecha). (ver descripción en el texto).....	53
Figura 3-6. Aproximación lineal equivalente (ALE) en el formato espectral T-Sd (ver descripción en el texto).....	54
Figura 3-7. Ejemplo de curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral (ver descripción en el texto).....	57
Figura 3-8. Ejemplo de probabilidades de ocurrencia de los estados de daño e índice de daño normalizado en función del desplazamiento espectral (a) y del incremento de periodo fundamental (b).	59
Figura 3-9. Esquema del nivel de desempeño de elementos estructurales de hormigón armado (vigas y columnas) de acuerdo al FEMA-356 (2000).	61
Figura 3-10. Definición de umbrales de daño de acuerdo al nivel de desempeño de elementos no-estructurales Panagiotakos y Fardis (1996).....	63

Figura 4-1. Edificio “A” en color rojo y edificio “B” en color azul. Vista tri-dimensional (arriba) y vista en planta (abajo). (Imágenes: Google (2019))	73
Figura 4-2. Registros temporales de aceleración para el edificio A (arriba) y B (abajo) filtrados entre 0.5 y 10 Hz.	76
Figura 4-3. Registros temporales de desplazamiento para el edificio A (arriba) y B (abajo) filtrados entre 0.5 y 10 Hz.	77
Figura 4-4. Efecto de la variación de la temperatura en el periodo del modo 1 (Boroschek et al., 2014). Ver descripción en el texto.....	79
Figura 4-5. Amplitud de oscilaciones de aceleración, velocidad y desplazamiento en función de la frecuencia (Pujades, 2019, comunicación personal).	84
Figura 5-1. Ejemplo de señales temporales (a) y densidades espectrales de potencia (b) (ver descripción en el texto).....	91
Figura 5-2. Fragmento de la señal temporal S_3 (a) y densidad espectral de potencia (b) de la señal S_3 por medio del método de Welch.	93
Figura 5-3. Espectrograma de la señal S_3 (ver descripción en el texto).	93
Figura 5-4. Densidad espectral cruzada de potencia entre las señales S_1 y S_2	95
Figura 5-5. Espectro de coherencia entre las señales S_1 y S_2	96
Figura 5-6. Fragmento de 5 s de las señales sinusoidales del ejemplo (a) y densidades espectrales de potencia de las señales (b).	98
Figura 5-7. Coherencia múltiple entre la señal S_0 y las señales S_1 , S_2 y S_3	99
Figura 5-8. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de aceleración para ambas direcciones de la estructura A.....	101
Figura 5-9. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de aceleración para ambas direcciones de la estructura B.....	101
Figura 5-10. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de desplazamiento de los Rbin 128 y Rbin 138 de la estructura A.	102
Figura 5-11. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de desplazamiento de los Rbin 128 y Rbin 138 de la estructura B.....	102
Figura 5-12. Movimiento de partícula de los registros completos de aceleración para el edificio A (a) y para el edificio B (b). La línea roja continua indica la magnitud y dirección de la amplitud máxima de aceleración.	104
Figura 5-13. (continuación) Movimiento de partícula de los registros completos de aceleración para las frecuencias naturales de vibrar de 0.83 (a) y 0.13 Hz (b) para el edificio	

A; y 1.55 (c) y 1.95 Hz (d) para el edificio B. La línea roja continua indica magnitud y dirección de la amplitud máxima de aceleración.....	106
Figura 6-1. Acelerogramas originales y rotados a las direcciones N-S y E-W.....	112
Figura 6-2. Movimiento de aceleración de partícula, en la estación LOR. Las flechas negras indican la dirección de los ejes principales del edificio, y la flecha de color magenta indica la dirección en la que se produjo la aceleración máxima.	113
Figura 6-3. Comparación de señales de aceleración rotadas a los ejes principales de la estructura con las componentes en los ejes N-S y E-W.....	114
Figura 6-4. Comparativa de los espectros elásticos de diseño de acuerdo al NCSE-02 para suelos I y II y los espectros de respuesta 5% amortiguada de los registros E30°N y N30°W del sismo de Lorca 2011 (Cabañas et al. 2014).....	115
Figura 6-5. Comparación entre los espectros de respuesta (5% amortiguado) de los componentes horizontales (N-S y E-W) del terremoto de Lorca de 2011 y los componentes correspondientes al eje principal, X-L e Y-T del edificio.	116
Figura 6-6. (a) Esquema de Distancia epicentral del sismo de Lorca 2011 a la estación de Lorca (LOR) y al edificio de La Viña. (b) Esquema de la planta del edificio con la dirección de los ejes principales X-L e Y-T.	117
Figura 6-7. Modelo 3D del edificio la viña. (a) vista superior (b) fachada transversal (c) fachada longitudinal (d) vista 3D. Las cruces verdes corresponden a los elementos <i>link</i> y las líneas azules a los elementos tipo <i>frame</i>	119
Figura 6-8. Nivel de desempeño de las rótulas plásticas de acuerdo al FEMA-356 (2000). 121	
Figura 6-9. Definición del puntal diagonal equivalente y características geométricas (Cavaleri y Trapani, 2014).	122
Figura 6-10. Relación fuerza-desplazamiento del modelo de la diagonal equivalente (Panagiotakos y Fardis, 1996).	123
Figura 6-11. Relación entre el modo fundamental y los modos superiores para distintos tipos y alturas de estructuras (DIP Diseño-Ingeniería-Postensado, Comunicación Personal, 19 de abril de 2021).....	126
Figura 6-12. Formas modales normalizadas del edificio La Viña en (a) dirección X-L y (b) dirección Y-T.	127
Figura 6-13. (a) Primer modo de vibrar, T=0.27s, (b) Segundo modo, T=0.23s (vista en planta).	128
Figura 6-14. Curvas de capacidad para la dirección X-L (a) y Y-T (b) del edificio de La Viña.	129

Figura 6-15. Mecanismos de falla y formación de articulaciones plásticas al final del análisis <i>pushover</i> para la dirección X-L (a) y Y-T (b) del edificio de La Viña (ver descripción detallada en el texto).	130
Figura 6-16. Curva desplazamiento máximo de azotea (a) contra PGA de la señal de entrada y (b) contra el cortante basal.	131
Figura 6-17. (a) Desplazamiento máximo de azotea contra periodo del primer modo para cada dirección del edificio de La Viña. (b) Periodo del primer modo para ambas direcciones del edificio contra PGA de la señal de entrada.....	132
Figura 6-18. Curva de capacidad del edificio La Viña para las direcciones X-L (roja) y Y-T (azul).	133
Figura 6-19. Espectros de capacidad del edificio La Viña para las direcciones X-L (roja) e Y-T (azul) con las respectivas representaciones bilineales.....	134
Figura 6-20. Espectro de capacidad y espectro de demanda determinista 5% amortiguado en formato Sd-T. Los puntos de desempeño para ambas direcciones se muestran con marcador redondo (Y-T) y cuadrado (X-L).....	135
Figura 6-21. Desplazamientos por nivel en el punto de desempeño y en el punto de colapso.	135
Figura 6-22. Curvas de fragilidad de acuerdo al RISK-UE Milutinovic y Trendafiloski (2003). (a) Dirección X-L y (b) Dirección Y-T.	138
Figura 6-23. (a) Probabilidad de los estados de daño en el punto de desempeño. (b) Índice de daño medio normalizado, DI , para ambas direcciones. Los marcadores circular y cuadrado indican el punto de desempeño para las direcciones X-L e Y-T, respectivamente.....	139
Figura 6-24. Índice de daño y umbrales de daño de acuerdo al modelo de Pujades et al. (2015) para la dirección X-L (a) y Y-T (c). Estados de daño y espectros de capacidad para la dirección X-L(b) y Y-T (d) del edificio de La Viña.	142
Figura 6-25. Curvas de fragilidad para la dirección X-L (a) y Y-T (b) obtenidas a partir de los umbrales de daño propuestos por Pujades et al. (2015).....	143
Figura 6-26. (a) Probabilidad de los estados de daño en el punto de desempeño. (b) Índice de daño medio normalizado, DI , para ambas direcciones de acuerdo al modelo de daño de Pujades et al. (2015) con $\alpha = 0.78$. Los marcadores circular y cuadrado indican el punto de desempeño para las direcciones X-L e Y-T, respectivamente.	144

Figura 6-27. Límites de daño en la curva fuerza-deformación propuestos, de acuerdo en modelo de Panagiotakos y Fardis (1996).	146
Figura 6-28. Estados de daño estructural y no-estructural de acuerdo al modelo compuesto y espectros de capacidad para la dirección X-L(a) y Y-T (b).....	147
Figura 6-29. Curvas de fragilidad estructurales para la dirección X-L (a) y Y-T (b) obtenidas a partir de los umbrales de daño propuestos por HAZUS (FEMA, 1999).....	149
Figura 6-30. Curvas de fragilidad no-estructurales para la dirección X-L (a) y Y-T (b) obtenidas a partir de los umbrales de daño propuestos por HAZUS (FEMA, 1999).	150
Figura 6-31. Probabilidad de los estados de daño estructural y no estructural en el punto de desempeño para la dirección X-L (a) e Y-T (c). Índice de daño medio normalizado, estructural y no estructural, para la dirección X-L (b) e Y-T (d) de acuerdo al modelo de daño propuesto.....	151
Figura 6-32. Probabilidad combinada de los estados de daño en el punto de desempeño para la dirección X-L (a) e Y-T (b).....	153
Figura 6-33. Comparación de curvas de capacidad del edificio de La Viña, obtenidas de manera estática, mediante PA, y dinámica, mediante IDA (ver descripción en el texto).	154
Figura 6-34. Comparación de la variación del periodo del primer modo para cada dirección, de acuerdo al análisis <i>pushover</i> y al ADI para la dirección X-L (a) y Y-T (b)..	155
Figura 6-35. Comparación de las curvas de daño medio para la dirección X-L (a) y Y-T (b).	156
Figura 6-36. Comparación de la probabilidad de estados de daño en el punto de desempeño para la dirección X-L (a) y Y-T (b).....	157
Figura 7-1. Daño típico en muros no-estructurales de mampostería en (a) planta baja y (b) plantas superiores (Ratzlaff, 2011).....	164
Figura 7-2. Las campañas de medición: (a) monitoreo con RAR, donde se observa la fachada NE (Calle Curtidores); (b) esquema del LOS de RAR; y (c) planta de distribución de acelerómetros en la cubierta del edificio.	165
Figura 7-3. Series temporales de las medidas de aceleración sin procesar (a) completas y (b) fragmentos de 6 s (del 10.0 a 10.1 min).	167
Figura 7-4. Secciones de 6 s (de 10.0 a 10.1 min) de las señales temporales de aceleración para los 10 canales adquiridos en los 5 puntos de medición.	168

Figura 7-5. Densidades espectrales de potencia (PSD) para las 10 señales temporales de aceleración, Las líneas discontinuas verticales indican las frecuencias 2.49 Hz (rojo), 2.79 (azul) y 3.98 (verde).....	170
Figura 7-6. Densidades espectrales de potencia cruzada (CPSD) (líneas grises) de la combinación entre las señales longitudinales (a) y transversales (b) en el punto P3 y el resto de las señales en las mismas direcciones. Las líneas negras corresponden a la CPSD media y las frecuencias 2.49, 2.79 y 3.98 Hz se indican con líneas discontinuas rojas, azules y verdes, respectivamente.	171
Figura 7-7. Espectros de coherencia (líneas grises) de la combinación entre las señales longitudinales (a) y transversales (b) en el punto P3 y el resto de las señales en las mismas direcciones. Las líneas negras corresponden al espectro medio y las frecuencias 2.49, 2.79 y 3.98 Hz se indican con líneas discontinuas rojas, azules y verdes, respectivamente.....	172
Figura 7-8. Gráfico de movimiento de partículas de la aceleración de los cinco puntos medidos en la cubierta del edificio La Viña. (a) El primer modo de vibración a una frecuencia de 2.49 Hz (filtrado entre 2.485 y 2.495 Hz); (b) el segundo modo de vibración a una frecuencia de 2.79 Hz (filtrado entre 2.785 y 2.795 Hz).....	175
Figura 7-9. Probables formas modales de los modos primero (a) y segundo (b) del edificio La Viña, correspondientes a una frecuencia de 2,49 y 2,79 Hz, respectivamente. Las líneas azul y roja indican la aceleración máxima positiva y negativa de un ciclo de vibración.....	176
Figura 7-10. Geometría del muestreo del edificio La Viña con RAR.	178
Figura 7-11. Perfil de rango de los contenedores del radar (Rbins). Valores altos de SNR muestran mejor calidad de las señales de desplazamiento.	179
Figura 7-12. Historias temporales de desplazamiento registradas por medio de RAR: (a) la grabación completa; (b) un fragmento de seis segundos. Historias temporales procesadas: (c) el registro completo; (d) un fragmento de seis segundos.....	180
Figura 7-13. Densidad espectral de potencia (PSD) calculadas por el método de Welch para las señales registradas de los Rbin38 a Rbin43. Las líneas discontinuas indican las frecuencias resonantes identificadas con las señales de acelerómetros 2,49 Hz (rojo) y 2,71 Hz (azul).....	181
Figura 7-14. Matriz de correlación lineal entre las señales de los Rbins seleccionados. Color azul oscuro indica una mayor correlación.	182

Figura 7-15. Densidad espectral de potencia de las señales obtenidas de los Rbin41 y Rbin 42. Las líneas verticales discontinuas corresponden a las frecuencias 2.49 Hz y 2.71 Hz, respectivamente.	183
Figura 7-16. Las CPSD (líneas grises) de la combinación entre el Rbin seleccionado y el resto de los Rbins y el CPSD promedio (negro). Las frecuencias 2.49 y 2.71 Hz se indican con líneas verticales discontinuas rojas y azules, respectivamente.....	184
Figura 7-17. MMSC medias entre cada señal Rbin y la matriz del resto de las señales seleccionadas (negro). Un 1 indica alta coherencia y 0 indica que no hay coherencia en absoluto; Las líneas grises indican los diferentes MMSC para cada una de las combinaciones de señales. Las frecuencias 2.49 y 2.71 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.....	186
Figura 7-18. (a) Historias de desplazamiento-tiempo de los Rbins, de 60.25 a 60.65 s (0.4 s), correspondientes a un período de la frecuencia fundamental de la estructura (2.49 Hz). Los círculos de colores representan cinco instantes de tiempo diferentes. (b) Desplazamiento de los cinco instantes de tiempo para cada uno de los Rbins; Las líneas negras corresponden a los desplazamientos máximos y mínimos del fragmento de 0.4 s.	188
Figura 7-19. Comparación de la forma modal del edificio La Viña correspondiente al primer modo: (a) del análisis numérico; (b) determinado a partir de las medidas de aceleración.....	192
Figura 7-20. Comparación de la forma modal del edificio La Viña correspondiente al segundo modo: (a) del análisis numérico; (b) determinado a partir de las medidas de aceleración.....	192
Figura 7-21. Índice de daño estructural y no estructural en función del incremento de periodo fundamental para el edificio de La Viña.	196
Figura 7-22. Relación entre el costo de reparación normalizado (Cr), el costo de reparación real (ARC) y la función de daño (DF) para edificios de hormigón armado (De Martino et al., 2017).....	197
Figura 7-23. Estimación del costo unitario de reparación a partir del incremento de periodo fundamental con el índice de daño para el edificio de La Viña.....	198
Figura 8-1. Metodología propuesta para la estimación de daño y costo de reparación a partir de la medición remota del periodo fundamental.....	220

Lista de tablas

Tabla 2-1. Etapas de evaluación de daño post-sísmica, adaptada de NZSEE (2009).....	25
Tabla 2-2. Descripción de daño para edificios de hormigón reforzado en Grecia Anagnostopoulos y Moretti (2008b), (a).....	27
Tabla 2-3. Descripción de daño para columnas de hormigón reforzado y muros de cortante en Italia Baggio et al. (2009).....	28
Tabla 2-4. Clasificación de daño para columnas de hormigón reforzado y muros de cortante en Japón Kaminosono et al. (2002).	28
Tabla 3-1. Umbrales de daño definidos en el proyecto RISK-UE Milutinovic y Trendafiloski (2003).	55
Tabla 3-2. Valores de las curvas de fragilidad en los umbrales de los estados de daño, de acuerdo al proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).	56
Tabla 4-1. Tipos de sensores utilizados en medición de vibración en estructuras: ventajas y desventajas (adaptada de Burgos et al., 2020).	74
Tabla 5-1. Frecuencias y periodos identificados por medio de la selección de picos de las densidades espectrales de potencia para ambos edificios.	103
Tabla 6-1. Valores pico de aceleración y velocidad (PGA y PGV) registrados en las distintas estaciones del Instituto Geográfico Nacional. Fuente: Cabañas et al. (2011)....	111
Tabla 6-2. Localización magnitud y profundidad del terremoto principal de Lorca. Fuente: (IGN, 2011, 2020).	111
Tabla 6-3. Periodos, frecuencias y masa modal de los 3 primeros modos para cada dirección del edificio La Viña.	125
Tabla 6-4. Constantes de normalización de los modos.	127
Tabla 6-5. Parámetros principales de las curvas de capacidad para ambas direcciones, X-L e Y-T, del edificio de La Viña.	129
Tabla 6-6. Parámetros principales de los espectros de capacidad para ambas direcciones, X-L e Y-T, del edificio de La Viña.	134
Tabla 6-7. Parámetros estructurales obtenidos para el punto de desempeño. Se incluyen también los periodos obtenidos a partir de la campaña de medición del edificio.	136
Tabla 6-8. Umbrales de los estados de daño para el edificio de La Viña, definidos a partir del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003).	137

Tabla 6-9. Matriz de distribución de probabilidad de daño de acuerdo al proyecto RISK-UE Milutinovic y Trendafiloski (2003).....	137
Tabla 6-10. Estado de daño correspondiente al índice de daño del método basado en el Índice de Park and Ang (1985).....	141
Tabla 6-11. Límites de daño estructural de acuerdo al HAZUS (FEMA, 1999) y desplazamientos asociados para ambas direcciones del edificio de La Viña. ...	145
Tabla 6-12. Distorsiones de entrepiso y espectral en los umbrales de daño establecidos con base en el modelo de diagonales equivalentes de (Panagiotakos y Fardis, 1996).	147
Tabla 6-13. Comparación de valores desplazamiento de azotea y cortante de la base en distintos puntos de la curva de capacidad estática y dinámica. Se muestran los resultados para ambas direcciones, X-L e Y-T del edificio de La Viña (Ver descripción en el texto).	154
Tabla 6-14. Daño medio esperado en el Edificio de La Viña para la demanda sísmica del terremoto de Lorca (2011) a partir de las diferentes propuestas.....	156
Tabla 7-1. Valores de frecuencia de los 3 primeros picos encontrados para cada dirección del edificio.....	169
Tabla 7-2. Frecuencias, periodos y formas modales de los dos primeros modos de vibración del edificio La Viña.....	174
Tabla 7-3. Geometría de las medidas RAR; altura y distancia de los distintos Rbins.....	177
Tabla 7-4. Comparación de las frecuencias resonantes y los períodos correspondientes al primer y segundo modo, obtenidos con el método de contacto, usando acelerómetros, y la técnica de teledetección, usando RAR.	189
Tabla 7-5. comparación de periodos y frecuencias entre el modelo numérico y los medidos a partir de la red de acelerómetros	191
Tabla 7-6. Estimación del período / frecuencia fundamental del edificio La Viña en función del grado de daño de acuerdo con la escala EMS-98.	194

Lista de abreviaturas

ADRS	<i>Acceleration-Displacement Response Spectrum</i>
ALE	<i>Aproximación lineal equivalente</i>
ARC	<i>Actual repair cost</i>
ARMA	<i>Autoregressive moving average</i>
CC	<i>Capacity curve</i>
Cov-SSI	<i>Covariance driven stochastic subspace identification</i>
CP	<i>Collapse prevention</i>
CPSD	<i>Cross power spectral density</i>
Cr	<i>Repair cost (normalized)</i>
CS	<i>Capacity spectrum</i>
CSMIP	<i>California Strong Motion Instrumentation Program</i>
DD-SSI	<i>Data driven stochastic subspace identification</i>
DF	<i>Data fusion</i>
DFT	<i>Discrete Fourier transform</i>
EFDD	<i>Enhanced frequency domain decomposition</i>
EMA	<i>Experimental modal analysis</i>
EMS	<i>Escala macrosísmica europea</i>
ETSAB	<i>Escola Tècnica Superior d'Arquitectura de Barcelona</i>
ETSEIB	<i>Escola Tècnica Superior d'Enginyeria Industrial de Barcelona</i>
FD	<i>Frequency domain</i>
FDD	<i>Frequency domain decomposition</i>
FRF	<i>Frequency response function</i>
GMT	<i>Greenwich Mean Time</i>
GPS	<i>Global positioning system</i>
IDA	<i>Incremental dynamic analysis</i>
IDR	<i>Inter-story drift ratio</i>
IGN	<i>Instituto Geográfico Nacional</i>
IO	<i>Immediate occupancy</i>
LIDAR	<i>Light detection and ranging sensor</i>
LOS	<i>Line-of-sight</i>
LS	<i>Life safety</i>

LVDT	<i>Linear variable differential transformer</i>
MA	<i>Modal analysis</i>
MAC	<i>Modal assurance criteria</i>
MDOF	<i>Multiple degree of freedom</i>
MIDR	<i>Maximum inter-story drift ratio</i>
MMSC	<i>Multiple magnitude-squared coherence</i>
MSC	<i>Magnitude-Squared coherence</i>
NE _x T	<i>Neural excitation techniques</i>
NLDA	<i>Non-linear dynamic analysis</i>
OMA	<i>Operational modal analysis</i>
PA	<i>Pushover analysis</i>
PGA	<i>Peak ground acceleration</i>
PGV	<i>Peak ground velocity</i>
PP	<i>Performance point</i>
PPM	<i>Peak picking method</i>
PSD	<i>Power spectral density</i>
RADAR	<i>Radio detection and ranging</i>
RAR	<i>Real aperture radar</i>
Rbin	<i>Range bin</i>
RP	<i>Response parameter</i>
SAR	<i>Synthetic aperture radar</i>
SDOF	<i>Single degree of freedom</i>
SHM	<i>Structural health monitoring</i>
SNR	<i>Signal to noise ratio</i>
SOBI	<i>Second order blind identification</i>
SSI	<i>Stochastic subspace identification</i>
TD	<i>Time domain</i>
TFD	<i>Time-frequency domain</i>
VDD	<i>Vibration-based damage detection</i>

1 Introducción

1.1 Motivación

La mayoría de los códigos de diseño estructural categorizan a los edificios residenciales como estructuras no esenciales, con factor de importancia sísmica menor. A pesar de que estas edificaciones generalmente son diseñadas para soportar la amenaza sísmica esperada, sin colapsar, ello no significa que sean seguras para ser ocupadas después de un terremoto. Además, la mayoría de los códigos no consideran el reforzamiento de estructuras antiguas que suelen ser más vulnerables ante los eventos sísmicos. La ocurrencia de terremotos destructivos pone de manifiesto la propensión de las estructuras civiles en general, y de los edificios residenciales en particular, a sufrir daño.

Las estructuras potencialmente dañadas requieren de una evaluación para determinar si pueden ser ocupadas nuevamente, si necesitan reparación y/o reforzamiento, o, en su caso, si debe procederse a su demolición. No obstante, la identificación y evaluación de daño después de un sismo no es una tarea fácil. Además, la rapidez de las tareas de evaluación tiene un impacto económico y social directo ya que determina la duración durante la cual los edificios potencialmente dañados permanecen inutilizables (*Downtime*). El tiempo transcurrido en estas tareas se traduce en pérdidas económicas y sociales significativas, provocando que la población pueda quedar expuesta a condiciones precarias de trabajo y de vida (Kamat y El-Tawil, 2007). Este impacto muchas veces es potenciado por las evacuaciones innecesarias, prolongando el periodo en el que las estructuras permanecen inutilizables e incrementando así las repercusiones socio-económicas que pueden llegar a ser considerables.

Poniendo como ejemplo lo ocurrido en el sismo de L'Aquila en Italia (2009), el terremoto causó una alarmante cifra de 309 víctimas mortales y dejó a cerca de 30,000 personas sin hogar a largo plazo (Dolce, 2010); un número indudablemente

alarmante. Esto puede explicarse, en parte, por el tiempo que demoraron las evaluaciones de las estructuras. En la Figura 1-1 se muestra el número de inspecciones estructurales diarias y acumuladas después del sismo. Como se puede apreciar, un mes después de la ocurrencia del evento se habían inspeccionado cerca de 30,000 estructuras, menos de la mitad del total (>74,000); las inspecciones demoraron más de 170 días en concluirse. En términos generales, se requirió un total de 28,029 días-hombre de trabajo en inspecciones estructurales, mientras que los trabajos de organización y logística, y del cómputo de datos, ocuparon 2,000 y 8,190 días-hombre de trabajo, respectivamente (Dolce y Goretti, 2015). Esto resulta en aproximadamente 2 edificios inspeccionados por día-hombre. Por esta razón, la falta de personal cualificado para desarrollar las valoraciones estructurales y las dificultades de la logística y organización, son puntos críticos para la gestión de emergencias, siendo también determinantes en la rapidez del proceso de evaluación.

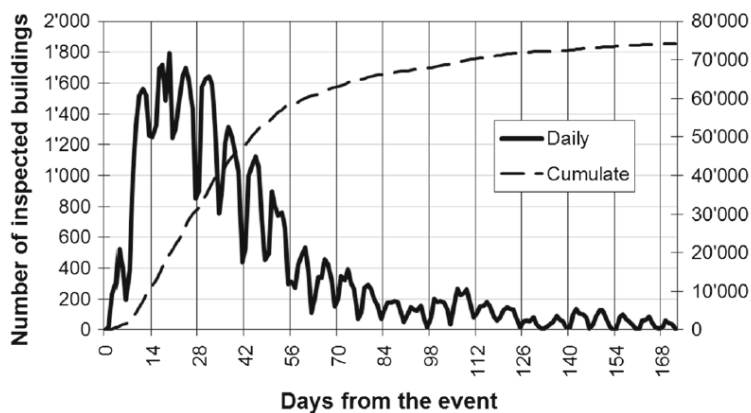


Figura 1-1. Número de inspecciones estructurales diarias (línea continua) y acumulativas (línea discontinua) después del sismo de L'Aquila, Italia (2009) (Dolce y Goretti, 2015)

Otro aspecto importante es que el daño estructural ocurre muchas veces sin manifestarse en los recubrimientos y/o acabados; la ausencia de daño aparente puede distorsionar o dificultar la evaluación estructural. La tarea de inspección puede resultar menos objetiva en estos casos, por lo que estructuras que parezcan sanas pueden llegar a ser en realidad altamente vulnerables a los eventos sísmicos subsiguientes.

Por otro lado, puede darse la situación contraria. Retomando el ejemplo del sismo del 2009 en L'Aquila, Italia, se encontró que los muros de mampostería no estructurales fueron los elementos que sufrieron mayor daño en estructuras de pórticos de hormigón armado, la tipología más común de la región (De Martino et al., 2017; Di Ludovico et al., 2017a,b). Debido a lo anterior, edificios etiquetados como dañados pueden haber sufrido únicamente daños superficiales en sus fachadas y/o elementos no estructurales mientras que el sistema estructural resistente sólo presente daño leve o nulo. Dichos edificios permanecen innecesariamente fuera de servicio cuando en realidad son seguros y podrían ser habitados, con reparaciones expeditas, casi de inmediato. Es cierto que en tales situaciones la seguridad civil no se ve comprometida, pero se incurre en pérdidas económicas significativas.

Por lo tanto, tal como señalan diversos autores (Kamat y El-Tawil, 2007; Li et al., 2013), en la actualidad existe una necesidad clara y crítica de nuevas tecnologías y metodologías que permitan a los inspectores de daño en edificios evaluar rápidamente el alcance real de los daños sufridos en edificios y tomar decisiones precisas, y en tiempo real, sobre la integridad estructural, requisitos de ocupación y reparación.

1.2 Antecedentes

El monitoreo de la salud estructural (*Structural Health Monitoring*, SHM), incluye, entre otras estructuras y sistemas, los aeronáuticos, mecánicos, civiles y eléctricos. En el contexto de edificios y sismos, trata de resolver la problemática asociada a las inspecciones visuales, tradicionalmente aplicadas en la inspección post-sísmica de estructuras, ver por ejemplo Rodríguez y Castrillón (1995); ATC 40 (1996); FEMA-306 (1998); Kaminosono et al. (2002); Rojah (2005); Baggio et al. (2009); Kornfield (2015). Distintas herramientas de SHM para identificación del estado de salud de una estructura pueden ser usadas para determinar la usabilidad de la misma después de un sismo. Esto resulta extremadamente útil para la evaluación estructural post-sísmica, tal como exponen Farrar y Worden (2007). Por este motivo, en los últimos años el SHM se ha posicionado como una herramienta prometedora y existen muchas líneas investigación al respecto.

El uso de sistemas de SHM se ha llevado a cabo principalmente en EUA y Japón mediante programas gubernamentales de monitoreo de movimientos fuertes (Shakal y Huang, 2013). Estos programas recopilan datos tanto del movimiento del terreno como de la respuesta estructural de edificios ante dicho movimiento. La instrumentación se lleva a cabo mediante, al menos, dos sensores, colocados uno en la base y otro en la azotea de las estructuras; sin embargo, habitualmente suelen usarse disposiciones instrumentales densas, con múltiples sensores, en especial en estructuras altas o cuando se espera una componente torsional importante.

El programa de instrumentación de movimientos fuertes de California (*California Strong Motion Instrumentation Program, CSMIP*), es uno de los programas pioneros implementado en 1972. Este programa cuenta con 170 edificios, 20 presas y 60 puentes instrumentados y permanentemente monitoreados (CSMIP, 2020). En este sentido, los sistemas de SHM no son actualmente una herramienta de uso generalizado, en situaciones de emergencia post-sismo. Debido a la complejidad de los sistemas de SHM y al alto costo asociado a su instalación, mantenimiento y operación, su uso se restringe a relativamente pocas estructuras, generalmente de mayor importancia. Sin embargo, mediciones específicas de vibración estructural, orientadas a detectar cambios de los parámetros modales, pueden ser aplicadas a un mayor número de estructuras.

Las frecuencias naturales, las formas modales y el amortiguamiento de las estructuras pueden ser determinados antes y después de un evento sísmico. Es bien sabido que el daño estructural provoca cambios en las propiedades modales del sistema, consecuentemente, estos cambios pueden relacionarse con el daño sufrido. Este tipo de métodos presenta una clara ventaja sobre el monitoreo del movimiento fuerte, ya que puede realizarse en momentos específicos de interés, dejando a un lado la necesidad del monitoreo continuo. Una extensa revisión de estos métodos puede ser encontrada en Sohn et al. (2002), así como, un breve repaso, en el capítulo siguiente.

Finalmente, con el avance de la tecnología, es posible que en un futuro las nuevas herramientas de SHM permitan cambiar e inclusive reemplazar la manera actual de evaluación post-sísmica basada inspecciones visuales o mediciones in-situ. Si bien puede quedar un largo recorrido para poder desarrollar un sistema autónomo para evaluar estructuras, es obvio que, cualquier herramienta de diagnóstico de daño que permita a los inspectores reducir el tiempo e incrementar la seguridad de la evaluación, resultaría de gran interés y utilidad para la gestión de emergencias.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

El objetivo principal de este trabajo es estudiar la variabilidad de la capacidad y la respuesta dinámica de estructuras de edificación con el daño. En este sentido, se plantea investigar la relación entre las propiedades modales, e.g. periodo fundamental y formas modales, y la degradación de rigidez inducida por el daño estructural.

1.3.2 Objetivos específicos

- Recopilar el estado del arte en relación a la evaluación del daño estructural, particularmente en estructuras de edificación. Se hará énfasis en las metodologías, técnicas y guías del monitoreo de salud estructural o SHM, en el tipo de sensores y en el análisis de los datos obtenidos de los mismos. Se plantea investigar también los procedimientos y protocolos de actuación y evaluación para emergencias post-sismo utilizados en la actualidad.
- Estudiar la relación del daño local y global con la degradación de rigidez y propiedades modales mediante el desarrollo de modelos no-lineales de análisis estructural.

- Investigar la viabilidad y practicidad de la tecnología RAR para la identificación de parámetros modales, así como su potencial para detectar daño en distintas tipologías de estructuras de edificación.
- Comparar distintas técnicas de medición para la estimación de las propiedades modales en estructuras de edificación
- Establecer recomendaciones para mediciones puntuales y/o monitorización de estructuras.
- Investigar distintas técnicas de análisis de señales que permitan mejorar y simplificar la identificación de daño.
- Establecer una función que permita evaluar objetivamente el daño de una estructura en función de los parámetros modales.
- Proponer una metodología de diagnóstico de daño estructural en edificaciones que ayude a los evaluadores tomar decisiones más rápidas, objetivas y eficientes.

1.4 Aspectos metodológicos

Como se ha indicado más arriba, esta tesis se divide en 2 bloques principales. El primer bloque se enfoca hacia distintas técnicas de monitoreo estructural mediante medición de la vibración natural de estructuras ante excitaciones ambientales. En el segundo bloque se estudia la relación entre el daño estructural y los parámetros modales. Aunque la metodología de cada uno de estos bloques se describe con detalle en los capítulos 3, 4 y 5, a continuación, se resumen los principales aspectos asociados.

1.4.1 Medidas de vibración y monitoreo estructural.

En el primer bloque se focaliza en el estudio de la vibración en edificios a partir de distintas mediciones cinemáticas de aceleración, velocidad y desplazamiento. Se investigaron aspectos teóricos y prácticos de análisis y tratamiento de series temporales, resultantes del monitoreo estructural. Se enfoca

en la identificación de los parámetros modales de las edificaciones, en particular periodos y formas modales, a partir de los distintos tipos de registros considerados.

1.4.1.1 Aceleración, velocidad y desplazamiento.

Se evaluó la viabilidad de medir las frecuencias naturales de vibrar de distintos tipos de edificaciones mediante el monitoreo de la aceleración, velocidad y desplazamiento. Sin embargo, en este trabajo se hizo énfasis en medidas de aceleración y desplazamiento.

Las medidas de aceleración en edificios son probablemente las más utilizadas para la identificación de parámetros modales y la implementación de sistemas de SHM. Este tipo de mediciones se realizan mediante sensores que suelen tener buena precisión y cuya creciente popularidad ha reducido su costo considerablemente. Los distintos tipos de acelerómetros utilizados en SHM y sus características se mencionan con más detalle en el capítulo siguiente. La principal desventaja de las medidas de aceleración es la necesidad del contacto entre el sensor y el objeto a medir. Por este motivo, su instalación y uso pueden complicarse e inclusive restringirse en ciertos escenarios.

Por otro lado, en esta investigación, las medidas de desplazamientos se realizaron por medio de un Radar de Apertura Real (RAR). Este radar interferométrico permite el monitoreo de desplazamiento del edificio relativo al sensor, de manera remota, con una buena precisión y alta frecuencia de muestreo. Las características de este aparato se describen más adelante. El uso de esta tecnología ha sido extensamente estudiado en diferentes áreas de la ingeniería y de la física; sin embargo, su potencial para medir las propiedades modales en estructuras de edificación ha sido escasamente investigado (Alva et al., 2019, 2020; Moreno-Gomez et al., 2018).

1.4.1.2 Análisis y tratamiento de series temporales.

Se desarrolló software específico para el análisis y tratamiento de las señales temporales, resultantes de la monitorización de las estructuras. Para ello, se utilizó la plataforma y el lenguaje de programación MATLAB (2018) en conjunto con

las librerías disponibles para análisis y tratamiento de señales. Los programas desarrollados incluyen herramientas de corrección de línea base, filtrado, re-muestreo y corrección de valores atípicos y fusión de datos.

El análisis de la señal se hizo por medio de técnicas basadas en el análisis de Fourier. Debido a las características de los registros temporales, se estimó la densidad espectral de potencia (*Power Spectral Density*, PSD) por medio del método de Welch (1967). La PSD permite analizar la distribución de la potencia o energía de la señal en función de las distintas frecuencias que la conforman. Mediante el método de selección de picos, comúnmente conocido como *Peak Picking Method* (PPM), se calcularon las frecuencias naturales de vibrar de las estructuras a partir de las estimaciones de PSD. Para identificar las formas modales se usó el método de movimiento de partícula (Caselles et al., 2015), el cual hace uso de filtros para aislar los armónicos de interés en la señal.

1.4.2 Estructuras sanas y estructuras dañadas

1.4.2.1 Análisis estructural

Se analizó un caso de estudio de un edificio dañado durante el sismo de Lorca (2011). La estructura de 5 niveles de altura estaba compuesta por pórticos de hormigón armado con muros de relleno de mampostería, una tipología común en España. Se desarrollaron modelos estructurales numéricos 3D mediante el software de análisis ETABS (CSI, 2016). Se hicieron tres tipos de análisis estructural:

- Análisis Estático No-lineal, comúnmente conocido como *pushover analysis* (PA)
- Análisis Dinámico Incremental o *Incremental Dynamic Analysis* (IDA), propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002)
- Análisis modal o *modal analysis* (MA)

La participación de los elementos de mampostería se consideró por medio del macro-modelo de puntales equivalentes propuesto por Panagiotakos y Fardis (1996).

1.4.2.2 Relación entre el daño y las propiedades dinámicas.

La relación del daño con el cambio de las propiedades modales de la estructura se investigó mediante los modelos numéricos del caso de estudio. Se llevó a cabo un registro tanto de las cargas sísmicas introducidas al modelo como de diversos indicadores de daño. De igual forma, se realizó el seguimiento de la elongación del periodo fundamental de la estructura en función del daño acumulado.

Primero, el desempeño estructural fue evaluado a partir de las curvas de capacidad del PA. Se investigó la vulnerabilidad de la estructura y el estado de daño medio, mediante curvas de fragilidad obtenidas a partir de tres propuestas diferentes:

- Mediante los umbrales de daño y la matriz de probabilidad de daño propuestos en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003)
- Utilizando el modelo de daño basado en el índice de daño de Park y Ang, y los umbrales de los estados de daño propuestos por Pujades et al. (2015).
- Mediante un nuevo modelo de daño compuesto propuesto en este trabajo.

Las curvas de los estados de daño medio obtenidas a partir de las diferentes propuestas fueron comparadas entre sí. Se determinó la evolución del daño medio en función del periodo fundamental de la estructura. Se contrastaron los resultados de daño medio y de elongación del periodo fundamental con el daño real observado en la estructura y el periodo estructural determinado a partir de la campaña de medición.

La variación del periodo con el daño se estudió también mediante análisis dinámico incremental. Este tipo de análisis es el más realista ya que considera los efectos dinámicos tanto en la amenaza como en el modelo constitutivo de la estructura. La monitorización del periodo ante el incremento de las cargas

sísmicas se hizo realizando una serie de análisis modales, primero usando la matriz de rigidez inicial para conocer el estado sano de la estructura y, segundo, usando la matriz de rigidez degradada, obtenida al final de cada uno de los análisis inelásticos.

Finalmente, los resultados obtenidos a partir de las distintas metodologías y análisis fueron comparados y contrastados con el daño observado en la estructura y el periodo correspondiente.

1.5 Estructura de la tesis.

En el presente capítulo, el primero, se ha mostrado la motivación de este trabajo de investigación. De igual forma se presentan los antecedentes y trabajos que han servido de guía, además de los aspectos metodológicos sobre el monitoreo de estructuras, los parámetros modales y el daño.

En el segundo capítulo se presentan trabajos y metodologías generales que se han desarrollado en torno al daño estructural y a su detección o estimación en edificaciones. Se introduce al lector en el área del monitoreo de la salud estructural o *Structural Health Monitoring* (SHM), enfocándose en los métodos de detección de daño por medición de vibraciones o *Vibration-Based Damage Detection* (VDD). Posteriormente se mencionan distintos métodos de evaluación de daño en estructuras. Se mencionan los indicadores de daño más comunes, utilizados en la evaluación post-sísmica. Finalmente, se señalan distintas técnicas de medición de vibraciones en edificios, incluyendo las técnicas de monitoreo remoto.

El tercer capítulo muestra la metodología para la evaluación del daño sísmico en estructuras por medio del análisis no-lineal. Se presentan los conceptos de capacidad, demanda y capacidad-por-demanda o desempeño y se muestran las distintas representaciones espectrales utilizadas en el trabajo. De igual forma, se hace una introducción al análisis modal (MA), análisis pushover (PA) y a la vibración natural de las estructuras. Se tratan también los métodos avanzados de análisis estático como el pushover adaptativo (o *Adaptative Pushover Analysis - APA-*) (Gupta and Kunnath, 2000), el pushover modal (*Modal Pushover Analysis -MPA-*) (Chopra and Goel, 2002) y el análisis dinámico incremental (*Incremental Dynamic Analysis -IDA-*) (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Se presentan algunos

parámetros estructurales relacionados con el daño como la deriva de entrepiso, el desplazamiento en la cubierta, la degradación del periodo fundamental, además de distintos índices de daño, incluyendo los basados en la degradación de la rigidez secante y tangente y la disipación de energía.

El cuarto capítulo se refiere al Análisis Modal Operacional (*Operational Modal Analysis*, OMA). Se tratan temas referentes a la medición de la respuesta estructural mediante distintos tipos de instrumentación. En este capítulo se presentan también los distintos tipos de sensores de contacto y se hace énfasis en el monitoreo remoto con Radar de Apertura Real.

De igual forma, se hacen recomendaciones respecto a la instrumentación y medición de la respuesta estructural, tales como la selección del o los sitios de medición, el tiempo y duración de las mediciones y qué parámetros medir dependiendo de las características de la estructura.

En el quinto capítulo se muestra la teoría de las distintas técnicas y métodos de tratamiento y análisis de señales de vibración orientados a la identificación de frecuencias propias y formas modales. Para ello, se hace una breve introducción al análisis de Fourier y se muestran los tipos de señales y su tratamiento adecuado.

Se presentan distintos métodos de análisis espectral que permiten identificar las frecuencias naturales contenidas en una señal. Además, se propone el uso de técnicas de fusión de datos (data fusión, DF) mediante el análisis multi-señal. Esta técnica permite identificar las vibraciones compartidas entre distintas señales y mejorar la estimación del periodo fundamental. Finalmente se muestra un ejemplo práctico de identificación de frecuencias propias y formas modales en dos estructuras de edificación.

El sexto capítulo muestra la primera parte del caso de estudio de un edificio de viviendas que fue dañado durante el sismo de Lorca del 2011. Se desarrolla un modelo numérico detallado que contempla la participación de los muros de mampostería, generalmente considerados como no estructurales, y se analiza su participación en la capacidad de la estructura. Se presenta el índice de daño combinado que separa la participación de los distintos sistemas estructurales en el daño y se evalúa la fragilidad de la estructura.

El séptimo capítulo se centra en el análisis observacional del caso de estudio. Se muestran los daños observados en la estructura y el procedimiento de medición de vibración ambiental, sin contacto, mediante el Radar de Apertura Real y mediante una red de acelerómetros en contacto con la estructura. Se muestra la estimación de periodos y formas modales y se presenta una propuesta para la estimación de daño estructural a partir de la elongación del periodo fundamental que exhibe la estructura al dañarse.

En el octavo capítulo, se muestra un resumen de los resultados más relevantes obtenidos en este trabajo. Se hace una breve discusión sobre los temas tratados y se muestran las conclusiones desarrolladas. Finalmente, en el noveno capítulo, se plantean líneas de investigación futuras.

2 Estado del arte

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta una revisión de los trabajos y metodologías más trascendentes que se han desarrollado en torno al daño estructural y su detección o estimación en edificaciones. Primero se presenta una breve introducción del monitoreo de la salud estructural o *Structural Health Monitoring* (SHM). Desde los primeros trabajos, destinados a estructuras civiles, industriales y mecánicas, generalmente de gran tamaño y/o importancia, hasta los avances más recientes en el ámbito de edificaciones. Este trabajo se centra en los métodos de detección de daño por medición de vibraciones o *Vibration-Based Damage Detection* (VDD) enfocados a estructuras de edificación, entre los cuales se destacan los basados en cambios de las propiedades modales de las estructuras, tales como las frecuencias naturales y formas modales.

Los cambios en las propiedades modales generalmente se estiman mediante dos métodos: 1) midiendo la respuesta estructural ante vibraciones inducidas por medios mecánicos o acústicos, denominado *Experimental Modal Analysis* (EMA); o 2) midiendo la respuesta de la estructura ante vibraciones ambientales u operacionales. En este trabajo se ha usado el segundo método que se denomina comúnmente como *Operational Modal Analysis* (OMA).

Posteriormente se mencionan distintos métodos evaluación de daño en estructuras. Se mencionan los indicadores de daño más comunes, entre ellos los indicadores visuales, utilizados generalmente en la evaluación post-sísmica y los indicadores de daño basados en la deformación o en la respuesta de la estructura.

Finalmente, se mencionan las distintas técnicas y sensores de medición de vibraciones en edificios, desde los más comunes hasta las técnicas y sensores de monitoreo remoto, poco estudiadas en el ámbito de SHM.

2.1.1 El SHM (structural Health Monitoring)

En términos generales, el daño en una estructura se refiere al cambio inducido que afecta su desempeño actual o futuro. Al proceso de implementar una

estrategia de identificación de daño en infraestructura se le conoce como monitoreo de la salud estructural o SHM. En este sentido, el concepto de daño no tendría sentido sin una comparación entre dos estados distintos de la estructura: sin daño y el dañado (Farrar y Worden, 2012). Existen diferentes métodos y aplicaciones con base en las técnicas SHM. En la Figura 2-1 se muestra una clasificación que apunta los principales métodos en el dominio de la frecuencia, con especial énfasis en el daño global mediante el análisis de vibraciones en el dominio de la frecuencia.

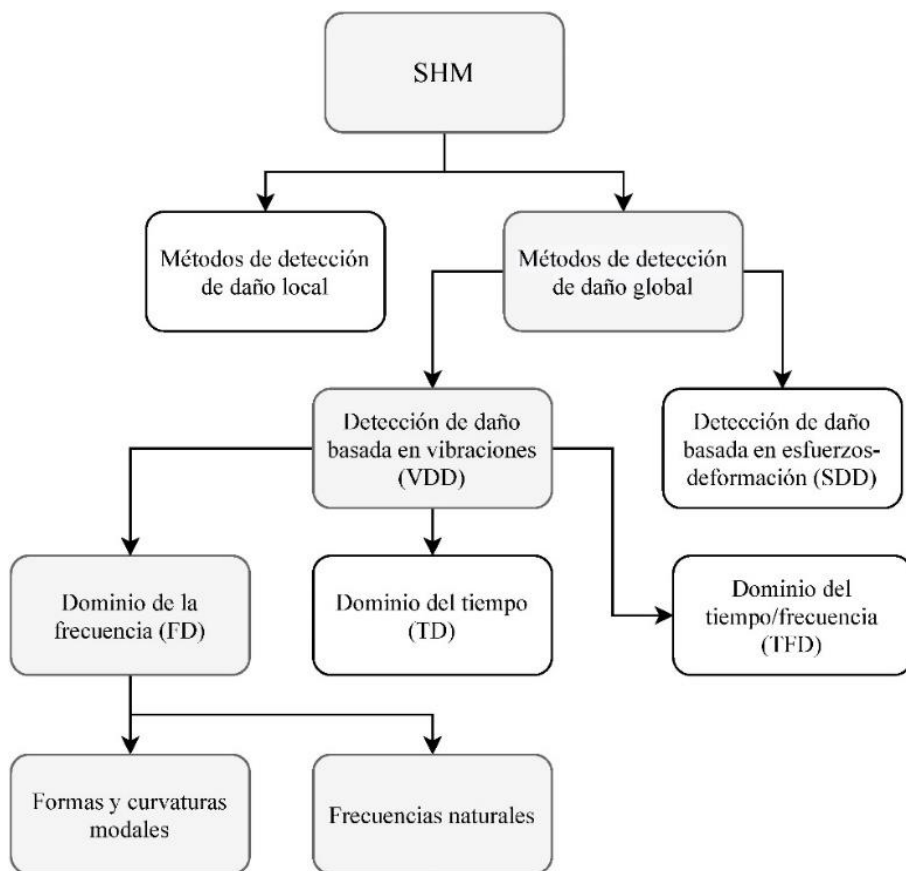


Figura 2-1. Principales métodos de SHM.

En este trabajo nos centraremos en los métodos de SHM basados en la estimación de parámetros modales, frecuencias, formas y curvaturas, mediante medición de la respuesta vibracional de edificios sometidos a ruido ambiental. Nos referiremos a este método como medición de vibración de estructuras (VDD).

La hipótesis básica de los métodos de VDD consiste en que los cambios en las propiedades físicas, especialmente de rigidez y amortiguamiento, producidas por daño o deterioro de elementos o materiales, generan cambios detectables en las propiedades dinámicas a nivel de la estructura que pueden ser determinadas a través del análisis de las vibraciones de la misma.

En general, existen dos enfoques distintos para abordar el problema de detección de daño: a) desde el punto de vista tradicional, o *forward problem*, y b) el punto de vista inverso o *inverse problem* (Figura 2-2).

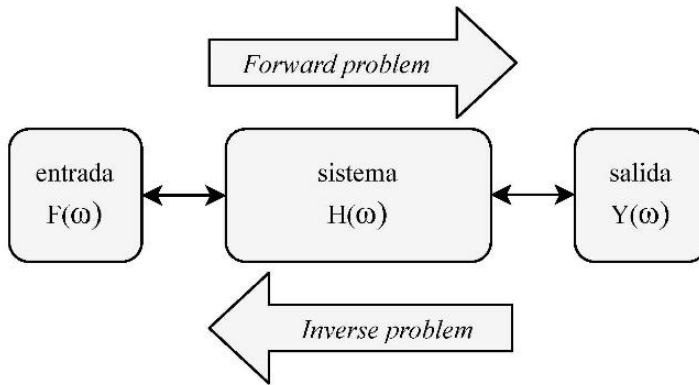


Figura 2-2. Clasificación de los métodos de SHM basados en frecuencias naturales.

El primero es el enfoque tradicional de la ingeniería, el cual busca estimar la respuesta (salida) $Y(\omega)$ de un sistema o estructura, caracterizado por su función de transferencia, $H(\omega)$, dada una entrada o excitación $F(\omega)$. En el enfoque inverso, en cambio, se conoce la salida, pero ya sea la entrada o las características del sistema son desconocidas.

Debido a que en el OMA las señales de respuesta estructural son utilizadas como indicadores de daño, el proceso de detección de daño por vibraciones, VDD, se enfoca en el reconocimiento de propiedades o características que reflejen el estado de la estructura, por lo que se trata de un problema o enfoque inverso. En este sentido, la complejidad del procesamiento de señales y la influencia de elementos ajenos al daño que pueden modificar las propiedades modales, son los

principales factores que han hecho que la investigación en el tema sea un desafío a lo largo de los años.

De acuerdo al nivel de predicción, los métodos de identificación de daño pueden clasificarse en 5 niveles (Rytter, 1993; Sohn et al., 2002) de la siguiente manera:

- Nivel 1: Determinación de la presencia de daño en la estructura
- Nivel 2: Localización del daño
- Nivel 3: Identificación del tipo de daño
- Nivel 4: Cuantificación de la severidad del daño
- Nivel 5: Predicción de la vida útil restante de la estructura (prognosis)

La mayoría de los métodos existentes suelen estar entre los niveles 1 a 4, ya que se focalizan en la identificación, cuantificación o ubicación del daño, de acuerdo a la dinámica estructural y modelos numéricos desarrollados. Esto enfatiza la complejidad de los análisis involucrados en SHM, que se incrementa con el nivel de predicción deseada. En la última década, gran parte de la investigación desarrollada ha sido enfocada hacia la prognosis (Nivel 5). Sin embargo, la mayoría de estos métodos se basan en reconocimiento de patrones estadísticos y modelos de clasificación mediante técnicas de aprendizaje automático o *Machine Learning*. Debido a que estos métodos se centran más en aspectos tecnológicos y de las ciencias de la computación, quedan al margen de este estudio y no se profundizará en ellos.

En la literatura se pueden encontrar una gran cantidad de trabajos dedicados a los primeros niveles del SHM. Un estado del arte extenso, que involucra también diferentes ramas de la ingeniería, se puede encontrar en diversas recopilaciones tales como Doebling et al. (1996); Sohn et al. (2002), (2004); Chang et al. (2003); Farrar y Worden (2007), (2012). Cabe destacar que, muchos de los trabajos revisados son repeticiones de trabajos anteriores utilizando los mismos métodos con diferentes casos de estudio. Por este motivo sólo se presentará un resumen de

los trabajos iniciales o de los que, a criterio del autor, han sido más relevantes en cada aspecto. A continuación, se muestra una breve revisión de los métodos y trabajos más relevantes de VDD agrupados en función del tipo de datos y/o métodos de análisis utilizados.

2.1.2 Medidas de la respuesta estructural

La respuesta estructural ante vibraciones es utilizada para identificar las propiedades dinámicas de las estructuras. Existen básicamente dos formas de realizar medidas de la respuesta estructural: ante vibraciones ambientales u operacionales (OMA), que requieren únicamente del conocimiento de la respuesta estructural, y ante vibraciones inducidas, (EMA). En este caso nos enfocaremos en la primera ya que las vibraciones inducidas en estructuras civiles utilizan complejos y costosos mecanismos por lo que son más comunes en entornos controlados, como por ejemplo laboratorios, además de requerir el conocimiento y análisis de la excitación de entrada.

El OMA persigue resolver un problema inverso (*inverse problem*) ya que únicamente se cuenta con la respuesta estructural ante excitaciones ambientales. Una de las premisas en las que se basa el OMA es que las vibraciones ambientales puedan ser consideradas como ruido blanco o Gaussiano. Existen varias técnicas para la identificación de las propiedades modales y estas pueden involucrar análisis en el dominio del tiempo y/o de la frecuencia. Las técnicas más utilizadas de OMA para encontrar las propiedades modales en el dominio del tiempo son *neural excitation techniques* (NExT), *autoregressive moving average* (ARMA) y *stochastic subspace identification* (SSI). Los métodos más importantes en el dominio de la frecuencia son *peak picking method* (PPM), *frequency domain decomposition* (FDD) y su modelo mejorado *enhanced frequency domain decomposition* (EFDD) Rainieri y Fabbrocino (2014).

2.1.2.1 Métodos en el dominio de la frecuencia (FD)

Estos métodos utilizan representaciones en el dominio de la frecuencia de señales registradas en el dominio del tiempo. A estas representaciones se les

conoce comúnmente como funciones de respuesta frecuencial (FRF). Para cambiar una señal de un dominio a otro generalmente se hace por medio de la transformada de Fourier. En el Capítulo 5 se puede encontrar una explicación más detallada sobre la transformada de Fourier y algoritmos o métodos para calcularla.

Los métodos de selección de picos (PPM) se basan inicialmente en la densidad espectral de potencia (PSD). Específicamente, debido a fenómenos de resonancia, los picos de máxima respuesta de una estructura en el dominio de la frecuencia se dan en las frecuencias naturales. Frecuentemente, mediante estos métodos, también es posible hacer una estimación del amortiguamiento ζ_r mediante la técnica del ancho de banda medio o *half power bandwidth* Bendat y Piersol (1980):

$$\zeta_r = \frac{\Delta\omega}{2\omega_r} \quad (2-1)$$

donde ω_r es la frecuencia resonante o natural y $\Delta\omega$ es el ancho de banda entre dos puntos de potencia media (-3dB).

Los PPM son los métodos del dominio de la frecuencia más populares debido a su relativa simplicidad y rapidez de procesado. Sin embargo, uno de los inconvenientes principales de estos métodos es que el cálculo de la PSD involucra un promediado de la información temporal, lo que puede generar la pérdida de resolución. Pese a ello, la gran cantidad de trabajos donde se ha aplicado exitosamente este método para identificación de frecuencias naturales demuestra su robustez y validez.

Otro método de FDD, se basa en la descomposición de la densidad espectral. Este método es utilizado y explicado por diversos autores (Ren y Zong, 2004; Brincker y Ventura, 2015).

Un ejemplo de la implementación de métodos en el dominio de la frecuencia en OMA se muestra en Cho et al. (2008). En este trabajo, utilizaron una red de acelerómetros para la identificación modal (frecuencias, modos y amortiguamiento), mediante PPM y FDD, de la cubierta de un teatro en Detroit (USA). Bindi et al. (2015) describen otro ejemplo de un edificio de 8 niveles de concreto reforzado en el norte de Grecia; estos autores comparan los métodos

PPM y FDD para extraer las frecuencias y formas modales mediante OMA obteniendo resultados similares. En este mismo trabajo se utilizaron cambios en la velocidad de onda de cortante dentro del edificio para lograr ubicar el daño mediante interferometría.

2.1.2.2 Métodos en el dominio del tiempo y/o de la frecuencia (TD/TFD)

Una comparación de distintos métodos en el dominio del tiempo (TD) y del tiempo-frecuencia (TFD) se presenta en Rainieri et al. (2010), donde se comparan los siguientes métodos de OMA en el dominio del tiempo/frecuencia: *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD), *Covariance Driven Stochastic Subspace Identification* (Cov-SSI), *Data Driven Stochastic Subspace Identification* (DD-SSI) y *Second Order Blind Identification* (SOBI). Estas técnicas, fueron implementadas en un sistema de monitoreo sísmico integrado a un sistema de alerta temprana. Con ello se logró comparar datos de las condiciones de operación de la estructura sin daño, y de las condiciones de la estructura dañada durante el sismo de l'Aquila, Italia en 2009. Las principales conclusiones fueron que el OMA permite monitorear las propiedades dinámicas de la estructura ante vibraciones ambientales antes y después, pero no durante el sismo. Otro ejemplo comparando distintos algoritmos fue presentado por Ulusoy et al. (2012, 2013) donde se estiman mediante OMA, entre otros, los parámetros modales, derivas de entrepiso o *inter-story drift ratio*, IDR, fuerza cortante basal y velocidad de propagación de onda de corte. Las conclusiones indican que: a) los cambios en la frecuencia son consistentes con los daños presentados, b) que el OMA no se puede aplicar durante un sismo, c) las curvaturas de las formas modales permiten estimar la zona del daño; y d) que el IDR es el parámetro de estimación de daño más práctico para la detección de daño, aunque destaca que, para poder calcular los IDR de forma adecuada, es fundamental disponer de una alta precisión de los acelerómetros y bajo nivel de ruido.

2.2 Daño estructural

2.2.1 Los estados de daño

La clasificación del daño mediante estados de daño fue desarrollada inicialmente para evaluar la intensidad sísmica de un área después de un terremoto mediante inspecciones visuales; un ejemplo es la EMS-98 Grünthal (1998). Un objetivo principal de estas escalas, además de la simplicidad, es que las diferencias menores en los diagnósticos no provocaran diferencias considerables en la asignación de la intensidad del daño.

Los estados de daño se basan en el nivel y extensión del daño del edificio y proporcionan una categorización del daño en la estructura desde el estado sano hasta el estado de daño completo o colapso. Por lo tanto, los estados de daño pueden ser útiles para identificar la condición en la que se encuentran los edificios después de un terremoto. Estas características extendieron su aplicación a la evaluación de daño post-sísmica, evaluación de vulnerabilidad, estimación de pérdidas y rehabilitación o reconstrucción. En general se suelen considerar 4 o 5 estados o grados de daño, además del estado de daño nulo (sin daño):

1. *Daño leve*: implica que la estructura se mantuvo en el rango elástico. Generalmente daños no importantes en acabados y elementos no estructurales, por lo que se permite la ocupación inmediata de la estructura.
2. *Daño moderado*: generalmente requiere reparaciones y su ocupación puede estar permitida después de una revisión que así lo indique.
3. *Daño severo*: se impide la ocupación ya que suele requerir reparaciones mayores y/o reforzamiento.
4. *Daño extenso*: se requiere una evaluación detallada técnico/económica para definir la posibilidad y viabilidad económica de reparación.
5. *Colapso*: se produce inestabilidad evidente, existe fallo parcial o total de la estructura.

En métodos avanzados, basados en curvas y espectros de capacidad, se suelen agrupar los estados de daño 4, extenso y 5, colapso, ya que, ambos

generalmente implican que la estructura ha perdido gran parte de su capacidad resistente y el daño suele ser irreparable o su posible reparación resulta económicamente inviable. Sin embargo, esta agrupación podría generar dificultades para cuantificar el número de heridos y muertos. Más adelante se seguirá refiriendo a estos estados de daño y a las distintas formas de identificación y clasificación de daños.

2.2.2 Los índices de daño

Los índices de daño tienen como objetivo cuantificar el daño estructural por lo que pueden ser de gran ayuda para la evaluación estructural post-sísmica y para la toma de decisiones con respecto a la usabilidad. Se pueden definir localmente, para cada elemento, o globalmente, para la estructura completa. Si su uso es destinado a la toma de decisiones con respecto a la rehabilitación de una estructura, es necesario establecer la relación entre las consecuencias y el daño, lo cual no es una tarea fácil. Además, los índices de daños deben reproducir con fiabilidad la extensión de los elementos dañados y el grado de daño de la estructura (Farrar y Worden, 2007).

Una desventaja de muchos índices de daño es la necesidad de generar modelos numéricos complejos para su cálculo. La frecuente complejidad de su cálculo hace que generalmente sean más utilizados en ambientes académicos que en tareas específicas de toma de decisiones durante evaluación post-sísmica. Se han propuesto una gran cantidad de índices de daño en la literatura, posiblemente el ejemplo más común es el índice desarrollado por Park and Ang (1985). Una recopilación extensa de índices de daño puede encontrarse en las siguientes referencias: Dipasquale and Cakmak (1989); Williams et al. (1995); Ghobarah et al. (1999); Rodriguez and Padilla (2009); Sinha and Shiradhonkar (2012) y Sadeghi and Angin (2018). Una clasificación de los índices de daño más comunes, basados en los parámetros de la respuesta estructural, fue realizada por Kappos (1997). Una categorización de índices de daño de acuerdo a su habilidad para cuantificar el daño global fue presentada por Borg and Rossetto (2010). A

continuación, se describen algunos de los principales índices de daño, basados en la respuesta global de la estructura, a los cuales se hace referencia en este trabajo.

El índice de daño de Park and Ang (1985) se obtiene a partir de un índice basado en la ductilidad o la suma de la ductilidad máxima, μ_m , dividida por la ductilidad última, μ_u , más un término relacionado con la energía disipada, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$DI_{PA} = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta E_h}{F_y \mu_u \delta_y} \quad (2-2)$$

donde β es un parámetro positivo que representa el efecto de la carga cíclica en el daño; E_h es la energía histórica disipada; F_y es la fuerza de fluencia mientras que δ_y es el desplazamiento de fluencia.

Dipasquale y Cakmak (1989) propusieron un índice de reblandecimiento basado en el incremento del periodo fundamental de la estructura.

$$DI_{DP} = 1 - \frac{T_{und}^2}{T_{dam}^2} \quad (2-3)$$

donde T_{und} y T_{dam} son el período fundamental no dañado y dañado. DI_{DP} es aproximadamente igual a la reducción promedio en la rigidez de la estructura. La ventaja de este índice radica en que se puede determinar directamente midiendo las estructuras antes y después de un terremoto. Además, este índice puede ser útil para medir el deterioro estructural debido al envejecimiento de la estructura que, principalmente, se refleja en la degradación de la rigidez por el micro-agrietamiento de los materiales.

Roufaiel y Meyer (1987) propusieron el siguiente índice de daño basado en las deformaciones que sufre el nivel de la cubierta de la estructura:

$$DI_{GDP} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{C \delta_y \left(\sqrt{f_{und}/f_{dam}} - 1 \right)}{\delta_f - \delta_y} \quad (2-4)$$

donde f_{und} y f_{dam} son, respectivamente, las frecuencias fundamentales de la estructura antes y después de ser dañadas. δ_y , δ_m y δ_f representan los desplazamientos horizontales de fluencia, máximo y de colapso en el nivel de la cubierta, respectivamente; C es una constante que depende del tipo de estructura.

Cosenza et al. (1993) propusieron un índice de daño basado en la relación de la ductilidad de la estructura con respecto a la ductilidad máxima:

$$DI_{DCM} = \frac{\mu - 1}{\mu_{ult} - 1} \quad (2-5)$$

Donde μ es la ductilidad global de la estructura ante un desplazamiento, δ_m , y μ_{ult} es la ductilidad global máxima que la estructura puede soportar.

Pujades et al. (2015) propusieron un índice de daño global basado en la combinación de la degradación de rigidez secante, D_{KS} , y la disipación energía D_E , obtenidas de la curva de capacidad del análisis *pushover*

$$DI_{CC} = \alpha D_{KS} + (1-\alpha)D_E \cong DI_{PA} \quad (2-6)$$

En esta ecuación, α es un parámetro de calibración que depende de las características de la acción sísmica considerada mientras que mientras que D_{KS} y D_E se definen de la siguiente forma:

$$D_{KS} = \frac{F}{\delta} \quad (2-7)$$

$$D_E = \int_0^{\delta_f} F_{NL}(\delta) d\delta \quad (2-8)$$

La rigidez secante D_{KS} es obtenida a partir de la curva de capacidad en formato $F-\delta$. D_E es el término energético obtenido de la integración de la parte no lineal de la curva de capacidad, F_{NL} . Los detalles del cálculo de estas funciones puede encontrarse en Pujades et al. (2015).

2.2.3 Evaluación post-sísmica (inspección visual)

Como ya se ha mencionado, la evaluación post-sísmica recae principalmente en una inspección visual. La evaluación debe ser rápida, ya que es esencial determinar de forma eficiente el nivel de seguridad de las estructuras para la toma de decisiones sobre su posible puesta en funcionamiento. Existen numerosos trabajos, guías, metodologías y protocolos que abordan este tema; se cita por ejemplo: Rodríguez and Castrillón (1995); FEMA-306 (1998); Goretti (2001); Zuccaro and Papa (2002); Kaminosono et al. (2002); Rojahn (2005); Anagnostopoulos and Moretti (2008a); NZSEE (2009) y Baggio et al. (2009).

Para una evaluación post-sísmica se suelen proponer 4 o más etapas; las correspondientes a evaluación de la usabilidad son generalmente la segunda y tercera etapas. Dentro de las primeras horas después de un sismo, las autoridades procuran la realización, más o menos expedita, de una inspección general de los daños ocurridos. El propósito de esta primera etapa es la identificación de las áreas y edificios que requerirán una evaluación, in-situ, más específica y detallada para orientar y aconsejar la organización de la estrategia a seguir.

La segunda etapa, que llamaremos evaluación rápida de Nivel 1, es realizada dentro de los muy primeros días después del sismo y consiste en la inspección visual desde el exterior de las áreas y edificios críticos, los cuales son etiquetados de acuerdo a algún criterio, generalmente con código de color explicado más adelante (ver Figura 2 3). En esta etapa se involucran ingenieros, inspectores, miembros de protección civil y voluntarios.

En la tercera etapa (Evaluación rápida de Nivel 2), que puede involucrar a los mismos participantes de la de Nivel 1, se inspecciona ya visualmente el interior de las estructuras previamente etiquetadas como “amarillas” o “rojas”. En esta etapa se decide la ocupación en estructuras que, a criterio de los inspectores, no involucren un riesgo para sus ocupantes. Cabe mencionar que esta etapa es especialmente peligrosa para los que llevan a cabo las tareas de inspección ya que, frecuentemente, el nivel de riesgo de colapso es incierto, sin mencionar el riesgo asociado a posibles réplicas.

En la última etapa, se cuantifica el daño en la estructura etiquetada como “amarilla” o “roja” (Figura 2-3) y se decide la consecuente rehabilitación, reforzamiento o demolición de acuerdo a la capacidad residual de la estructura para soportar sismos subsecuentes y/o a valoraciones económicas sobre costos de reparación.

Tabla 2-1. Etapas de evaluación de daño post-sísmica, adaptada de NZSEE (2009).

Etapa	Propósito	Tiempo¹	Descripción	Participantes
I	Inspección general de daño	Horas	Inspección del área afectada, localización de estructuras dañadas	Autoridades, equipos ad-hoc.
II	Evaluación rápida Nivel 1	Días	Inspección de las áreas críticas (las “Zonas Rojas” son acordonadas)	Ingenieros, arquitectos, inspectores, voluntarios, protección civil.
III	Evaluación rápida Nivel 2	Semanas	Evaluación de la seguridad estructural, se decide el nivel de ocupación.	Ingenieros, arquitectos, inspectores, voluntarios, protección civil
IV	Evaluación detallada	Meses	Cuantificar daños estructurales y no estructurales.	Empresas/arquitectos e Ingenieros contratados.

2.2.3.1 Evaluación rápida Nivel 1

En la evaluación rápida Nivel 1 se trata de realizar una clasificación preliminar de los edificios inspeccionados, de la forma más ágil posible, en categorías, de acuerdo al nivel de seguridad estructural y/o usabilidad. Generalmente existen tres categorías; un ejemplo común, ampliamente adoptado por distintos países, son las establecidas en el ATC-20 (Rojah, 2005):

Inspected: Esta categoría se asigna a los edificios inspeccionados que presentan daño estructural nulo o leve. En estas estructuras la resistencia lateral se considera que no ha sido degradada por lo que se permite la ocupación inmediata. Se le asigna el código de color verde.

Restricted Use: Esta clasificación con código de color amarillo se asigna a las estructuras donde se encontró daño estructural y/o no estructural y su uso

¹ El tiempo es un estimado para fines indicativos únicamente.

queda restringido hasta que la estructura sea evaluada detenidamente y/o rehabilitada.

Unsafe: Con código de color rojo, en esta categoría entran las estructuras que presentan daño severo evidente por lo que existe una seguridad limitada ante eventos futuros y/o existe riesgo de colapso parcial o total. Obviamente se restringe el acceso a toda persona por motivos de seguridad.



Figura 2-3. Etiquetas de evaluación post-sísmica para edificios revisados según el ATC-20 Rojahn (2005).

2.2.3.2 Evaluación rápida Nivel 2

Después de haber identificado las estructuras con daño en la evaluación rápida Nivel 1, es necesario realizar una evaluación más detallada de las estructuras que se han clasificado como de uso restringido. Se trata de definir lo antes posible si las estructuras dañadas pueden ser ocupadas y/o si requieren reparaciones de acuerdo a su nivel de daño. Para poder evaluar el daño de estas estructuras, existen diversos procedimientos que tratan de estandarizar y facilitar esta tarea. Un ejemplo común es el reportado en el FEMA-306 (1998) en USA. Procedimientos similares se pueden encontrar en Anagnostopoulos and Moretti (2008b, a); Vidal et al. (2009) y Baggio et al. (2009), para el caso de Grecia, España e Italia, respectivamente. Estos trabajos proponen indicadores de daño estructural de acuerdo al estado de la estructura. Generalmente se toma en cuenta el nivel de agrietamiento de los elementos que aportan rigidez lateral a la estructura como indicador para definir el estado de daño. Algunos ejemplos de estos indicadores de daño se encuentran en las tablas 2-2, 2-3 y 2-4 para los casos de Grecia, Italia y Japón, respectivamente.

Mediante estos indicadores, la estructura puede ser evaluada in situ y ser categorizada de acuerdo al nivel de daño de forma cualitativa. Los inconvenientes

de este tipo de evaluación son evidentes. El primer inconveniente es la seguridad de los inspectores que tienen que acceder a las estructuras dañadas. Otro inconveniente recae en el principal indicador de daño de la inspección visual, las grietas. Estas pueden estar cubiertas por los acabados, recubrimientos e instalaciones que, en principio, deberían ser retirados para observar la presencia de daño en elementos estructurales, lo cual implica un coste económico, independientemente del nivel de daño. Mahin (1998) reconoce este problema en las inspecciones visuales tras el sismo de Northridge en 1994, donde se encontró un gran número de estructuras con daños importantes que no habían sido evaluadas o cuyos daños habían sido subestimados por la ausencia de signos aparentes de daño.

Tabla 2-2. Descripción de daño para edificios de hormigón reforzado en Grecia Anagnostopoulos y Moretti (2008b), (a)

Nivel de daño	Descripción del daño en columnas y muros de cortante
1	Daños no estructurales leves. Grietas finas en muros de relleno. Ligero desprendimiento de hormigón
2	Grietas menores a 3.0 mm en algunos muros de relleno o divisorios. Grietas horizontales en vigas y columnas menores a 2.0mm y grietas diagonales menores a 0.5mm. Agrietamiento o falla parcial de parapetos y chimeneas.
3	Agiertamiento diagonal extendido en muros de relleno o divisorios. Grietas horizontales en vigas y columnas, menores a 5.0 mm, y grietas diagonales, menores a 2.0 mm. Dislocación o colapso parcial de parapetos y chimeneas. Inclinación visible del edificio
4	Colapso parcial o total. Falla completa de muros de relleno y divisorios. Exposición y pandeo de barras de refuerzo. Colapso de parapetos y chimeneas. Falla de cimentación. Derivas de entrepiso residuales considerables.

Tabla 2-3. Descripción de daño para columnas de hormigón reforzado y muros de cortante en Italia Baggio et al. (2009)

Nivel de daño	Descripción del daño en columnas y muros de cortante
D0	Agrietamiento menor a 0.4 mm.
D1	Grietas del tamaño de un capilar en columnas. Grietas hasta 1.0 mm en vigas. Agrietamiento en muros divisorios.
D2-D3	Grietas hasta 3 mm en columnas y muros de cortante. Grietas hasta 5 mm en vigas. Desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Daño claro en muros de relleno y divisorios. Inclinación leve de elementos verticales, <1.0%.
D4-D5	Agrietamiento, >5 mm, en vigas y >3.0 mm en columnas y muros de cortante. Inclinación de elementos verticales del 1.0-2.0%.

Tabla 2-4. Clasificación de daño para columnas de hormigón reforzado y muros de cortante en Japón Kaminosono et al. (2002).

Nivel de daño	Descripción del daño en columnas y muros de cortante
I	Grietas en elementos verticales, < 0.2 mm.
II	Grietas en elementos verticales, de 0.2 a 1.0 mm.
III	Grietas en elementos verticales, de 1.0 a 2 mm. Aplastamiento del recubrimiento
IV	Grietas en elementos verticales, < 2 mm. Barras de refuerzo expuestas. Desprendimiento del recubrimiento.
V	Pandeo de refuerzo longitudinal. Agrietamiento en el núcleo de concreto.

2.2.4 Evaluación de daño basada en desplazamiento

Una forma ampliamente adoptada en la evaluación de daño estructural y no estructural se basa en el nivel de desplazamiento que sufre la estructura. El principal indicador de daño son las derivas de entrepiso o *Inter-story drift ratio* (IDR). Estos valores son utilizados en el proceso de diseño por desempeño (*performance based design*, PBD) para asegurar un comportamiento aceptable de

la estructura ante sismos recurrentes (sismos frecuentes) y sismos fuertes (sismos raros).

Diversos trabajos han propuesto límites de IDR de acuerdo al nivel de comportamiento de la estructura. Con estos umbrales se pueden establecer los estados de daño. Generalmente se proponen 3 límites que definen 4 estados de daño, aunque existen códigos que únicamente establecen 2, de servicio y colapso, por ejemplo el Euro código 8 EC8 (2005) y la normativa italiana NTC-08 (2008). En general, los límites de IDR se establecen de la siguiente forma:

- 1) Límite de servicio: Pensado para sismos recurrentes, establece el límite para que exista daño nulo o leve. Esto implica que los esfuerzos de elementos estructurales estén por debajo del esfuerzo de fluencia y las distorsiones por debajo del límite del IDR para elementos no estructurales.
- 2) Límite de daño: Se establece para esfuerzos ligeramente superiores a los esfuerzos elásticos en elementos estructurales. El límite de IDR se encuentra por encima del comienzo de daño de elementos no estructurales. Con esto se limita el daño en elementos estructurales y no estructurales para que puedan ser reparados.
- 3) Límite de colapso: Este límite también conocido como de *prevención de colapso*, se establece para la garantizar la estabilidad de la estructura. Implica la ocurrencia de daño severo no reparable.

Generalmente estos límites se definen en función de la tipología estructural, material, tipo de elementos (estructurales y no-estructurales) y de la ductilidad objetivo de diseño. Cabe resaltar que los límites establecidos en los códigos de diseño pueden ser conservadores ya que han sido propuestos para el diseño y no para la evaluación de estructuras dañadas. Sin embargo, existen manuales para estimar las pérdidas por daño sísmico en estructuras que proponen diferentes límites de IDR de acuerdo el estado de daño de una estructura. HAZUS-99 (FEMA, 1999) establece umbrales basados en distintos criterios más adecuados

para la estimación de daño en estructuras. Frecuentemente, estos umbrales también son utilizados para generar curvas de fragilidad.

2.2.5 Indicadores de daño en SHM

Desde los comienzos del SHM se ha abordado el problema de detección de daño utilizando, como indicadores, los cambios en las propiedades dinámicas o modales de la estructura. Las frecuencias naturales y las formas y vectores modales han sido los indicadores más utilizados para encontrar daño, ya que son dependientes de propiedades físicas de la estructura, como la rigidez y el amortiguamiento, los cuales, a su vez, se ven directamente influenciados por el daño. A continuación, se presenta un breve repaso de los principales trabajos al respecto.

2.2.5.1 Las frecuencias propias

Los métodos que utilizan las frecuencias modales de la estructura como parámetro para estimar el daño han estado bajo estudio desde el inicio de SHM. El uso de la frecuencia natural resulta ser muy conveniente para la identificación de daño ya que puede estimarse en cualquier momento, de manera relativamente fácil, mediante mediciones de vibración de la estructura con un mínimo de sensores. La estimación de daño se basa en la premisa de que éste produce un decaimiento de las frecuencias fundamentales de la estructura, por lo que es esencial conocer o estimar dichas frecuencias en el estado sano.

Los trabajos iniciales en este ámbito han demostrado que el daño o pérdida de un solo elemento en una estructura puede producir cambios en las frecuencias fundamentales de hasta un 30% (Vandiver, 1975; Begg et al., 1976). Por supuesto dependiendo del tipo de estructura, la redundancia de elementos resistentes y del grado de hiperestaticidad, entre otros factores. En este sentido, el daño de miembros que tengan poca influencia en la estima del modo fundamental de la estructura difícilmente puede ser detectado.

Los primeros intentos de detección de daño, por ejemplo Vandiver (1975), fueron realizados en plataformas petroleras. Sin embargo, las técnicas utilizadas

en estos trabajos fueron descartadas al encontrarse que las condiciones ambientales tales como la marea, el uso de maquinaria y la modificación de masas debido a la carga y descarga de los fluidos en los tanques, inducían cambios en las frecuencias de vibración que no tenían relación con el daño en los elementos estructurales; de aquí se concluye con una premisa fundamental en el VDD: *todo daño causa cambios en las frecuencias naturales, pero no todos los cambios en frecuencias naturales son producidos por daño.*

Es bien sabido que los factores ambientales y operacionales pueden llegar a producir cambios significativos en la respuesta modal de una estructura, por lo que los métodos basados en la comparación de las propiedades modales del estado sano y dañado de la estructura pueden verse comprometidos.

Entre los factores ambientales se encuentran principalmente la temperatura y humedad (Brincker y Ventura, 2015). Por otro lado, los factores operacionales incluyen las cargas vivas, funcionamiento de equipo o maquinaria y la ocupación de la estructura, entre otros. Algunos autores estiman que la variación de las frecuencias fundamentales debida a estos factores puede llegar a superar el 5% en un periodo de 24 horas y puede llegar a un 10% por cambios de temperatura estacionales (Sohn, 2006).

En estructuras de hormigón armado, por ejemplo, la mayor parte de la rigidez es proporcionada por el hormigón por lo que el deterioro o la influencia del acero de refuerzo ha demostrado ser baja (Friswell y Penny 1997). En estructuras altamente redundantes, como en las losas, por ejemplo, daños en forma de muescas o agujeros, producen cambios mínimos en las frecuencias modales, que pueden llegar a ser indetectables, ya sea por el número y/o ubicación de los sensores o por la sensibilidad de los mismos (Srinivasan y Kot, 1992).

Doebbling et al. (1996) y Salawu (1997) demostraron que la sensibilidad a cambios en altas frecuencias dependía de la precisión de las mediciones, es decir, de las características de los sensores utilizados y del nivel de ruido. Los mismos autores reconocieron que un alto nivel de deterioro en las estructuras produce cambios considerables, fácilmente detectables, en la respuesta dinámica. Sin embargo, esto representaba un problema, ya que el daño debe ser detectable

mientras que la estructura es segura o reparable. Pese a ello, se demostró que las frecuencias naturales de vibrar tienen una variación estadística menor que otros parámetros modales (Doebling et al., 1996; Farrar y James, 1997), por lo que muchos de los trabajos posteriores se basaron en el estudio de estas frecuencias.

2.2.5.2 Formas y vectores modales

Otro posible acercamiento de detección de daño es mediante las formas y vectores modales. Las formas modales son una representación del estado de la estructura, por lo que, la presencia de daño se puede identificar como la diferencia relativa entre dos formas modales, en términos de desplazamientos Sohn et al. (2002):

$$\{RD\}_j^i = \frac{\{\Phi_0\}_j^i - \{\Phi_D\}_j^i}{\{\Phi_0\}_j^i}$$

Donde $\{RD\}_j^i$ es la diferencia relativa entre $\{\Phi_0\}_j^i$ y $\{\Phi_D\}_j^i$; $\{\Phi_0\}_j^i$ y $\{\Phi_D\}_j^i$ los valores del “eigenvector” $\{\Phi\}_j$ en el punto i , en el estado inicial (0) y dañado (D), respectivamente.

Otro posible modelo de daño puede realizarse mediante el criterio de aseguramiento o certeza modal o *modal assurance criteria* (MAC). Mediante este método, se puede indicar la correlación de dos vectores o matrices, en este caso los vectores modales de la estructura dañada y de la estructura sana (Ewins, 2000; Sun y Büyüköztürk, 2015). Al ser un indicador de correlación, los valores de la MAC van de 0 que indica una correlación nula o, equivalentemente, que los modos son ortogonales, hasta 1, correlación total entre los vectores modales (modos coincidentes).

$$MAC = \frac{|\Phi_{ui}^T \Phi_{di}|^2}{(\Phi_{ui}^T \Phi_{ui})(\Phi_{di}^T \Phi_{di})} \quad (2-9)$$

Donde Φ_{ui} es el vector del i -ésimo modo de la estructura sin daño y Φ_{di} es el vector del mismo modo dañado. En este caso, dos modos iguales $\Phi_{ui} = \Phi_{di}$ indican que $MAC \equiv 1$; si los modos comienzan a cambiar, la correlación entre los modos disminuye. Una desventaja de este método es que, dependiendo de la

estructura, requiere de un número elevado de sensores y de un posicionamiento óptimo de los mismos para poder estimar, de forma adecuada, las formas modales y el daño. Este método también es útil para encontrar el acoplamiento en modos y para optimizar el posicionamiento de sensores para OMA.

2.3 Medidas de vibración de edificios

Las medidas de vibración permiten determinar las propiedades modales de las estructuras. Estas medidas son generalmente de magnitudes físicas como la aceleración, velocidad o el desplazamiento. Las medidas, que llamaremos convencionales, son realizadas por medio de transductores de aceleración o velocidad, que están en contacto con la estructura. Sin embargo, existen sensores de medición remota, frecuentemente utilizados también en diversas aplicaciones, que no requieren el contacto con el objeto a medir. Con todo, hasta la fecha, este tipo de medidas remotas no han sido muy frecuentes en OMA.

De cualquier forma, es necesario que las medidas sean de buena calidad, ya que la presencia de ruido puede hacer que cualquier OMA sea ineficaz. Determinados transductores, convierten una cantidad física a una eléctrica. Esta señal, típicamente voltaje, es después digitalizada. Idealmente, la señal debe de ser proporcional a la magnitud física que se esté midiendo; sin embargo, debido a diferentes factores, se puede introducir ruido que se traduce en errores en la medición de la cantidad física.

El cableado, las fluctuaciones de voltaje de la alimentación, selección de sensores inadecuados y muchos otros factores pueden ser fuentes de ruido por lo que es imprescindible la correcta selección, disposición, instalación y uso de los sensores. Para mayor detalle sobre la correcta instalación y control de ruido en mediciones se puede referir a Pettai (1984); Ott (1988). A continuación, se presenta una breve revisión de los distintos tipos de mediciones y de los sensores más comunes para realizarlas.

2.3.1 Medidas convencionales

2.3.1.1 Aceleración

Estas suelen ser las medidas más frecuentes en SHM. Se puede encontrar una gran variedad de sensores de aceleración. Gracias a su popularidad los costos se han reducido en comparación con otros sensores y los avances tecnológicos han sido más importantes. Debido a ello, es posible contar con sensores de alta precisión a un precio accesible, algo muy deseado, en especial cuando se requiere un número importante de sensores. Cabe mencionar que este tipo de transductores suelen tener una buena sensibilidad para las frecuencias altas, pero esta disminuye en frecuencias bajas (<1 Hz).

2.3.1.2 Velocidad

Las medidas de vibración ambiental en términos de velocidad son comunes en SHM ya que dan resultados consistentes para los distintos rangos de frecuencia. Su uso es común en estructuras de frecuencias bajas donde este tipo de medidas da buenos resultados (Gattulli et al. 2016). Algunos ejemplos de este tipo de medidas se pueden encontrar en Ditommaso et al. (2010); Gueguen et al. (2010); Negulescu et al. (2013); Su et al. (2014); Valla et al. (2015); Benedettini et al. (2015); Bergamo et al. (2015); Farahani and Penumadu (2016); Sung et al. (2016); Lin and Chang (2017) y Fiorentino et al. (2019).

2.3.1.3 Desplazamiento

Este tipo de medidas presenta ventajas en las mediciones cuasi-estáticas de desplazamientos, por lo que pueden ser útiles para detectar vibraciones de frecuencia baja. Existen distintos tipos de transductores de desplazamiento utilizados en SHM como, por ejemplo, los basados en resistividad, *linear variable differential transformer* (LVDT) y basados en sistemas de posicionamiento global (GPS). Algunos ejemplos de su uso se encuentran en Antonelli et al. 1999; Li et al. (2013, 2016) y Im et al. (2013). Cabe mencionar que, en el caso de las mediciones con GPS, a pesar de que esta tecnología utiliza mediciones remotas

con señales satelitales para estimar el desplazamiento, es necesario utilizar receptores de alta precisión en contacto con la estructura por lo que se considera como una técnica in-situ.

2.3.2 Medidas remotas

Las medidas de vibración en estructuras para OMA son básicamente de velocidad y desplazamiento. No es del conocimiento del autor la existencia de trabajos de medición de aceleración mediante dispositivos de monitoreo remoto en SHM. El dispositivo utilizado para las mediciones de velocidad es el LIDAR (*Light Detection and Ranging sensor*) comúnmente conocido como Laser Doppler ya que utiliza este efecto para medir la velocidad del objeto en dirección del haz de luz. Varios autores han probado su uso en estructuras (Stanbridge y Ewins 1999; Gueguen et al., 2010; Dai et al., 2014; Valla et al. 2015) y han demostrado resultados comparables con medidas de velocidad in-situ. Sin embargo, las mediciones con LIDAR tienen la desventaja de ser sensibles a las condiciones ambientales (Stanbridge y Ewins, 1999).

Las mediciones de desplazamiento remotas realizadas para este trabajo se basan en un dispositivo Radar de Apertura Real (RAR). También existen dispositivos basados en Radar de Apertura Sintética (SAR) y los desplazamientos. El RAR y SAR funcionan mediante interferometría, midiendo la diferencia de fase entre señales, microondas, enviadas por el dispositivo que rebotan en el objeto en movimiento. Algunos trabajos de medición de vibraciones ambientales y OMA se pueden encontrar en Pieraccini et al. (2008); Gentile and Bernardini (2008, 2010); Rödelsperger et al. (2010); Luzi et al. (2012, 2014, 2017, 2018); Negulescu et al. (2013); Pieraccini (2013); Montuori et al. (2016); Hu et al. (2018); Gonzalez-Drigo et al. (2019) y Alva et al. (2020). Una ventaja de este tipo de mediciones es que son menos sensibles a las condiciones ambientales y atmosféricas que el LIDAR.

2.4 Resumen y conclusión

Este capítulo ha sido dedicado a la revisión del estado del arte en referencia a la detección de daño en estructuras. Se ha hecho una introducción al SHM y se

han mencionado las metodologías de VDD, que se basan en las propiedades modales de la estructura obtenidas mediante OMA. Se han revisado las múltiples estrategias de detección de daño en SHM, todas ellas basadas en la comparación de dos estados distintos de la estructura: el estado *sano* y el *dañado*. Se ha hecho énfasis en que, obviamente el daño causa cambios en las frecuencias naturales, pero también es importante tener en mente que no todos los cambios en frecuencias naturales son producidos por daño. En este sentido resulta fundamental controlar el nivel de ruido de las mediciones y de factores ajenos al daño, tales como los ambientales, que puedan tener influencia en las propiedades modales de la estructura. Una selección correcta de los sensores a utilizar, así como su ubicación en la estructura resulta también fundamental para realizar los análisis de forma adecuada.

A pesar de que se ha desarrollado investigación orientada a la determinación y cuantificación del daño, queda mucho por hacer en referencia a conocer/identificar la ubicación y el tipo de daño. En la última década, los avances tecnológicos han proporcionado sensores con más y más precisión, de forma que incluso permiten medidas remotas sin necesidad de acceder al edificio. Esto ha influido en la forma de abordar el problema, ya que se puede medir de manera relativamente sencilla y con mayor precisión, haciendo posible identificar pequeñas variaciones en la forma de vibrar de la estructura, algo esencial en SHM.

Por otro lado, las mejoras en los métodos de análisis estructural y software disponible permiten desarrollar modelos más sofisticados y refinados. Una de las principales limitantes del SHM es que frecuentemente el daño estructural es un fenómeno local y la respuesta estructural al daño local es capturada principalmente por los modos superiores de vibración (alta frecuencia). Estos modos y frecuencias son difíciles de medir e interpretar. Por otro lado, los modos de frecuencias bajas, más fáciles de medir e interpretar, reflejan el comportamiento global de la estructura, aunque son menos sensibles a cambios locales.

En este sentido, para evaluar la integridad estructural, de forma viable, en edificios usando medidas de vibración, es conveniente un método que use datos

únicamente de los primeros modos de vibración y que se base en simplificaciones sobre el comportamiento de la estructura Salawu (1997). Sin embargo, debemos tener presente que, el conocimiento del estado real de la estructura no está exento de incertidumbres epistémicas y que hay que ser particularmente cuidadosos y cautelosos a la hora de analizar e interpretar los datos, así como los resultados que de ellos se derivan.

Finalmente, hasta la fecha, las evaluaciones post-sísmicas expeditas/rápidas se basan en inspecciones visuales. Las guías y directrices al respecto suelen ser básicas y simples para que puedan ser usadas por profesionales y/o técnicos sin conocimientos profundos sobre el comportamiento sísmico de estructuras. Contar con una herramienta de SHM para evaluar de forma rápida y simplificada el daño estructural puede ser de gran ayuda para esta tarea. En este sentido, a pesar de todas las limitaciones para una estimación de pequeñas variaciones de daño, también es cierto que, para edificios severamente dañados, las técnicas de medición remota podrían tener las características necesarias para la detección de daño global de una estructura sin necesidad de acceder a los edificios; esta ha sido una motivación importante para el presente estudio.

3 Análisis estructural

3.1 Introducción

En este capítulo se muestra una breve descripción de la metodología aplicada al análisis estructural y evaluación de daño mediante distintos tipos de análisis:

- Análisis modal o *Modal analysis* (MA)
- Análisis estático no-lineal o *pushover analysis* (PA)
- Análisis dinámico incremental o *Incremental dynamic analysis* (IDA)

A pesar de que el análisis dinámico no-lineal es considerado como el método que mejor reproduce la interacción sismo-edificio, en una evaluación estructural, el análisis estático no-lineal sigue siendo, muchas veces, preferido por su menor complejidad y uso práctico. Estas características lo hacen ideal para la evaluación de estructuras en un escenario post-sísmico, donde la rapidez de la evaluación juega un papel fundamental.

En primer lugar, se introduce el concepto de *capacidad* de una estructura y cómo ésta puede ser representada mediante una curva obtenida a partir del análisis estructural. Se muestra cómo considerar la *demanda* a la que la estructura es sometida y, de esta manera, poder estimar su desempeño estructural ante un escenario sísmico dado.

Posteriormente, se hace una breve discusión sobre el papel que pueden llegar a tener los elementos no-estructurales, no solo en la capacidad, sino también en el desempeño de las estructuras.

Finalmente, se propone un nuevo modelo de daño para las estructuras de marcos de hormigón armado con muros de relleno de mampostería. Este modelo estudia por separado la evolución del daño en elementos estructurales y no-estructurales, con el fin de obtener un mejor entendimiento y evaluación del daño sísmico en este tipo de estructuras.

3.2 Análisis modal

Las propiedades dinámicas de una estructura pueden ser estudiada por medio del análisis modal (*Modal Analysis*, MA). En los capítulos siguientes se hace uso de este tipo de análisis para comparar las propiedades dinámicas de un modelo numérico con el de la estructura real, medidas experimentalmente.

Las propiedades estructurales determinadas mediante el análisis modal son las frecuencias naturales y las formas modales. El análisis modal se basa en que un modelo dinámico invariante puede ser expresado como la combinación lineal de armónicos simples, llamados modos de vibración. Los modos de vibración son característicos de un sistema dinámico determinado y dependen únicamente de su geometría y de sus propiedades físicas (masa y rigidez) por lo que este análisis resulta útil también para la calibración de modelos estructurales.

El análisis modal puede estar basado en la matriz de rigidez del estado inicial elástico de la estructura o en la matriz de rigidez modificada por las acciones y degradación de rigidez de los elementos dañados al final de un análisis inelástico. Por ejemplo, se pueden realizar análisis modales con la matriz de rigidez extraída al final de un análisis dinámico no-lineal para estimar las propiedades del modelo que sin daño. De igual forma, se puede estudiar la evolución de las propiedades modales ante distintos niveles de daño mediante la combinación del análisis dinámico incremental (IDA), propuesto inicialmente por Vamvatsikos y Cornell (2002) y análisis modal. Este procedimiento, descrito en la tesis de Navarro (2013), es implementado, más adelante, para la estructura en estudio.

Para entender las bases del análisis modal se muestra el caso más simple de una estructura de un solo grado de libertad (*single degree of freedom*, SDOF) donde las propiedades dinámicas son contenidas en un único elemento. La Figura 3-1a muestra el sistema de un grado de libertad idealizado. La masa m del sistema es incluida en un elemento rígido cuya posición está determinada por el desplazamiento $x(t)$. En el sistema se incluye amortiguamiento, c y rigidez elástica k . Las fuerzas externas se definen por el término $p(t)$. Al equilibrar las fuerzas de este sistema (Figura 3-1b) se obtiene la ecuación de equilibrio en

términos de la fuerza inercial $f_I(t)$, la del amortiguamiento viscoso $f_D(t)$ y la correspondiente a la rigidez del resorte $f_S(t)$.

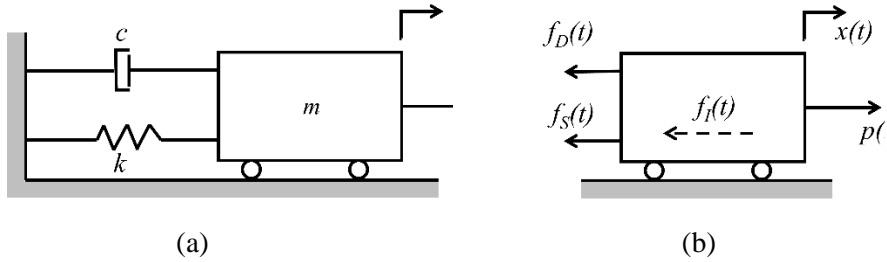


Figura 3-1. Sistema idealizado de un grado de libertad (SDOF) (a) componentes básicos; (b) fuerzas en equilibrio

La ecuación de equilibrio del sistema de un grado de libertad queda entonces como:

$$f_D(t) + f_S(t) + f_I(t) = p(t) \quad (3-1)$$

donde la fuerza inercial es el producto de la masa m por la aceleración $\ddot{x}(t)$:

$$f_I(t) = m\ddot{x}(t) \quad (3-2)$$

la fuerza de amortiguamiento es el producto de la constante de amortiguamiento c por la velocidad $\dot{x}(t)$:

$$f_D(t) = c\dot{x}(t) \quad (3-3)$$

mientras que la fuerza del resorte es el producto de la rigidez k por el desplazamiento $x(t)$:

$$f_S(t) = kx(t) \quad (3-4)$$

por lo tanto, la ecuación de equilibrio queda como

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = p(t) \quad (3-5)$$

Para encontrar la respuesta libre de este sistema se supone que no hay excitación externa $p(t)$; dividiendo por la masa se puede reescribir la ecuación de la siguiente manera:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{x}(t) + \omega_n^2x(t) = 0 \quad (3-6)$$

Donde la frecuencia natural ω_n puede escribirse en términos de la rigidez y el amortiguamiento en función de la fracción de amortiguamiento crítico ζ como se presenta a continuación:

$$\frac{c}{m} = 2\zeta\omega_n \quad (3-7)$$

$$\frac{k}{m} = \omega_n^2 \quad (3-8)$$

Al resolver la ecuación de equilibrio, se obtiene la siguiente expresión, que define el movimiento libre de sistemas de un grado de libertad sub-amortiguados $0 < \zeta < 1$:

$$\begin{aligned} x(t) &= Ae^{-\zeta\omega_n t} \sin\left(\left(\omega_n\sqrt{1-\zeta^2}\right) + \phi\right) \\ &= Ae^{-\zeta\omega_n t} \sin(\omega_d + \phi) \end{aligned} \quad (3-9)$$

Donde ω_d es la frecuencia amortiguada o pseudo-frecuencia definida como

$$\omega_d = \omega_n\sqrt{1-\zeta^2} \quad (3-10)$$

Cabe notar que, para valores bajos de amortiguamiento, como los encontrados en estructuras de edificación, $\omega_n \approx \omega_d$.

Para extrapolar estos conceptos a modelos de estructuras con múltiples grados de libertad, las propiedades físicas del sistema son representados por medio de matrices de masa, rigidez y amortiguamiento, donde los elementos de las matrices dependen de la distribución espacial de las componentes estructurales mientras que sus dimensiones dependen del número de grados de libertad. Para un sistema de N grados de libertad se obtiene la siguiente ecuación de equilibrio en forma matricial

$$M\ddot{X}(t) + C\dot{X}(t) + KX(t) = P(t) \quad (3-11)$$

donde M , C y K son ahora las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de $N \times N$, mientras que $P(t)$ y $X(t)$ son los vectores de desplazamiento y fuerza. La respuesta libre, no-amortiguada de este sistema es independiente del tiempo por lo que el análisis modal se traduce en encontrar la solución del siguiente problema de valores propios (eigen-values)

$$[K - \Omega^2 M]\Phi = 0 \quad (3-12)$$

donde Ω^2 es la matriz diagonal de eigen-valores y Φ es la correspondiente matriz de eigen-vectores o formas modales. Cada modo de vibración es entonces descrito por el par de eigen-valores y eigen-vectores correspondientes; existen

tantos modos vibrar como grados de libertad representados por las dimensiones de las matrices.

3.3 Análisis estático no-lineal

La capacidad de una estructura se puede determinar a partir del análisis estático no-lineal, comúnmente conocido como *pushover analysis* (PA).

Este análisis consiste en aplicar inicialmente cargas de gravedad (verticales) y luego patrones de cargas laterales incrementales, a un modelo estructural que permite comportamiento inelástico, registrando su comportamiento lineal y no lineal hasta conseguir la condición de falla o colapso de la estructura. Estas acciones incrementales son generalmente fuerzas o aceleraciones horizontales que siguen un patrón definido de acuerdo a características de la estructura, tales como la distribución de masas a lo largo de la altura, las formas modales o algún otro criterio práctico. Para realizar este tipo de análisis es necesario considerar la no linealidad de los materiales y secciones por lo que se asignan rótulas plásticas a los elementos en los sitios donde probablemente ocurra el daño. El comportamiento de las rótulas plásticas puede estimarse de acuerdo a distintos criterios, como, por el ejemplo, el establecido en FEMA-356 (2000); este criterio se ha seguido en este trabajo.

A pesar de su gran aceptación y uso extendido, este tipo de análisis carece de fundamentos teóricos rigurosos (Barbat et al., 2016). Se basa en la respuesta de sistemas equivalentes de un grado de libertad, con lo cual la respuesta está controlada por un modo de vibración cuya forma modal permanece constante a lo largo del análisis. Obviamente estas hipótesis son aproximadas; sin embargo, se ha demostrado que a pesar de ello se pueden obtener buenas predicciones de la respuesta máxima de estructuras de múltiples grados de libertad, en especial en estructuras cuya respuesta sea dominada por el primer modo de vibrar (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Diversos autores han puntualizado que la adecuada definición del patrón de carga resulta fundamental para que los resultados del análisis sean congruentes con el comportamiento real de la estructura (Gupta y Kunnath, 2000; Chopra y Goel, 2002). En este sentido, se han desarrollado múltiples mejoras, tanto en la definición del patrón de carga lateral como en el

procedimiento de análisis. Un ejemplo de estas mejoras es el método de análisis adaptativo o *Adaptative Pushover Analysis* (APA) (Gupta y Kunnath, 2000) y el modal *pushover analysis* (MPA) (Chopra y Goel, 2002) que permiten considerar el cambio en las propiedades de la estructura debidas al daño y a la participación de los modos superiores de vibrar, respectivamente. Esto genera mejores estimaciones de la capacidad estructural y extiende su uso a un mayor número de estructuras, por ejemplo, edificios altos o irregulares, donde la participación de los modos superiores puede llegar a ser importante. Actualmente los programas comerciales de análisis y diseño integran estas mejoras y permiten diferentes tipos de análisis, entre los que se encuentran el MPA y APA (CSI, 2016b), los cuales son utilizados en el Capítulo 7 de este trabajo.

3.3.1 Curvas y espectros de capacidad

3.3.1.1 Curva de capacidad

Como resultado del análisis estático no-lineal se genera una curva de capacidad de la estructura, como la presentada en Figura 3-2b. Esta curva relaciona la acción de entrada, generalmente en términos de fuerza F , contra el desplazamiento o deformación asociada d , en un punto de referencia, (normalmente localizado en la cubierta). Por medio de este análisis se puede estimar la ductilidad de la estructura además del estado de esfuerzos y deformación en las distintas etapas del análisis. De igual forma, se puede tener un mejor entendimiento de la distribución de daño en la estructura y el mecanismo de falla asociado al colapso. Otro parámetro importante que se puede obtener de esta curva es la degradación de rigidez asociada al daño en términos del cambio la rigidez secante de la curva, K_S , o de la rigidez tangente, K_T , con las cuales se puede estimar el índice de daño propuesto por Pujades et al. (2015), entre otros.

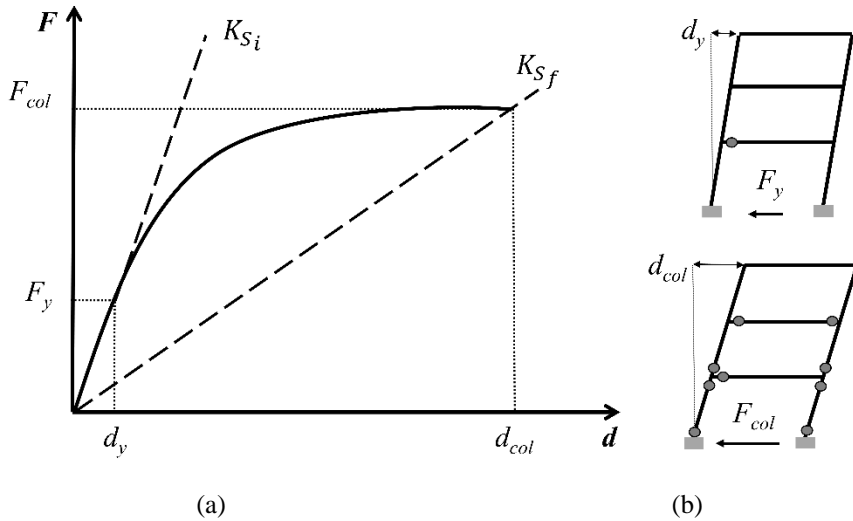


Figura 3-2. Curva de capacidad (izquierda) generada a partir de las distintas etapas del análisis estático no-lineal (derecha), los círculos representan la formación de rótulas plásticas. (d_y y F_y se refieren al punto de cedencia y d_{col} y F_{col} al punto de capacidad última o de colapso).

3.3.1.2 Espectro de capacidad

La curva de capacidad de una estructura puede ser representada por diferentes parámetros. Un ejemplo de esto es el espectro de capacidad donde se expresa la curva de capacidad en términos aceleración espectral y desplazamiento espectral (comúnmente llamado formato ADRS por sus siglas en inglés). Un ejemplo del espectro de capacidad se muestra en la Figura 3-3, donde también se muestra la representación bilineal (BL), la cual es una aproximación simplificada de la curva o espectro de capacidad original (CC o CS), ampliamente utilizada en diversos métodos. Como se observa en la Figura 3-3 las líneas rectas que salen del origen hacia el espectro de capacidad en formato ADRS representan periodos constantes.

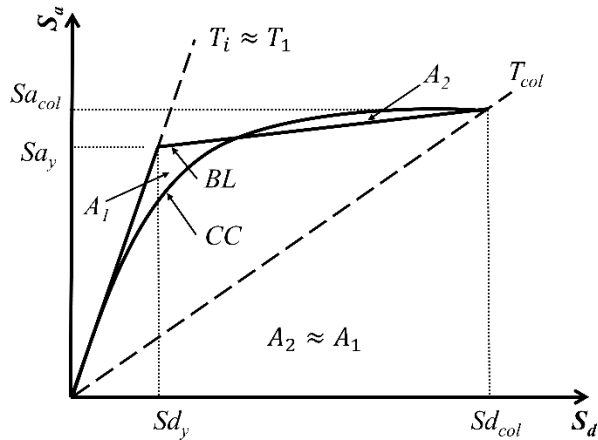


Figura 3-3. Espectro de capacidad en formato ADRS (CS) y representación bilineal (BL), ver descripción en el texto.

La conversión de la curva de capacidad a formato ADRS se realiza mediante las siguientes expresiones definidas en el ATC 40 (1996):

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3-13)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \Phi_1} \quad (3-14)$$

donde W es el peso total de la estructura y Δ_{roof} es el desplazamiento del techo asociado al cortante basal, V y Φ_1 es el “eigen-vector” o forma modal normalizada del primer modo de vibrar que se define más adelante. El coeficiente de masa modal para el primer modo de vibrar, α_1 , y el factor de participación modal para el primer modo de vibrar, PF_1 , se determinan de la siguiente manera

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (3-15)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (3-16)$$

donde N es el número de niveles; g es la aceleración de la gravedad; ϕ_{i1} y w_i son el desplazamiento modal y peso del nivel i .

Cabe mencionar que la representación en formato espectral ADRS de la curva de capacidad es la más común; sin embargo, se puede graficar la misma curva utilizando distintas variables a partir de las relaciones entre desplazamiento espectral y aceleración espectral y periodo (ATC 40, 1996)

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \quad (3-17)$$

donde el periodo se puede obtener despejando de la siguiente manera:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3-18)$$

3.3.2 La demanda sísmica

La demanda sísmica en términos espectrales puede ser considerada de distintas formas; sin embargo, en este trabajo nos enfocaremos esencialmente en dos: los espectros de respuesta de sismos específicos o los espectros de diseño propuestos en las normativas. También comentaremos sobre su relación con acelerogramas reales. La evaluación del daño mediante el espectro de capacidad requiere de espectros de respuesta elástica por lo que, en este trabajo, se utilizaron los espectros de respuesta elástica en aceleración 5% amortiguados. Por otro lado, se utilizarán registros sísmicos reales en forma de acelerogramas para los análisis dinámicos incrementales, en particular, los acelerogramas de las componentes horizontales del sismo de Lorca de Mayo del 2011.

3.3.2.1 Los acelerogramas

Los acelerogramas son utilizados en este trabajo para determinar el comportamiento sísmico mediante análisis dinámico no-lineal (NLDA) y para generar espectros de respuesta utilizados en el análisis del desempeño por medio del PA.

Idealmente, para un análisis de daño se deberían de considerar acelerogramas reales registrados en el sitio donde se encuentre la estructura en estudio, aunque también es posible utilizar acelerogramas sintéticos o híbridos cuyo espectro de respuesta se ajuste a un espectro objetivo. Sin embargo, se debe tener especial

cuidado en el uso de acelerogramas artificiales ya que pueden no representar la amenaza del sitio (Reinoso y Jaimes, 2009), por lo que su uso sigue siendo objeto de discusión. Se ha demostrado que la incertidumbre asociada a la acción sísmica puede ser mucho mayor que aquella asociada a los elementos estructurales, controlando así la incertidumbre total del análisis (Vargas Alzate, 2013). Para el caso de este trabajo se cuenta con un registro del sismo que dañó a la estructura. Estos acelerogramas, registrados cerca del foco y, sobre todo, cerca de la estructura en estudio, se han considerado no muy distintos de los movimientos del suelo que realmente afectaron al edificio.

3.3.2.2 Espectros de respuesta

En ingeniería sísmica, se le conoce al espectro de respuesta como el conjunto respuestas pico de sistemas amortiguados de un grado de libertad ante una acción sísmica. Los espectros de respuesta se construyen partiendo de la ecuación de equilibrio (3-5) de sistemas amortiguados de un grado de libertad (Figura 3-1), donde la fuerza externa $p(t)$ se obtiene como el producto de la aceleración en la base por la masa del sistema $m\ddot{x}_g(t)$. Con lo anterior se llega a la siguiente expresión:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = m\ddot{x}_g(t) \quad (3-19)$$

Al dividir por la masa y partiendo de que la frecuencia natural ω_n , ζ y c están relacionados por medio de las ecuaciones (3-7) y (3-8) se llega a la siguiente expresión, que define el movimiento ante la excitación $\ddot{x}_g(t)$ de un sistema de un grado de libertad amortiguado:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{x}(t) + \omega_n^2x(t) = \ddot{x}_g(t) \quad (3-20)$$

Una solución particular a este problema, para condiciones iniciales nulas, está dada por la ecuación (3-21), comúnmente conocida como la *Integral de Duhamel*. El desarrollo de esta expresión se puede encontrar en Clough y Penzien (1975) y en Chopra (2007):

$$x(t) = \frac{-1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad (3-21)$$

donde la frecuencia amortiguada es definida en la expresión (3-10).

A partir de la expresión (3-21) es posible obtener mediante derivación la velocidad y aceleración relativas. Se puede demostrar que estas quedan de la siguiente forma:

$$\dot{x}(t) = - \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \cos(\omega_D (t-\tau)) d\tau - \omega_n \zeta x(t) \quad (3-22)$$

$$\begin{aligned} \ddot{x}(t) = - \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_D (t-\tau)) d\tau - 2 \omega_n \zeta \dot{x}(t) \\ - (\omega_n \zeta)^2 x(t) - \ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (3-23)$$

Finalmente, se obtienen los espectros de respuesta para desplazamiento S_d , velocidad S_v , y aceleración S_a quedan de la siguiente manera:

$$S_d = \max |x(t)| \quad (3-24)$$

$$S_v = \max |\dot{x}(t)| \quad (3-25)$$

$$S_a = \max |\ddot{x}(t) + \ddot{u}_g(t)| \quad (3-26)$$

Por otro lado, la fracción de amortiguamiento crítico ζ , para el caso de estructuras civiles varía entre 0.02 y 0.2, siendo comúnmente utilizado el valor $\zeta = 0.05$ para estructuras de hormigón armado. Las expresiones de los espectros de respuesta se pueden simplificar partiendo de que, para estos valores de amortiguamiento, $\omega_n \approx \omega_d$, con lo que se llega a las siguientes expresiones que definen los espectros simplificados o pseudo-espectros:

$$PS_d = \max \left| \frac{-1}{\omega_n} \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_n (t-\tau)) d\tau \right| \quad (3-27)$$

$$PS_v = \max \left| \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_n (t-\tau)) d\tau \right| \quad (3-28)$$

$$PS_a = \max \left| \omega_n \int_0^t \ddot{u}(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_n (t-\tau)) d\tau \right| \quad (3-29)$$

En la literatura se suele hablar de los espectros de respuesta y de su versión simplificada, los pseudo-espectros, de forma indistinta, por lo que, en este trabajo, no se hace diferencia entre ellos.

Por otro lado, se puede observar que las expresiones anteriores están relacionadas de la siguiente manera

$$PS_d = \frac{1}{\omega_n} PS_v = \frac{1}{\omega_n^2} PS_a \quad (3-30)$$

Cabe destacar la importancia de la relación (3-30). En primer lugar, permite combinar las distintas respuestas máximas del sistema en un mismo gráfico o representar los espectros de respuesta en términos de distintas variables, como se presenta más adelante. En segundo lugar, muestra que la amplitud de la respuesta de sistemas de un grado de libertad ante una excitación en la base está controlada esencialmente por la frecuencia natural del oscilador. Esta relación se puede observar en la Figura 4-5 del capítulo siguiente, donde se comparan las amplitudes de las respuestas para distintas frecuencias naturales.

3.3.2.3 *Espectros de diseño*

La acción sísmica en un lugar está sujeta a importantes incertidumbres. Las características de los sismos registrados y, en consecuencia, sus espectros de respuesta amortiguada, dependen de distintos factores, propios del mecanismo en la fuente, del medio de propagación y de los efectos locales, concretamente la topografía y la geología del sitio. Por esta razón, es muy conveniente realizar análisis estadísticos de una región mediante múltiples registros con diversas características, cubriendo las propiedades de las fuentes sismogénicas, los caminos de propagación y los efectos de suelo. Con el propósito de proteger las estructuras contra sismos, los espectros de diseño, persiguen controlar de alguna manera estas incertidumbres, buscando envolver los espectros de respuesta de todas las acciones posibles, o con una determinada probabilidad de excedencia, resultando en espectros suavizados en los que se apoyan los distintos códigos de diseño.

Cuando la base de datos disponible no cubre bien el periodo de retorno considerado, u ocurre un terremoto con un periodo de retorno mayor que el contemplado para el diseño, su espectro de respuesta puede exceder las especificaciones del código. Un ejemplo de esto se presentó en el sismo de Lorca del 2011 donde los espectros de respuesta del sismo sobrepasaron considerablemente a los espectros de diseño, tal y como se puede apreciar en la

Figura 3-4 donde se comparan los espectros elásticos de diseño de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 (2002) para suelos tipos I y II y los espectros de respuesta 5% amortiguada de un registro del sismo de Lorca 2011 con una orientación E30°N y N30°W. Así, por ejemplo, El PGA de la componente N30°W de 0.37g es tres veces mayor que la aceleración básica del código de diseño para suelo tipo II ($a_b = 0.12g$).

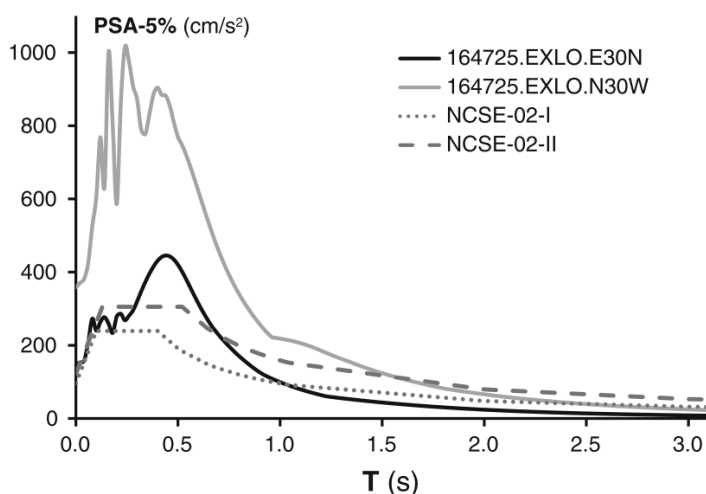


Figura 3-4. Comparativa de los espectros elásticos de diseño de acuerdo al NCSE-02 para suelos tipo I y II y los espectros de respuesta 5% amortiguada de los registros E30°N y N30°W del sismo de Lorca 2011 (Cabañas et al. 2014).

3.3.3 Desempeño estructural

El análisis estático-no lineal ha sido una herramienta muy utilizada, en la práctica, para estimar el desempeño estructural ya que involucra un menor costo computacional que el análisis dinámico no-lineal y hace uso de espectros de respuesta, en lugar de series de acelerogramas. Esto último lo hace útil para la estimación de riesgo sísmico por medio de espectros de amenaza del sitio. Sin embargo; esta simplicidad tiene un costo, ya que este tipo de análisis puede ser poco preciso. Al basarse en un análisis estático, no permite capturar, de forma explícita, determinados efectos dinámicos.

Existen diversos procedimientos para estimar el desempeño estructural mediante el espectro de capacidad obtenido del análisis *pushover*. Algunos ejemplos de métodos se pueden encontrar en ATC 40 (1996); Fajfar y Gašperšič (1996); FEMA-356 (2000); FEMA-440 (2005); Dolšek y Fajfar (2005); Kreslin y Fajfar (2012).

3.3.3.1 Punto de capacidad por demanda (*performance point*)

A pesar de la amplia variedad de métodos, estos se basan en los mismos principios, y la diferencia radica en la forma de encontrar el llamado punto de desempeño o punto de capacidad por demanda, comúnmente conocido como *performance point* (PP). Este punto representa el promedio del desplazamiento máximo causado por el sismo en la cubierta de la estructura. Una comparativa entre distintos métodos se puede encontrar en Gonzalez-Drigo et al. (2017) donde se puede observar la similitud de los resultados con los distintos procedimientos. El método de aproximación lineal (ALE) del ATC 40 (1996) es utilizado en este trabajo para fines prácticos. A continuación, se presentan dos variantes de este método, la primera utilizando espectros en formato aceleración espectral - desplazamiento espectral y la segunda con espectros en formato desplazamiento espectral - periodo estructural.

3.3.3.2 Formato *Sa-Sd* (aceleración espectral - desplazamiento espectral)

La representación del espectro de respuesta en función de la aceleración-desplazamiento espectral, comúnmente conocida como ADRS por sus siglas en inglés, puede hacerse por medio de la relación (3-30) previamente descrita.

Partiendo de que la frecuencia angular se relaciona con el periodo de la siguiente manera

$$\omega_d = \frac{1}{2\pi T} \quad (3-31)$$

de las ecuaciones(3-30) y (3-31) llegamos a la siguiente expresión que relaciona el desplazamiento espectral con el periodo y la aceleración espectral

$$S_d = \frac{T^2 S_a}{4\pi^2} \quad (3-32)$$

Esta relación es muy útil, ya que permite representar en un mismo gráfico la demanda sísmica, en términos del espectro de respuesta, y la capacidad de la estructura, en términos del espectro de capacidad. Cabe mencionar que esto es válido para valores de amortiguamiento pequeños donde se puede hablar, de forma indistinta, de espectros y pseudoespectros de respuesta. La Figura 3-5 muestra la conversión entre espectros en formato tradicional o $S_a - T$ a formato ADRS por medio de la expresión (3-32). Se puede observar que, en este formato, las líneas que salen del origen corresponden a periodos constantes. El procedimiento de obtención del punto de desempeño consiste en prolongar la parte lineal del espectro de capacidad (línea $A - AL$) hasta cruzar en el espectro de respuesta en el punto AL . El punto de desempeño (PP) será el correspondiente al de la curva de capacidad para el desplazamiento $S_d(AL)$, el cual se puede encontrar trazando una línea vertical ($AL - PP$) hasta encontrar el cruce con el espectro de capacidad.

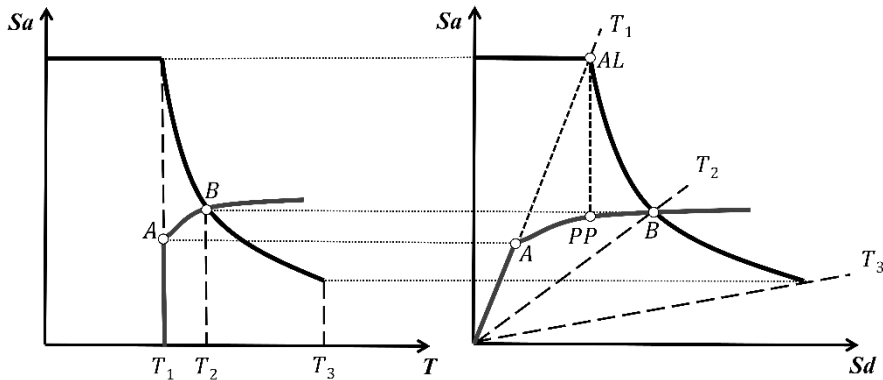


Figura 3-5. Representación de espectros de respuesta en formato $S_a - T$ (izquierda) y formato ADRS o $S_d - T$ (derecha). (ver descripción en el texto).

3.3.3.3 Formato $S_d - T$ (desplazamiento espectral-periodo estructural)

La representación del espectro de capacidad y la demanda sísmica en formato $S_d - T$ resulta conveniente en términos de programación ya que el periodo estructural es representado por líneas horizontales. Este procedimiento puede observarse en la Figura 3-6. El método consiste en prolongar el tramo inicial del

espectro de capacidad, representado por la línea $A - AL$, que en el caso del formato $Sd - T$, resulta ser una línea constante horizontal con el valor del periodo inicial o elástico de la estructura. El cruce de esta línea prolongada con el espectro de demanda (punto AL) representa el desplazamiento que presentaría la estructura si permaneciera en el rango lineal. Al seleccionar este desplazamiento en la curva de capacidad se obtiene el punto de desempeño (PP).

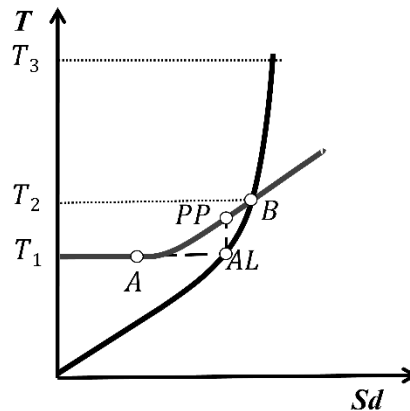


Figura 3-6. Aproximación lineal equivalente (ALE) en el formato espectral T-Sd (ver descripción en el texto).

3.3.4 El daño

Para la evaluación del daño, en este trabajo, se recurre al método propuesto en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), comúnmente utilizado para la evaluación de estructuras en Europa (Lantada et al., 2009). Este método simplificado se usa en la representación bilineal de la curva de capacidad de la estructura y la demanda sísmica considerada mediante espectros de respuesta para determinar el punto de desempeño, es decir, el desplazamiento esperado ante la demanda sísmica especificada. A partir de la curva de capacidad se definen cuatro estados de daño y con ello se desarrollan curvas de fragilidad, que relacionan una medida de intensidad de la acción sísmica con la probabilidad de que se iguale o exceda cada estado de daño.

3.3.4.1 Estados y umbrales de daño

Los estados de daño se definen en función de los valores característicos de la representación bilineal (Sd_y , Sd_u) obtenidos de la curva de capacidad. El proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) considera cuatro estados de daño no-nulo: leve (DS1), moderado (DS2), severo (DS3) y completo (DS4). En la Tabla 3-1 se muestra la definición de los umbrales para cada estado de daño.

Tabla 3-1. Umbrales de daño definidos en el proyecto RISK-UE Milutinovic y Trendafiloski (2003).

Estado de daño	Umbral de daño
DS1 (Leve)	$\bar{S}d_1 = 0.7 Sd_y$
DS2 (Moderado)	$\bar{S}d_2 = Sd_y$
DS3 (Severo)	$\bar{S}d_3 = Sd_y + 0.25 Sd_u$
DS4 (Completo)	$\bar{S}d_4 = Sd_u$

3.3.5 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de exceder cierto estado de daño para una demanda sísmica específica. Son utilizadas como herramienta para la predicción del potencial de daño de un sismo. Existen muchas formas de estimar las curvas de fragilidad como, por ejemplo, las propuestas en el manual HAZUS (FEMA-NIBS, 2003) o en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). En este trabajo nos enfocaremos en este último, el cual propone un procedimiento simplificado para obtener las curvas de fragilidad a partir de la representación bilineal de la curva de capacidad.

Las curvas de fragilidad se definen para distintos estados de daño bajo la hipótesis de que estas siguen una distribución lognormal acumulativa. Esta distribución se caracteriza mediante los desplazamientos espectrales (Sd_{ds}) correspondientes a los umbrales de daño (ds) y la desviación estándar de la distribución lognormal, β_{ds} . La desviación estándar puede obtenerse mediante el ajuste por mínimos cuadrados, fijando la probabilidad de exceder el límite de daño en 50% o a través de ecuaciones simplificadas propuestas en el proyecto RISK-

UE que establecen el valor de β_{ds} en función de la ductilidad de la estructura. En este trabajo utilizaremos el método de ajuste por mínimos cuadrados para el cálculo de β_{ds} .

La distribución de probabilidad log-normal que define las curvas de fragilidad se caracteriza mediante el valor medio y la desviación estándar log-normal de los modelos de fragilidad, en términos de desplazamiento espectral Sd , de la manera siguiente

$$P[ds|Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{Sd}{\bar{S}d_{ds}} \right) \right] \quad (3-33)$$

donde Sd es el desplazamiento espectral y $\bar{S}d_{ds}$ umbral de desplazamiento espectral en el que el edificio alcanza el límite del estado de daño, ds , es decir, el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder dicho estado de daño es del 50%; β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño y Φ es la función de distribución cumulativa lognormal estándar.

Para estimar las curvas de fragilidad, se ajusta el modelo de distribución de probabilidad (3-33) a los valores de las curvas de fragilidad en los umbrales de los estados de daño de la Tabla 3-2, del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). De esta manera se obtiene la pareja de valores $\bar{S}d_{ds}$ y β_{ds} que generen el mejor ajuste, sabiendo que estas variables controlan el valor medio y la pendiente de las curvas, respectivamente.

Tabla 3-2. Valores de las curvas de fragilidad en los umbrales de los estados de daño, de acuerdo al proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003).

Estado de daño	Matriz de distribución de probabilidades				
		F(1)	F(2)	F(3)	F(4)
DS1 (Leve)	F(1)=50%	0.50	0.12	0.012	0.00
DS2 (Moderado)	F(2)=50%	0.90	0.50	0.14	0.01
DS3 (Severo)	F(3)=50%	0.99	0.87	0.50	0.10
DS4 (Completo)	F(4)=50%	1.0	0.99	0.88	0.50

Un ejemplo de curvas de fragilidad se muestra en la Figura 3-7. Los marcadores indican los valores de la matriz de distribución de la probabilidad de excedencia del daño de la Tabla 3-2 a los que se ajustan las distintas curvas de fragilidad.

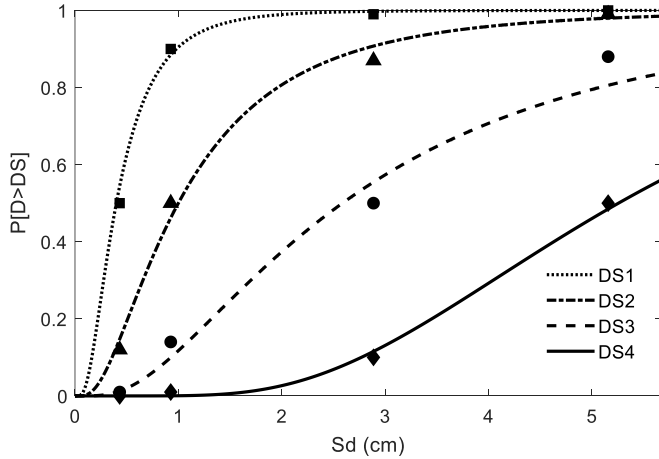


Figura 3-7. Ejemplo de curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral (ver descripción en el texto).

3.3.6 Estado de daño medio

A partir de las curvas de fragilidad de se pueden estimar las matrices de probabilidad de daño, entendidas como las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño, y el estado daño medio en función de la medida de intensidad sísmica. Las matrices de probabilidad de daño, $P[DS_k]$, y el estado de daño medio, DS_m , considerado como el estado de daño más probable de la estructura, se calculan a partir de las siguientes ecuaciones:

$$P[DS_k] = \begin{cases} 1 - P[d \geq DS_k | Sd], & k = 0 \\ P[d \geq DS_k | Sd] - P[d \geq DS_{k+1} | Sd], & k \in \{1, 2, 3\} \\ P[d \geq DS_k | Sd], & k = 4 \end{cases} \quad (3-34)$$

$$DS_m = \sum_{k=1}^n k P[DS_k] \quad (3-35)$$

donde, k toma los valores 1,2,3 y 4 de acuerdo a los estados de daño considerados. A partir de DS_m se puede estimar un estado de daño medio normalizado, DI_{RUE} , que toma valores entre 0 y 1, tal y como se define a continuación:

$$DI_{RUE} = \frac{1}{n} DS_m \quad (3-36)$$

Siendo n el número de estados de daño no-nulo. Esto permite generar una curva que define el valor del daño global esperado en función del parámetro de intensidad sísmica. Este parámetro comúnmente se trata del desplazamiento espectral Sd , pero también puede ser el periodo estructural como se presenta más adelante.

3.3.7 Influencia del daño en el periodo estructural

Como se mencionó anteriormente, el daño se puede definir en función de distintos parámetros de amenaza sísmica. Por medio de un cambio de variable, es posible representar las curvas de capacidad y fragilidad en función del periodo de la estructura. En la Figura 3-8 se ejemplifica este cambio de variable. Se presentan las curvas de probabilidad de ocurrencia de estados de los daño (3-34) y el estado de daño medio (3-35). En la Figura 3-8a se muestran las curvas de la forma tradicional, en términos del desplazamiento espectral, mientras que en la Figura 3-8b son presentadas en función del incremento de periodo estructural. Esta última representación nos permite establecer la fragilidad en términos del periodo degradado de la estructura debido al daño estructural o del incremento de periodo por daño respecto al periodo inicial T/T_i , el cual es posible obtener de la estructura por medio de OMA.

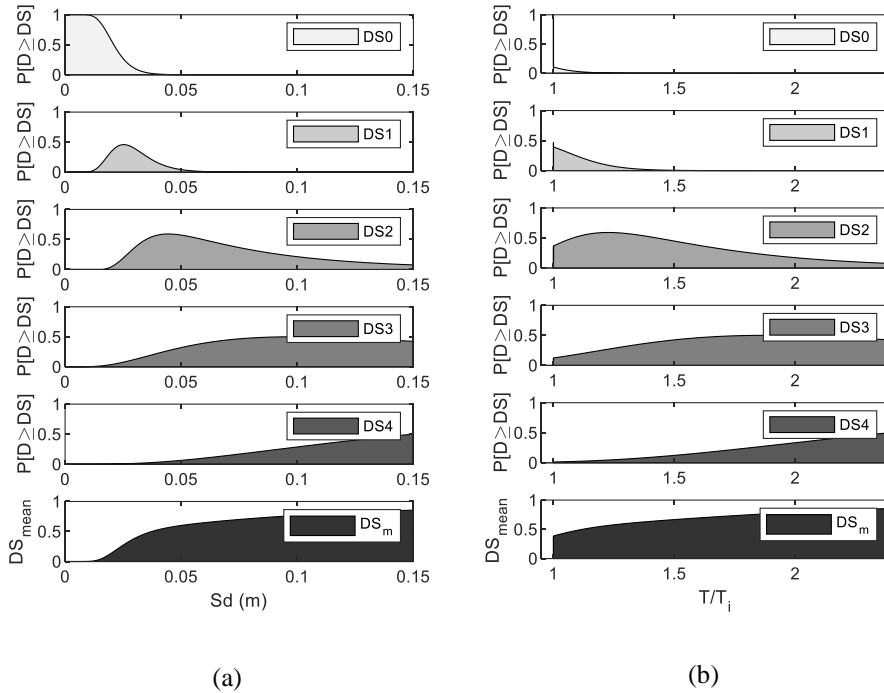


Figura 3-8. Ejemplo de probabilidades de ocurrencia de los estados de daño e índice de daño normalizado en función del desplazamiento espectral (a) y del incremento de periodo fundamental (b).

3.3.8 Nuevo modelo de daño compuesto

En el caso de sistemas estructurales híbridos de pórticos con muros, la resistencia lateral inicial es principalmente proporcionada por los elementos más rígidos, los muros, mientras que los pórticos aportan una resistencia adicional (FEMA-NIBS 2003). Esto también sucede cuando los muros de relleno de mampostería, considerados generalmente como no-estructurales, se encuentren conectados a los marcos. Por esta razón, resulta interesante investigar el comportamiento y el daño de estos dos sistemas resistentes distintos por separado, definiendo el daño según el comportamiento de cada uno los elementos que los componen.

En este trabajo, se propone un nuevo índice de daño global de una forma en la que pueda ser estimado directamente del modelo numérico mediante software de análisis estructural comercial, por ejemplo, SAP2000® y ETABS® CSI

(2016a) y (2016b). La ventaja de este modelo es su simplicidad y la posibilidad de describir la evolución del daño desde la ausencia de daño ($DI = 0$) hasta el colapso ($DI = 1$) en estructuras compuestas por pórticos, donde elementos estructurales y no-estructurales proporcionan resistencia y rigidez a la estructura de forma distinta en durante las diferentes fases de degradación.

El índice de daño propuesto se basa en la acumulación del daño en los distintos elementos y se normaliza por un factor que considera el daño acumulado de todos los elementos en el límite de colapso de la estructura. En este sentido, la definición del punto de colapso del edificio es importante y, como veremos a continuación, se pueden adoptar varios criterios para establecerlo.

3.3.8.1 Componente de daño estructural

El índice de daño estructural, DI_S , se define en función del número de rotulas plásticas y del nivel de desempeño de cada una de ellas de la siguiente manera:

$$DI_S(d) = \frac{1}{S_{NF}} [W_{DS1} p(d)_{DS1} + W_{DS2} p(d)_{DS2} + W_{DS3} p(d)_{DS3}] \quad (3-37)$$

donde $p(d)_{DS}$ es el número total de rótulas plásticas generadas en el desplazamiento, d , de la curva de capacidad. S_{NF} es un factor de normalización que se define más adelante; W_{DSi} es el factor de ponderación y depende del nivel de desempeño de las rótulas plásticas como se establece a continuación:

$$W_{DS0} = 0; W_{DS1} = 1; W_{DS2} = 2; W_{DS3} = 3 \quad (3-38)$$

Los factores de ponderación de las rótulas plásticas se proponen según los niveles de desempeño establecidos en el FEMA-356 (2000) para rótulas plásticas de hormigón armado anteriormente descritos (ver Figura 3-9). Esto permite dar mayor peso a los elementos que presenten un nivel de daño mayor. Cabe mencionar que el número de rótulas plásticas y el nivel de desempeño de cada una de ellas puede extraerse directamente de los archivos de salida del modelo estructural, en este caso del software ETABS ® CSI (2016a), lo que resulta muy conveniente.

Los distintos estados de daño se definen en función de los niveles o umbrales de desempeño de las rótulas plásticas, de acuerdo a los criterios del FEMA-356 (2000) de la manera siguiente:

- DS0 = Daño nulo, la rótula se encuentra por debajo del límite establecido para ocupación inmediata (*immediate occupancy, IO*)
- DS1 = Daño leve, la rótula se encuentre entre los límites *IO* y de seguridad de vida (*life safety, LS*)
- DS2 = Daño moderado, la rótula se encuentra entre los límites *LS* y prevención de colapso (*collapse prevention, CP*)
- DS3 = Daño severo o fallo total, la rótula se encuentra por arriba del límite *CP*

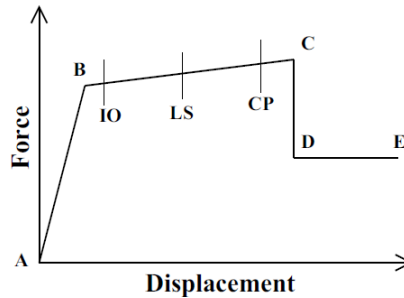


Figura 3-9. Esquema del nivel de desempeño de elementos estructurales de hormigón armado (vigas y columnas) de acuerdo al FEMA-356 (2000).

Finalmente, el factor de normalización, S_{NF} , se estima a partir del número total de rótulas plásticas producidas en el punto de colapso y del factor de ponderación de acuerdo al nivel de desempeño de cada una de ellas, como se muestra a continuación:

$$S_{NF} = W_{DS1} P_{DS1} + W_{DS2} P_{DS2} + W_{DS3} P_{DS3} \quad (3-39)$$

donde P_{DS1} , P_{DS2} y P_{DS3} representan el número de rótulas plásticas que se encuentran en los niveles de desempeño DS1, DS2 y DS3, respectivamente.

De esta forma el índice de daño de la ecuación (37) toma valores entre 0 y 1.

3.3.8.2 *Componente de daño no-estructural*

Análogamente al índice de daño estructural, el índice de daño para elementos no estructurales, DI_{NS} , se propone como la suma del número de elementos dañados para un desplazamiento d , ponderado por el factor W_{NS} . Este último factor se establece en función del estado de daño en el que se encuentra cada elemento.

Se propone la definición de tres estados de daño para los muros de mampostería, de acuerdo a los umbrales de daño propuestos por De Luca et al. (2014), los cuales pueden relacionarse directamente con los distintas secciones del modelo de puntal equivalente de Panagiotakos y Fardis (1996) (Figura 3-10), utilizado en este estudio para los muros de mampostería. Estos umbrales de daño y su relación con el modelo de puntales equivalentes se presenta continuación:

- DSW1: Grietas finas. El comportamiento del muro en este estado se caracteriza por la rigidez elástica no fisurada. El inicio del daño se establece como la aparición de grietas en el muro. De acuerdo con la relación fuerza-desplazamiento de los puntales equivalentes, el daño comienza cuando se alcanza la deformación de fluencia S_y . (ver Figura 3-10)
- DSW2: Grietas, caída de revestimiento y yeso. Comportamiento posterior al agrietamiento, definido por el límite S_y , hasta la resistencia máxima que en este caso corresponde al desplazamiento S_r de los puntales equivalentes (ver Figura 3-10).
- DSW3: Grandes grietas, falla del panel de relleno. Caída de fuerza significativa con probable colapso o desintegración del muro. Este estado de daño se define para desplazamientos en los puntales equivalentes más allá del umbral S_r , (ver Figura 3-10).

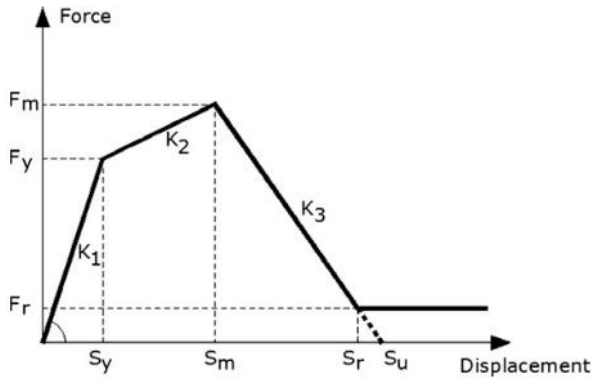


Figura 3-10. Definición de umbrales de daño de acuerdo al nivel de desempeño de elementos no-estructurales Panagiotakos y Fardis (1996)

De acuerdo con los estados de daño de los muros de mampostería definidos anteriormente, se proponen los factores de ponderación de la expresión (3-41). El factor de ponderación se establece en 0 para los elementos que están en el rango elástico ($< S_y$) ya que estos no representan daño; 1 para elementos que han excedido el límite elástico S_y pero no alcanzan el punto de capacidad máxima, S_m ; 2 para elementos entre s_m y S_r y 3 para elementos que han perdido por completo la capacidad de resistencia.

$$DI_{NS}(d) = \frac{W_{DSW1}l(d)_{DSW1} + W_{DSW2}l(d)_{DSW2} + W_{DSW3}l(d)_{DSW3}}{W_{DSW1}L_{DSW1} + W_{DSW2}L_{DSW2} + W_{DSW3}L_{DSW3}} \quad (3-40)$$

$$W_{DSW} = \begin{cases} 1, & s_y < d < s_m \\ 2, & s_m < d < s_r \\ 3, & d > s_r \end{cases} \quad (3-41)$$

donde L_{DSW1} , L_{DSW2} y L_{DSW3} son el número de puntales equivalentes que se encuentran en los niveles de desempeño DSW1, DSW2 y DSW3, respectivamente.

Al igual que en el caso de las rótulas plásticas en vigas y columnas, el nivel de deformación de los puntales equivalentes puede obtenerse directamente del archivo de salida del modelo numérico.

3.3.8.3 Definición del colapso

Para definir el colapso de una estructura se pueden utilizar distintos criterios. Por ejemplo, en el manual HAZUS-99 (FEMA-NIBS 2003) se establecen criterios con los que se puede definir el colapso de estructuras de pórticos de hormigón armado con relleno de muros de mampostería, cuando se cumple alguno ellos. Estos criterios se muestran a continuación:

- a) Ductilidad global, $\mu = 3.3$
- b) Deriva máxima de entrepiso o maximum inter-story drift ratio, $MIDR = 0.0187$
- c) Fallo completo de más del 13% de los elementos estructurales portantes.
- d) Formación de mecanismo de colapso. En este caso se propone la degradación del 20% de la capacidad resistente de la estructura, a criterio experto.

Por medio de estos criterios se puede estimar la demanda en el punto de colapso de la estructura y, definido el daño estructural acumulado en este punto, se puede establecer un factor de normalización tanto para la componente estructural del modelo como para la no-estructural.

3.4 Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental (IDA) es un método de análisis robusto que permite estimar más a fondo el desempeño estructural ante sismo (Vamvatsikos y Cornell 2002). Implica someter un modelo estructural no-lineal a diferentes registros de movimiento del suelo, cada uno escalado incrementalmente a múltiples niveles de intensidad sísmica. Diferentes respuestas máximas del modelo pueden ser obtenidas para cada una de las etapas o análisis incrementales, en función de uno o varios parámetros de respuesta estructural. Al relacionar las respuestas máximas de la estructura con los parámetros de demanda se pueden generar curvas análogas a las curvas de capacidad obtenidas mediante PA. De hecho, se suele llamar a este procedimiento como Análisis *pushover* dinámico si

se utiliza únicamente una señal sísmica en el IDA. Precisamente, en este trabajo, el IDA es utilizado para validar los resultados del PA.

3.4.1 Análisis dinámico no-lineal

Como se mencionó más arriba, el IDA se compone de una serie de análisis dinámicos no-lineales o NLDA. Por otro lado, el NLDA es el tipo de análisis más adecuado para estudiar el comportamiento no lineal de estructuras sometidas a acciones dinámicas (Vargas-Alzate, 2013).

El NLDA consiste en resolver la ecuación dinámica de equilibrio para múltiples grados de libertad (3-11). Esto involucra que se cumpla el equilibrio dinámico en cada intervalo de tiempo. Para resolver la ecuación de movimiento es necesario utilizar métodos numéricos, por ejemplo, el método de integración de Newmark (Clough y Penzien 1993).

La determinación de la respuesta de una estructura en el análisis paso a paso involucra tres respuestas: desplazamiento, velocidad y aceleración, en cada intervalo de tiempo. Para análisis no lineales, la rigidez es calculada al inicio y la respuesta es calculada al final del intervalo asumiendo que la rigidez permanece constante en el intervalo de tiempo. El comportamiento no lineal de la estructura es considerado entonces calculando de nuevo la rigidez en el próximo intervalo donde las condiciones iniciales de cada uno de los pasos siguientes dependerán de su predecesor. La respuesta no lineal de la estructura es representada de esta manera por la solución de una serie de ecuaciones diferenciales lineales aproximadas. Una explicación detallada de este tipo de análisis se puede encontrar en Clough y Penzien (1993); Vamvatsikos y Cornell (2002); Carr (2007); Vargas-Alzate (2013); CSI (2016a)

Cabe destacar que es posible determinar los modos y formas de vibrar en cada intervalo de tiempo deseado, mediante análisis modal, encontrando la solución del problema de valores propios (3-12). Este tipo de análisis se ha realizado anteriormente por Navarro (2013), mediante el software RUAUMOKO2D (Carr, 2007) y un programa para relacionar el incremento del periodo fundamental con el índice de daño de Park y Ang (1985). En este trabajo

se realizará un análisis modal al final de cada etapa del ADI con el fin de estudiar y relacionar la evolución del periodo fundamental de la estructura con el daño estructural.

3.5 Resumen y conclusiones

En este capítulo se presentaron los criterios y la metodología para la evaluación del daño sísmico en estructuras por medio del análisis estático no-lineal *pushover* y el método propuesto en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). En primer lugar, se hace una introducción al análisis modal y a la vibración natural de las estructuras. Estos fundamentos son necesarios ya que en este tipo de análisis se representa una estructura de múltiples grados de libertad por medio de un oscilador equivalente de un solo grado de libertad. Esto simplifica el procedimiento, pero presenta inconvenientes en estructuras cuyos modos superiores influyen en la respuesta, tal es el caso de edificios altos o irregulares. En estos casos se debe tener especial atención y utilizar distintos métodos que permitan considerar la participación de dichos modos. Ejemplos de este tipo de métodos son el *pushover adaptativo* (*Adaptive Pushover Analysis - APA-*) (Gupta y Kunnath, 2000) y el *pushover modal* (*modal pushover analysis - MPA-*) (Chopra y Goel, 2002).

Se describe el concepto de curva de capacidad de la estructura, que relaciona la respuesta de la estructura ante distintos niveles de fuerzas laterales. Se muestra que, mediante un cambio de variable, las curvas de capacidad pueden establecerse en función de diferentes parámetros, tales como desplazamiento espectral, aceleración espectral y periodo estructural. Estas formas que presentan la aceleración espectral como una función del desplazamiento espectral, se denominan espectros de capacidad. Además, este cambio de variable permite representar la capacidad estructural y la demanda en un mismo gráfico.

Posteriormente, también se muestran distintas maneras de representar la demanda sísmica. Se define el concepto de espectro de respuesta y espectro suavizado y se muestra su relación con los espectros de diseño. Se presenta el método utilizado para obtener el desempeño estructural con la representación, tanto de la curva de capacidad como del espectro de demanda, en formato

aceleración-desplazamiento espectral o ADRS y en formato periodo-desplazamiento espectral. Este último formato nos permitirá establecer las distintas curvas de daño en función de un parámetro que se puede medir directamente en la estructura, como se verá más adelante.

Se introduce el concepto de curvas de fragilidad, las cuales permiten estimar la probabilidad de que una estructura iguale o exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro de intensidad sísmica, en este caso, el desplazamiento espectral.

Finalmente se esboza una propuesta de un nuevo índice de daño que se obtiene fácilmente del modelo computacional y que permite separar las contribuciones al daño global del daño estructural y no-estructural.

4 Análisis modal operacional (OMA)

4.1 Introducción al problema

El objetivo del OMA, también conocido como identificación modal ambiental (*ambient modal identification*) es obtener conocimiento sobre las propiedades modales de una estructura a partir de datos de su vibración cuando el edificio o estructura está en sus condiciones operativas. Además, es bien sabido que la respuesta dinámica de los edificios se puede aproximar como una combinación de sus modos de vibración. Los modos de vibración se relacionan a su vez con las propiedades dinámicas de la estructura como las frecuencias naturales, el amortiguamiento y las formas modales. El análisis modal operacional se enfoca principalmente en la obtención de estos parámetros.

En general, como se presentó en el Capítulo 2, existen dos formas de medir o identificar los parámetros modales: de forma experimental o *experimental modal analysis* (EMA) y de forma operacional u observacional, comúnmente llamada *operational modal analysis* (OMA). EMA se basa en medidas bajo excitaciones predefinidas, OMA se basa en medidas bajo condiciones operativas. Las distintas técnicas de EMA son más usadas en estructuras relativamente pequeñas, como por ejemplo en la industria automovilista, aeronáutica o en maquinaria industrial, entre otras, pero son difícilmente aplicables a las edificaciones debido a su gran tamaño, interrupción del uso del edificio, y frecuencias de vibrar relativamente bajas, ya que la aplicación de cargas dinámicas controladas requiere de procedimientos sofisticados y de complejos y costosos aparatos relacionados con la excitación de la estructura. En este sentido, OMA es ideal para las estructuras civiles ya que las mediciones son pasivas, eficientes, económicas y rápidas, y los procedimientos para la toma de datos son relativamente sencillos. En general, no requieren interrumpir las condiciones de servicio del edificio, en comparación con EMA. Además, los parámetros identificados son representativos del comportamiento de las estructuras en condiciones de operación y no están contaminados con la vibración generada artificialmente (Rainieri y Fabbrocino, 2014). La investigación para el estudio de

edificios en las últimas décadas se ha enfocado en las técnicas de OMA; en este trabajo continuamos con esta tendencia.

4.2 La respuesta estructural

En el caso de estructuras civiles, las vibraciones son causadas por fuerzas externas debidas a, entre otros fenómenos, terremotos, micro-sismicidad, tráfico, viento, maquinaria, explosiones o vibraciones inducidas por humanos. Estas vibraciones pueden ser capturadas mediante sensores, ya sean de aceleración, velocidad o desplazamiento. Los sensores tradicionalmente se colocan en la estructura, siendo importante que estén en contacto con la misma. Avances tecnológicos relativamente recientes han permitido el desarrollo de sensores telemétricos, como por ejemplo el RAR, que permiten también medir la vibración estructural a distancia, sin necesidad de contacto.

4.2.1 Movimiento fuerte y movimiento débil

Para poder efectuar la identificación de parámetros modales en edificaciones, es necesario una fuente de vibración o de movimiento que excite a la estructura en estudio. El OMA utiliza las fuentes de vibración que se pueden encontrar en ambientes urbanos, las cuales pueden clasificarse en movimientos fuertes y movimientos débiles.

Al movimiento fuerte se le conoce comúnmente al que puede ser notado y detectado por humanos. Dichos movimientos suelen superar valores de 0.002 g, aunque esta categorización suele ser algo subjetiva y arbitraria. El movimiento fuerte suele ser causado por sismos de mediana o gran intensidad y puede inducir una respuesta en el rango inelástico, ya sea en el suelo o en las estructuras. Para poder medir el comportamiento de las estructuras ante movimientos fuertes es necesario contar con un sistema de monitoreo permanentemente instalado en las estructuras, ya que no se puede predecir la ocurrencia de sismos.

Por el contrario, el movimiento débil se considera como aquel que no suele percibirse por humanos y, su medición requiere sensores de alta precisión. El movimiento débil puede provenir de diversas fuentes y generalmente produce una respuesta de las estructuras en el rango elástico.

Por otro lado, diversos estudios han encontrado que los resultados del OMA pueden variar en función de las características del movimiento de excitación. Tanto el periodo fundamental como el amortiguamiento tienden a incrementarse durante excitaciones de movimiento fuerte, en comparación con las detectadas con movimiento débil (Loh y Leer, 1997).

4.2.1.1 *El ruido ambiental*

Las vibraciones ambientales, o ruido ambiental, es un movimiento débil que se considera comúnmente como ruido Gaussiano. Estas vibraciones son producidas por múltiples fuentes, englobadas en lo que se ha denominado también como ruido cultural. Excitadores típicos del ruido ambiental son, entre otros, viento, maquinaria, micro-sismicidad, interacción con otras estructuras, tráfico y otras vibraciones inducidas por humanos. Debido a que la respuesta de las estructuras ante este tipo de excitación es baja, se requieren sensores altamente sensibles y con un nivel de ruido interno bajo. Este tipo de vibraciones suele contener un rango de frecuencias muy amplio, debido a las múltiples fuentes de vibración. Por ejemplo, Webb (2007) estudió el llamado “susurro de la tierra” (“*Earth’s Hum*”) y encontró que las frecuencias de ruido ambiental pueden llegar a ser tan bajas como 1-10 mHz (periodo de 100-1000 s). De acuerdo con este estudio, las vibraciones debajo de 1 Hz son producidas principalmente por el oleaje del océano, su interacción con el suelo de la costa y la amplificación no-lineal de la plataforma continental. Además del ruido ambiental de frecuencias tan bajas existen muchas fuentes de vibración en el rango de interés de la ingeniería estructural. Las fuentes de ruido de más de 1Hz en áreas urbanas son generalmente provocadas por las actividades humanas, ya citadas más arriba, tales como: tráfico, maquinaria, interacción suelo-estructura, etc. (Okada y Suto, 2003). En otro estudio realizado por Liu et al. (2014) se caracterizó el ruido ambiental, en suelo, en el área urbana de Beijing, China; encontraron dos periodos del día con diferentes características cada uno: de 1 a 5 a.m., el cual llamaron el periodo de madrugada, y el resto del día (periodo del día y la tarde). Se encontró que en el periodo de la madrugada el ruido ambiental es dominado por frecuencias entre 1

y 2 Hz aproximadamente. En este periodo, las componentes horizontales presentan mayores amplitudes que la vertical y la fuente principal de ruido es la micro-sismicidad. Por otro lado, en el periodo del día, el ruido ambiental presenta una banda de frecuencias más amplia con frecuencias dominantes contenidas entre los 8 y 10 Hz, pudiendo exceder en algunos casos la amplitud de la componente vertical a la de las horizontales. Resultados similares se han encontrado para distintas partes del mundo en trabajos como Bindi et al. (2011) y Luzi et al. (2019). En este sentido, si el objetivo es lograr excitar el mayor número de modos de vibrar de una estructura, es útil contar con una amplia banda de frecuencias, por lo que el periodo de día y tarde resultaría beneficioso. Sin embargo, se debe tener cuidado ya que, en este caso, las distintas fuentes de vibración podrían introducir una mayor cantidad de ruido durante el monitoreo de las edificaciones y distorsionar u ocultar la respuesta estructural medida entre el ruido ambiental, lo que podría obstaculizar, a su vez, la identificación de las características modales de la estructura. Este tema no es trivial y puede influir en la capacidad de detección de los parámetros modales y, aunque no es objeto de estudio en este trabajo, se discutirá más adelante.

4.3 Medida de la respuesta estructural ante vibración ambiental. Ejemplo en dos edificios de Barcelona

Para ilustrar de forma práctica los principales métodos, conceptos y técnicas relacionados con el OMA, a continuación, se presentan dos ejemplos de medición de la respuesta estructural ante vibración ambiental, es decir, ante movimiento débil. Los edificios medidos pertenecen a la *Universitat Politècnica de Catalunya* (UPC). El primer edificio, al que llamaremos edificio “A”, es la *Escola Tècnica Superior d'Enginyeria Industrial de Barcelona (ETSEIB)*, mientras que el segundo es el de la *Escola Tècnica Superior d'Arquitectura de Barcelona (ETSAB)* que llamaremos edificio “B”. Ambos edificios se muestran en la Figura 4-1.

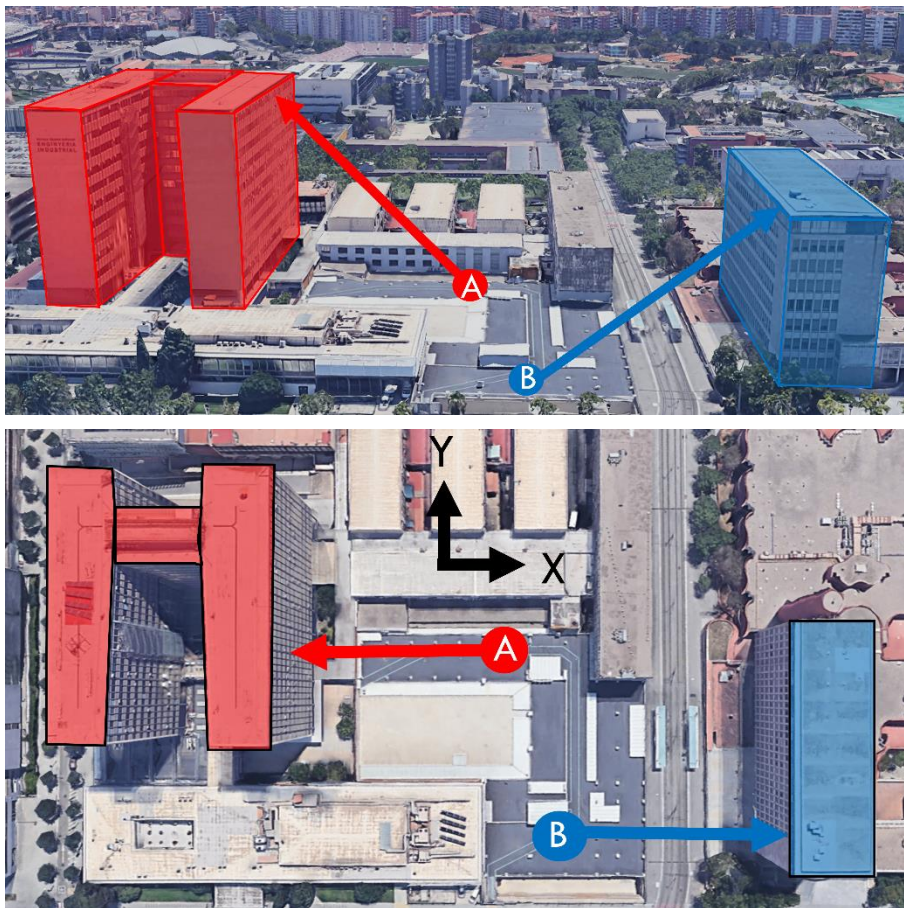


Figura 4-1. Edificio “A” en color rojo y edificio “B” en color azul. Vista tridimensional (arriba) y vista en planta (abajo). (Imágenes: Google (2019))

El edificio A es una estructura de acero de 12 pisos compuesta de dos torres paralelas de 59×13 m acopladas entre sí. El edificio B se trata de una estructura de hormigón armado de 8 niveles con una planta rectangular de aproximadamente 58×19 m.

4.3.1 Instrumentación

El sistema de medición de la respuesta estructural se compone generalmente por sensores de movimiento, un equipo de recolección de datos y herramientas de procesamiento de señales. Para el ejemplo de los edificios anteriormente mencionados se utilizaron medidas desde dentro del edificio, utilizando

acelerómetros piezoeléctricos, y medidas desde fuera del edificio, mediante RAR el cual trabaja bajo el principio de interferometría.

Como se mencionó en el Capítulo 2, las vibraciones de las estructuras pueden ser capturadas mediante mediciones de aceleración, velocidad o desplazamiento y, dependiendo de la cantidad física a medir, se pueden elegir distintos tipos de sensores. Los sensores suelen clasificarse según la variable física que miden o por el principio de transducción en el que están basados. La Tabla 1 muestra un resumen de los tipos de sensores más comunes utilizados para la medición de vibraciones en estructuras, así como las ventajas y desventajas de cada tipo de sensor.

Tabla 4-1. Tipos de sensores utilizados en medición de vibración en estructuras: ventajas y desventajas (adaptada de Burgos et al., 2020).

Tipo	Variable de medición	Ventajas	Desventajas
Piezoeléctrico	Aceleración	Bajo costo	Sensibilidad térmica
	Deformación	Bajo costo	
	Desplazamiento	Posibilidad de integración	
Fibra óptica	Deformación	Alta precisión	Alto costo fragilidad
	Aceleración	Inmunidad a la interferencia electro-magnética Posibilidad de integración	
Micro-electro-mecánico (MEMS)	Deformación	Bajo costo	Respuesta a altas frecuencias
	Aceleración	Tamaño Bajo costo Conexión inalámbrica	fragilidad
Radar interferométrico	Desplazamiento	Mediciones no intrusivas (remotas)	-Costo -Precisión -Ruido -Necesidad de visión clara del objetivo
Láser Doppler	Desplazamiento	Mediciones no intrusivas (remotas)	-Ruido -Sensibilidad a factores ambientales -Necesidad de visión clara del objetivo

4.3.2 Medidas desde dentro (aceleración) y desde fuera (desplazamiento)

4.3.2.1 Sensores de contacto (medidas de aceleración)

Se realizaron medidas de aceleración en dirección de los dos ejes principales de las estructuras en un punto de la cubierta de los edificios, aproximadamente en el centro geométrico de la planta. Los acelerómetros registraron la vibración de los edificios debido al ruido ambiental en las tres direcciones ortogonales simultáneamente durante una hora con una frecuencia de muestreo de 200 Hz.

Los acelerómetros son capaces de muestrear a frecuencias muy altas, sin embargo, esto solo es útil si el contenido de altas frecuencia de la señal es de interés. En el caso de las edificaciones, las frecuencias de interés suelen estar en el rango de 0.1 a 10 Hz (períodos de 0.1 a 10 segundos). Por este motivo, los datos se filtraron usando un filtro Butterworth de paso de banda para enfocar los análisis en la banda de frecuencia de 0.5-10 Hz (períodos en el rango 0.1-2 s). La Figura 4-2 muestra ejemplos de los registros temporales de aceleración en los edificios A y B, después de ser filtrados.

Se puede apreciar que las amplitudes de aceleración registradas son mayores para el edificio A, lo cual se debe a su mayor altura y flexibilidad. La magnitud de la aceleración es ligeramente mayor en las direcciones transversales o cortas, que denominamos dirección X, mientras que a la dirección ortogonal horizontal la denominamos dirección Y (ver Figura 4-1 como referencia). Únicamente las direcciones X fueron monitoreadas con el sistema RAR.

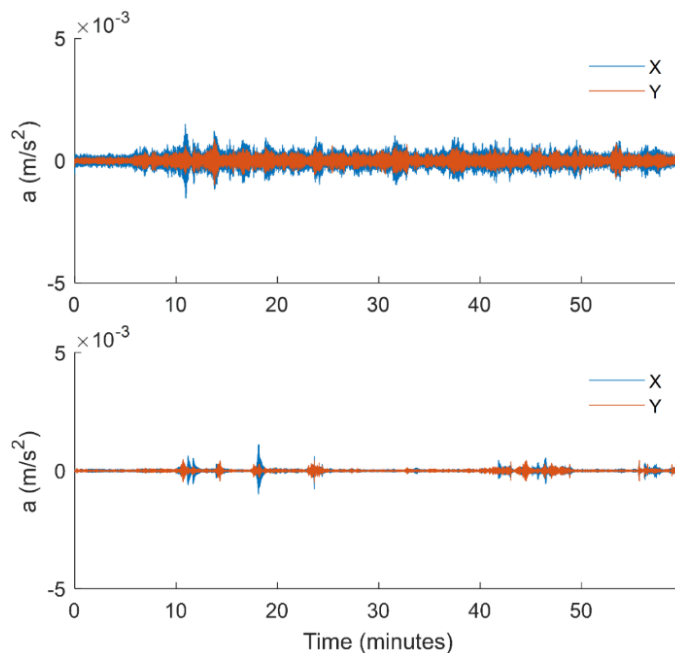


Figura 4-2. Registros temporales de aceleración para el edificio A (arriba) y B (abajo) filtrados entre 0.5 y 10 Hz.

4.3.2.2 Medidas de desplazamiento (Radar de Apertura Real)

Para realizar las mediciones remotas, el dispositivo RAR se colocó a aproximadamente 50 m de las fachadas de los edificios con una inclinación de 44° (edificio A) y 35° (edificio B), con respecto a la horizontal. Las antenas RAR apuntaban hacia el vértice superior de las fachadas de los edificios (ver Figura 4-1 en el capítulo 6). Las mediciones remotas se realizaron a frecuencias de muestreo de aproximadamente 90 Hz durante 30 minutos en ambos casos. Con el fin de obtener señales de buena calidad, evitando el ruido, las mediciones se realizaron cuidadosamente eludiendo obstáculos u objetos que podrían interferir con la línea de visión, en inglés *line of sight* (LOS), del dispositivo RAR. Se prefirieron las áreas abiertas sin cables, tráfico, personas o cualquier objeto en movimiento. Sin embargo, esto no fue posible en el caso del edificio B en el que una línea de tranvía interfiere entre el edificio y el dispositivo RAR, lo cual representa una fuente de ruido transitorio importante.

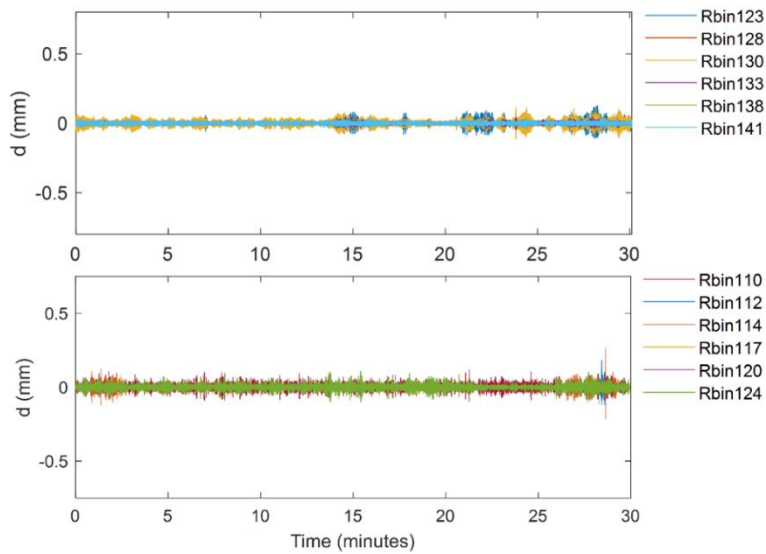


Figura 4-3. Registros temporales de desplazamiento para el edificio A (arriba) y B (abajo) filtrados entre 0.5 y 10 Hz.

4.3.3 Reflexiones sobre las medidas

Para lograr la correcta identificación de parámetros modales es necesario realizar medidas de calidad, no solo por la posible presencia de ruido que enmascare la respuesta estructural, sino también porque la incorrecta selección e instalación de los sistemas de medición puede limitar el rango de frecuencias observables y restringir la capacidad de identificación de modos. Por este motivo, la correcta planificación y el diseño del sistema de medición son fundamentales.

De acuerdo a Farrar y Worden (2007) es necesario considerar diversos factores como los ambientales, operacionales y económicos, además de las posibles restricciones que se puedan presentar a la hora de instalar los sistemas de medición. A continuación, se presenta un repaso muy breve de los principales aspectos a tomar en cuenta antes de implementar un sistema de medición de vibraciones estructurales.

4.3.3.1 Justificación económica

El principal argumento en contra de la implementación de un sistema de monitoreo de vibraciones es el costo asociado. Existen diferentes motivos para

efectuar medición o monitoreo de vibraciones en estructuras, pero el principal es la evaluación de la salud estructural y detección de daño. Diversos autores afirman que, en la mayoría de los casos, el ahorro a largo plazo justifica la implementación de este tipo de sistemas (Rainieri et al., 2010; Rainieri y Fabbrocino, 2014; Cremen y Baker, 2018). Es importante notar que pueden existir razones para justificar costes de implementación elevados, como una reducción en el tiempo de respuesta ante una catástrofe, importancia de la estructura, factores sociales o su viabilidad en estructuras en las que, por sus condiciones de operación o de difícil acceso, las inspecciones visuales sean inconvenientes (Burgos et al. 2020).

4.3.3.2 *Condiciones ambientales y de operación*

El monitoreo de la salud estructural se basa en la observación de características o propiedades de las estructuras sensibles al daño. Un problema importante radica en que las fluctuaciones temporales de temperatura, humedad, condiciones de operación de la estructura, entre otras, influyen directamente en estas propiedades, por ejemplo, en las frecuencias naturales. Esta influencia, compleja y en general no lineal, afecta a distintas características de manera diferente (Deraemaeker et al., 2008; Reynders et al., 2014). En ciertas situaciones, cuando el cambio temporal en las frecuencias fundamentales puede llegar a ser importante, resulta necesario el seguimiento periódico del desajuste en los datos observados para tomar en cuenta las condiciones ambientales y de operación. Este efecto tiende a ser más apreciable en grandes estructuras como por ejemplo puentes y edificios altos. Boroschek et al. (2014) demuestran el efecto de la temperatura midiendo el periodo fundamental del edificio de la torre central de la Facultad de Física y Ciencias Matemáticas de la Universidad de Chile durante cerca de 8 meses. La Figura 4-4 muestra el efecto de la temperatura, que oscila entre 1 y 35°C, en el periodo fundamental que va desde los 0.43 s (2.3 Hz) hasta 0.45 s (2.2 Hz). Se puede observar que, a pesar que el periodo fundamental cambia apenas unas centésimas, existe una clara correlación entre el periodo y la temperatura.

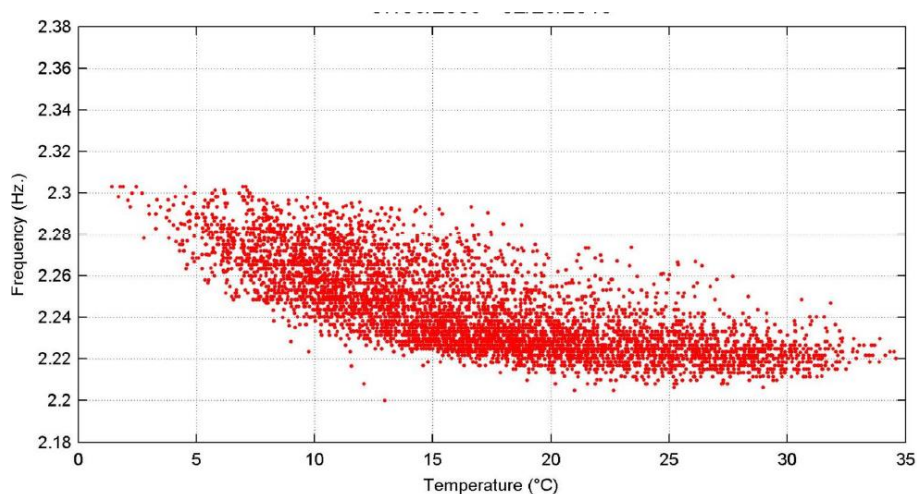


Figura 4-4. Efecto de la variación de la temperatura en el periodo del modo 1 (Boroschek et al., 2014). Ver descripción en el texto.

Por esta razón, si el motivo de las mediciones es la predicción de daño mediante el monitoreo de parámetros modales, es conveniente considerar el efecto de la temperatura, de lo contrario se dificultaría determinar con precisión las condiciones dañadas y no dañadas, tal como lo exponen Reynders et al. (2014).

Otras fuentes de vibración, como vehículos en movimiento, maquinaria y equipos en funcionamiento, pueden afectar también la medición de frecuencias y formas modales, al generar vibraciones armónicas de frecuencias específicas. De ser el caso, es recomendable analizar por separado estas fuentes de vibración (Burgos et al., 2020). Finalmente, es esencial mitigar el ruido digital interno generado en la medición y transmisión de datos. Este efecto puede ser importante si el cableado o las conexiones no son las adecuadas o se encuentran en mal estado, si existe incompatibilidad entre sensores y equipos de adquisición de datos o en condiciones meteorológicas adversas (Rainieri y Fabbrocino, 2014).

4.3.3.3 *Donde medir. Cantidad y geometría de la ubicación de los sensores.*

La selección del lugar de medición o de la ubicación de los sensores afecta principalmente la capacidad de observar los distintos modos de vibrar y la precisión de los resultados. La selección de la geometría y de la cantidad de puntos de medición no es un tema trivial y existe una línea de investigación muy amplia

al respecto (ver por ejemplo, Ostachowicz et al., 2019). El diseño de un sistema eficiente para la identificación de parámetros modales depende de diversos factores como la cantidad de sensores disponible, tipo y tamaño de la estructura, los objetivos de la medición y precisión requerida, entre otros.

De acuerdo a un estudio realizado por Cremen y Baker (2018), los errores de las mediciones y en la estimación de la respuesta estructural se reducen sustancialmente cuando se incrementa el número de sensores y de pisos instrumentados. Sin embargo, el uso de un mayor número de sensores incrementa los costos asociados y complica sustancialmente la tarea de procesado y análisis de datos.

La optimización de la geometría de los sensores permite la reducción de los costes y simplifica las tareas de medición sin comprometer la calidad de los resultados. Existen diversos trabajos dedicados a la optimización de la geometría de ubicación de sensores, ver por ejemplo el trabajo de Papadimitriou y Lombaert (2012). De acuerdo con estos autores, en términos generales se recomienda contar con una estimación a priori de los modos de vibrar de la estructura mediante modelos numéricos. La instalación de los sensores debe realizarse en los puntos donde se estime que los modos de vibrar de interés tengan los mayores desplazamientos modales. De esta manera, es posible reducir el error de la estimación con un menor número de sensores (Papadimitriou y Lombaert, 2012). Asimismo, la instalación de sensores en puntos muy cercanos debe evitarse, ya que la información que se obtiene a partir de estos, suele ser, para fines prácticos la misma, en especial cuando se cuenta con un diafragma rígido en la planta (Brincker y Ventura, 2015). Un ejemplo en la optimización de una red de sensores para la monitorización de la torre de Pirelli, (Milán, Italia) se presenta en Capellari et al. (2018). En este trabajo se toman en cuenta la relación costo/beneficio y la eficiencia del sistema para encontrar el número óptimo de sensores.

4.3.3.4 ¿Cuándo y cuánto tiempo medir?

Para la correcta identificación de parámetros modales es necesario contar con datos de calidad, con una buena relación señal a ruido, pero también se requiere

tener la cantidad suficiente de datos para posibilitar la estimación de los parámetros con la adecuada resolución.

La frecuencia de muestreo o el número de muestras por segundo define el rango de frecuencia que puede ser analizado en una señal. Una frecuencia de muestreo máxima entre 100 y 200 Hz suele ser suficiente para identificar las frecuencias naturales de interés, en el caso de estructuras civiles. De hecho, para el caso de estructuras grandes, con frecuencias naturales de vibrar bajas, resulta de mayor importancia que los sensores sean capaces de medir las frecuencias bajas que tener una mayor frecuencia de muestreo (Rainieri y Fabbrocino, 2014).

Brincker y Ventura (2015) trataron este aspecto y presentaron una propuesta para estimar la longitud mínima de las series temporales requerida para la identificación de frecuencias fundamentales. De acuerdo a estos autores la longitud total del registro, T_{tot} , no debe ser menor que:

$$T_{tot} > \frac{20}{2\zeta f_{min}} = \frac{10}{\zeta f_{min}} \quad (4-1)$$

mientras que la frecuencia de muestreo se recomienda sea superior a

$$f_s > 2.4f_{max} \quad (4-2)$$

Donde ζ es el factor de amortiguamiento, estimado de acuerdo a la tipología, f_{min} es la mínima frecuencia natural que se desea buscar mientras que f_{max} la máxima. Por ejemplo, si se desea medir los primeros modos de vibrar de una estructura que se encuentran entre los 1.3 y 1.5 Hz y cuyo un factor de amortiguamiento se estima alrededor del 1%, entonces, la longitud total del registro debería de ser superior a los $10/(0.01 \cdot 1.3 \text{ Hz}) = 770\text{s}$ mientras que la frecuencia de muestreo debe ser de al menos $2.4 \cdot 1.5 \text{ Hz} = 3.6 \text{ Hz}$.

4.3.3.5 ¿Qué parámetros utilizar? Aceleración velocidad o desplazamiento

Las medidas de vibración pueden ser caracterizadas por medio de aceleración, velocidad o desplazamiento. Las medidas de aceleración son probablemente las más utilizadas para la identificación de parámetros modales en estructuras de edificación, no solo porque este tipo de estructuras suelen tener periodos bajos, captados mejor en términos de aceleración, tal como se muestra

más adelante, sino también por las características de este tipo de transductores. Los acelerómetros son robustos y pequeños además de ser más económicos por lo que puede ser instalado un mayor número de sensores en distintas partes de la estructura. Estas características han influenciado la creciente popularidad de estos sensores para SHM y OMA. De igual forma, los registros de aceleración proporcionan información directa sobre las fuerzas que están actuando en la estructura por lo que pueden ser utilizados para estimar los esfuerzos que se presentan en la misma durante un evento sísmico. Los registros de aceleración pueden ser además integrados para obtener las historias temporales de velocidad y desplazamiento.

Por otro lado, el desplazamiento es probablemente el parámetro más utilizado para hablar del comportamiento de las estructuras. Los desplazamientos máximos de azotea y las derivas de entrepiso son utilizados como indicadores de daño y como parámetros de diseño. De igual forma, se puede obtener la derivada de los registros de desplazamiento para estimar registros de velocidad y la doble derivada para obtener las historias de aceleración, aunque existen complicaciones al respecto.

Por ejemplo, cuando se tiene un corrimiento de la línea base en un registro de aceleración, puede provocar errores considerables en velocidad y desplazamiento ya que se contabiliza en la integración el área que hay entre la curva de aceleración y la línea base.

Por otro lado, la derivada de una señal puede ser inestable y generar discontinuidades en la señal obtenida. En este sentido, el ruido representa un problema grave a la hora de la derivación de un registro ya que este puede ser amplificado, reduciendo la relación señal a ruido (*signal to noise ratio*, SNR) de la señal original, en especial en altas frecuencias (Pieraccini et al., 2008). A pesar de que es posible la “conversión” entre los registros de velocidad, aceleración y desplazamiento, se debe tener especial cuidado al llevar a cabo la derivación o la integración de estos ya que estas operaciones actúan como filtros espectrales que amplifican o atenúan distintas zonas, tanto del espectro de la señal como del ruido (Pieraccini et al., 2008).

Al pasar del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, por medio de la transformación de Fourier, se consiguen expresiones más sencillas para la conversión antes mencionada. En el dominio de la frecuencia la integración y derivación corresponden a una división y multiplicación, respectivamente, por la frecuencia angular, ω .

Si el objetivo de la medición es únicamente la estimación de las frecuencias de vibrar de una estructura, la elección de la cantidad física, velocidad, aceleración o desplazamiento, no debe influir en la identificación de estas frecuencias mediante el análisis espectral. Razón por la cual se recomienda la conversión de registros únicamente para la comparación directa de las señales en una cierta magnitud física (Pieraccini et al., 2008).

La mejor selección del parámetro a utilizar depende entonces de la sensibilidad del sensor utilizado para medir la vibración la cual, a su vez, depende de la frecuencia de vibración de interés. En términos generales, se debe elegir el desplazamiento como parámetro para medir movimientos o vibraciones de frecuencias bajas; para las frecuencias de un rango medio se recomienda usar medidas de velocidad mientras que los acelerómetros son más sensibles a los movimientos de frecuencias altas (Tsang et al., 2010). Para aclarar este punto veamos el siguiente ejemplo que representa el movimiento de una partícula vibrando libremente a una frecuencia ω . Es bien sabido que las ecuaciones que definen el movimiento de la partícula en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración son las siguientes:

$$x = A \sin(\omega t) \quad (4-3)$$

$$\dot{x} = A\omega \cos(\omega t) \quad (4-4)$$

$$\ddot{x} = -A\omega^2 \sin(\omega t) \quad (4-5)$$

De las ecuaciones anteriores podemos deducir la siguiente relación entre las amplitudes del movimiento:

$$A_d\omega = A_v = A_a\omega^{-1} \quad (4-6)$$

La Figura 4-5 muestra estas relaciones entre amplitudes en función de la frecuencia de vibración. Como se puede observar, tomando como referencia la amplitud de velocidad, en altas frecuencias, la aceleración presenta mayores

amplitudes, mientras que la amplitud de los desplazamientos se reduce. Esto sugiere que para edificios rígidos de poca altura puede ser mejor el uso de transductores de aceleración en comparación con los de velocidad o de desplazamiento. Probablemente para estos edificios de poca altura, los dispositivos RAR están cerca de su capacidad máxima y el uso de acelerómetros puede ser más adecuado. Esta figura sugiere también que los dispositivos RAR pueden funcionar mejor para edificios dúctiles de gran altura, con períodos superiores a 1 segundo donde los desplazamientos presentan mayores amplitudes que la velocidad o la aceleración. La respuesta del movimiento en términos de velocidad es más plana sobre el espectro completo que la respuesta de desplazamiento o aceleración, lo que sugiere que el uso de velocímetros sea útil para un mayor rango de frecuencias, tanto para estructuras moderadamente rígidas o moderadamente flexibles. Con todo, todo dependerá también de las características del dispositivo de medida elegido, principalmente de su ancho de banda y de su rango dinámico.

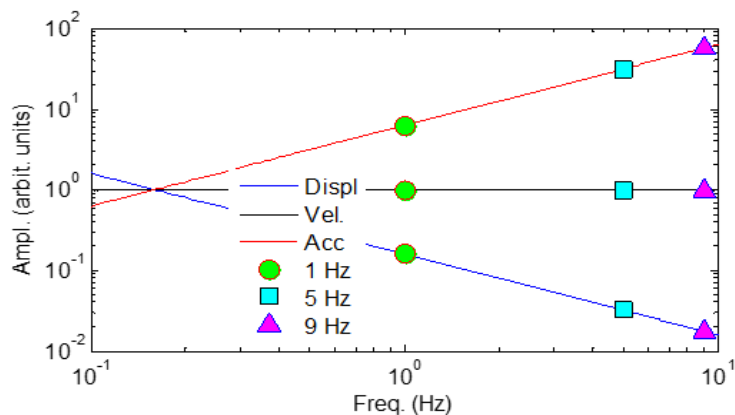


Figura 4-5. Amplitud de oscilaciones de aceleración, velocidad y desplazamiento en función de la frecuencia (Pujades, 2019, comunicación personal).

4.3.3.6 Restricciones y limitaciones de los sensores

En cuanto a los sensores de contacto, la principal desventaja es la necesidad de su instalación dentro o en contacto con la estructura, lo que puede requerir que la estructura se mantenga fuera de servicio durante un periodo de tiempo

importante. La instalación requiere igualmente de personal especializado que tenga acceso a los puntos de medición. Esto puede ser riesgoso si se trata del monitoreo de una estructura dañada e incluso la instalación de sensores puede estar limitada en zonas de difícil acceso.

Por otro lado, el RAR presenta ventajas y limitaciones claras con respecto a los sensores de contacto. La principal ventaja es obviamente la capacidad de medir desplazamiento de manera remota, lo cual puede ser muy útil en situaciones donde entrar en un edificio represente un peligro o, simplemente, no se tenga acceso a la estructura a medir. Pese a esta importante ventaja, actualmente el RAR es un equipo costoso y presenta limitaciones que deben ser consideradas para verificar si su uso para medir una estructura es factible o no. A continuación se presentan algunas de ellas en referencia al equipo aquí utilizado:

- Los elementos no estructurales y elementos sueltos en las fachadas pueden generar ruido en las medidas e imposibilitar su uso.
- Es necesaria una distancia considerable libre de interferencias entre el RAR y el edificio a medir, por lo que su uso queda restringido en espacios reducidos.
- Únicamente se pueden monitorizar las fachadas visibles en el LOS del RAR, esto no representa un problema en edificios aislados o de esquina, pero si en edificios con estructuras adyacentes cuyas fachadas quedan ocultas a la vista.
- Únicamente es posible medir la componente de desplazamiento que se encuentra en el LOS del aparato.
- La precisión del RAR, a pesar de ser de 0.1mm, limita su uso en estructuras rígidas cuyos desplazamientos ante vibración ambiental son menores.

4.4 Resumen y conclusiones

El OMA trata de obtener conocimiento sobre la respuesta dinámica de las estructuras la cual puede ser descrita mediante frecuencias naturales,

amortiguamiento y formas modales. Para obtener estos parámetros es necesario medir la respuesta ante una excitación la cual puede ser catalogada como movimiento fuerte, entendiendo como tal, aquel que puede llegar a ser sentido por humanos ($>0.001 - 0.002$ g), o movimiento débil, el cual no es detectado por humanos. Hay que tener en cuenta que estos umbrales son orientativos, pues en la percepción humana interviene de forma importante la frecuencia de la excitación. De igual forma, el análisis observacional puede realizarse mediante excitaciones producidas para este propósito, lo que se conoce como análisis modal experimental (EMA), o mediante excitaciones presentes en el ambiente (ruido ambiental) en condiciones de operación, lo que se denomina Análisis Modal Operacional (OMA).

Se ha presentado un ejemplo práctico de la medición ante vibración ambiental de dos estructuras con distintas características y por medio de dos técnicas diferentes: mediante acelerómetros ubicados en la cubierta de las estructuras y mediante mediciones remotas usando un equipo RAR. Estas mediciones serán sujetas a estudio más adelante.

Finalmente se hace una reflexión sobre las medidas de respuesta estructural. Se presenta la influencia de distintos parámetros ambientales, tales como la temperatura y las condiciones de operación, en el resultado de las mediciones.

Se mencionan puntos importantes en la selección del sitio de medición de las estructuras y se indican recomendaciones básicas para obtener mejores resultados. Posteriormente, se sugieren reglas propuestas en la literatura para el establecimiento del tiempo a medir y de la frecuencia de muestreo, además de ciertos criterios y consideraciones para la elección de la cantidad física.

Finalmente, se discuten las ventajas, restricciones y limitaciones de los sensores en general y de aquellos utilizados en los casos presentados en este capítulo, en particular.

5 Análisis y tratamiento de señales temporales

5.1 Introducción

En este capítulo se presenta una breve introducción a los conceptos básicos del análisis de señales temporales de vibración y a los distintos métodos que se utilizan en este trabajo.

Primero se mencionan los tipos de señales que nos podemos encontrar y los distintos parámetros involucrados en su análisis. Se hace una breve introducción a la transformada de Fourier y a la transformada discreta de Fourier que nos permiten analizar las señales de vibración en el dominio de la frecuencia.

Se presentan distintos métodos de análisis espectral y análisis multi-señal. Estos últimos, además de identificar las frecuencias naturales contenidas en una señal, permiten identificar las vibraciones compartidas entre distintas señales.

De igual forma, se plantea una técnica para la identificación de formas modales de un sistema basado en el análisis y filtrado de señales sincronizadas de vibración, conocido como la técnica del movimiento de partícula (Caselles et al., 2015).

Finalmente, se presenta un ejemplo de aplicación en estructuras reales mediante el uso de los registros de aceleración y desplazamiento tratados en el capítulo anterior. Se hace hincapié en la importancia de la calidad de las señales y de su correcto tratamiento para obtener buenos resultados.

5.2 Conceptos básicos

5.2.1 Vibración y análisis de frecuencia

Por vibración se entiende aquí a la oscilación de un sistema con respecto a un punto de referencia. Este fenómeno se presenta en múltiples sistemas físicos, desde los átomos hasta las grandes estructuras civiles. Estas últimas vibran siguiendo unas formas características, también conocidas como modos de vibración. Los modos de vibración dependen de sus propiedades físicas y una forma de caracterizar la forma en la que vibran es mediante la frecuencia armónica

a la que lo hacen. En este sentido, dos sistemas con distintas características vibrarán de forma diferente y, por lo tanto, presentarán modos y frecuencias de vibrar diferentes.

En el caso de estructuras civiles, la vibración puede ser medida por medio de sensores que registran una señal temporal, la cual podemos procesar para estimar las características de vibración de la estructura en estudio.

Para estudiar la vibración de la estructura por medio de la señal y estimar el contenido de frecuencias, es conveniente la generación de un espectro, el cual refleja información detallada sobre las características de vibración del sistema, las cuales difícilmente pueden ser obtenidas directamente a partir de la señal en el dominio del tiempo, debido, básicamente a su superposición temporal.

En este capítulo presentamos la forma de analizar la señal por medio de distintos métodos basados en la transformadas de Fourier. Estos métodos permiten analizar la señal en función de sus componentes armónicos, lo que, a su vez, nos permite encontrar aquellos que estén relacionados con las frecuencias fundamentales de la estructura.

5.2.2 Transformada de Fourier

La transformada de Fourier es una herramienta matemática que tiene aplicaciones prácticas en múltiples campos de la ciencia e ingeniería. Esta herramienta proporciona una forma distinta de observar los fenómenos físicos ya que permite visualizar, en el dominio de la frecuencia, señales o funciones que originalmente se encuentran en el dominio del tiempo y viceversa. Esto se logra por medio de la descomposición en una serie de funciones sinusoidales que nos permite expresar cualquier señal como la suma de funciones armónicas simples, fácilmente interpretables. En el caso de vibración de estructuras, estas funciones armónicas pueden relacionarse con las frecuencias naturales de vibrar.

La transformada de Fourier de una función $h(t)$ se define de la manera siguiente:

$$\mathcal{F}\{h(t)\} = H(f) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t)e^{-2\pi ift} dt \quad (5-1)$$

El resultado es una función que indica la amplitud, $H(f)$, de cada armónico de frecuencia f que contiene $h(t)$. De igual forma, dada $H(f)$ se puede encontrar la función original $h(t)$ a través de la transformada inversa:

$$\mathcal{F}^{-1}\{H(f)\} = h(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H(f)e^{2\pi ift} df \quad (5-2)$$

Como se puede observar, $h(t)$ y $H(f)$ representan el mismo fenómeno y forman un llamado par de Fourier.

Existe una extensa bibliografía donde se pueden encontrar los detalles y propiedades de la Transformada de Fourier (ver por ejemplo Rabiner y Gold (1975); Hall y River (2009)) pero es importante destacar que para el análisis de señales estacionarias, por no ser de valor absoluto integrables, no es adecuado el uso de esta transformada. Debido a la naturaleza de las señales en este trabajo, es conveniente abordar el problema mediante la densidad espectral de potencia (*Power Spectral Density*, PSD), que se describe a continuación.

5.2.3 Densidad espectral de potencia

En el caso de las señales estudiadas en este trabajo trabajamos con su descripción tanto en el dominio del tiempo como de la frecuencia. En nuestro caso, trataremos con señales de aceleración, velocidad o desplazamiento, las cuales son representadas por cantidades discretas que varían con el tiempo. Para analizar el contenido de frecuencias de estos registros es conveniente transformar los registros al dominio de la frecuencia. Dado que estas señales son muestras finitas de señales de muy larga duración (duración infinita), el tratamiento más adecuado consiste en estimar la PSD, la cual se obtiene como la transformada de la función de auto-correlación de la señal. El objetivo de la estimación de la PSD es describir la distribución de la densidad de potencia contenida en una señal, en función de la frecuencia. Esto se logra mediante un espectro o periodograma, el cual es un gráfico que relaciona una magnitud, o algún parámetro afín, con frecuencia o

periodo. Por medio del espectro es posible encontrar las periodicidades en una señal las cuales difícilmente pueden ser identificadas en el dominio del tiempo.

Existen diversos métodos para estimar la PSD de una señal, algunos ejemplos de diferentes métodos y su explicación detallada pueden encontrarse en Rabiner y Gold (1975); Hall y River (2009) y Shradhanjali et al. (2013). En este trabajo nos centraremos en uno en específico: el método de Welch (1967).

5.2.3.1 El método de Welch

El método de Welch (1967) es un enfoque particular para calcular la PSD de una señal. La particularidad de este método radica en que se divide una señal en L segmentos y se aplica una ventana, por ejemplo, de Hamming, a cada uno de los segmentos. Estos son luego traslapados entre sí y se halla entonces la PSD de cada uno de los segmentos ventaneados y traslapados ($\tilde{P}_{xx}^{(i)}(f)$) para finalmente promediar el resultado. La PSD por medio del método de Welch queda definida de la siguiente manera:

$$P_{xx}^W(f) = \frac{1}{L} \sum_{i=0}^{L-1} \tilde{P}_{xx}^{(i)}(f) \quad (5-3)$$

La ventaja de este método es la reducción de la varianza de la estimación del llamado manchado espectral o *spectral leakage* el cual es un efecto de la transformación donde parte de la energía espectral correspondiente a un armónico se filtra o “se mancha” de frecuencias cercanas, lo cual puede resultar perjudicial para la correcta estimación de las frecuencias naturales.

Finalmente, es necesario contar con un suficiente número de puntos para obtener una buena estimación de la PSD. Además, el tipo de ventana utilizada y la cantidad y tamaño de los segmentos influyen en la calidad de los resultados, por lo que es necesario seleccionar estos parámetros de forma adecuada a la hora de realizar la estimación de la PSD. Una explicación detallada de este método puede encontrarse en Stoica y Moses (2005).

5.2.3.2 Ejemplo numérico

A continuación, se presenta un ejemplo de estimación de la PSD por medio del método de Welch. La PSD fue estimada utilizando la función *pwelch* de MATLAB (2018). Las señales estudiadas corresponden a dos sinusoidales con ruido blanco añadido y que representa la vibración de dos osciladores con dos frecuencias naturales de 2 y 4 Hz (S_1) y 4 y 6 Hz. (S_2). Las señales se definen de la siguiente manera: $S_1(t) = \sin(2\pi 2t) + \sin(2\pi 4t) + R$; $S_2 = \sin(2\pi 4t) + \sin(2\pi 6t) + R$. Ambas con frecuencia de muestreo $f_s = 100$ Hz, duración total de 100 s y ruido blanco aleatorio R entre $[-1,1]$. La Figura 5-1a presenta un segmento de 5 s de la señal S_1 en negro (arriba) y S_2 en gris (abajo). Las PSD correspondientes se muestran en la Figura 5-1b donde se pueden observar, claramente, los picos de las frecuencias de vibrar de los osciladores de 2 , 4 y 6 Hz.

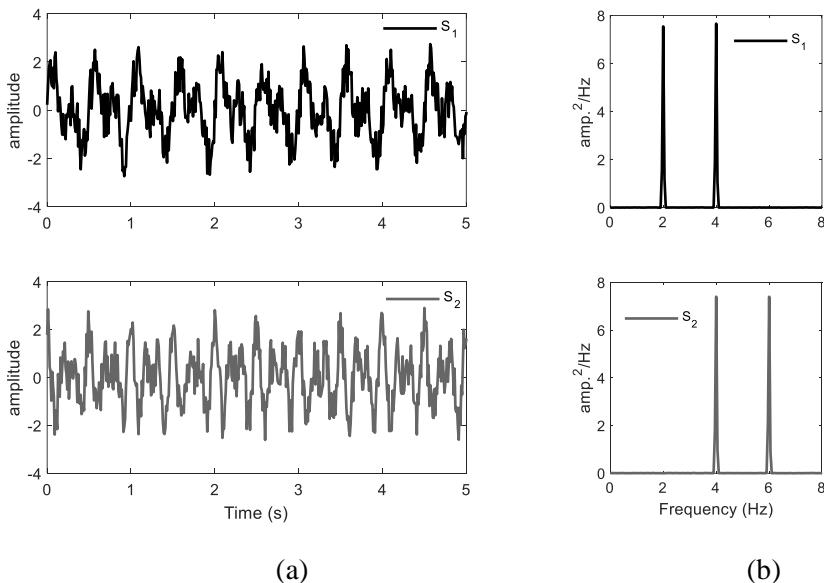


Figura 5-1. Ejemplo de señales temporales (a) y densidades espectrales de potencia (b) (ver descripción en el texto).

5.2.4 Otras herramientas para el análisis de señales

5.2.4.1 Espectrograma

Debido a la naturaleza de la estimación de la PSD, al promediar los distintos periodogramas de los segmentos ventaneados se pierde la información temporal de la señal. En este sentido, puede llegar a ser necesario estudiar la señal tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia. Esto puede lograrse mediante la construcción de un espectrograma, el cual es generado a partir de la PSD de la señal segmentada, cuyos segmentos establecen la resolución en el tiempo. Esta representación es extremadamente útil para detectar señales transitorias y su influencia en la potencia de la señal. Sin embargo, es necesario disponer de un intervalo de muestreo suficientemente pequeño y una longitud de la señal suficientemente grande para poder obtener una adecuada resolución temporal del espectrograma.

A continuación, se presenta un ejemplo que muestra la utilidad del espectrograma. Consideremos la nueva señal S_3 (Figura 5-2b) la cual se construye como la concatenación de las dos señales presentadas en el ejemplo anterior ($S_3 = [S_1, S_2]$). Al estimar la PSD de la señal S_3 (Figura 5-2b) se pueden observar las frecuencias naturales antes mencionadas, sin embargo, las oscilaciones de frecuencia 2 y 6 Hz únicamente están presentes en la primera y segunda mitad de la señal, respectivamente, mientras que el oscilador de 4 Hz está presente en toda la señal.

Esto genera que la frecuencia que persiste a lo largo de la señal tenga una potencia mayor, lo cual puede ser un indicador de que este pico no corresponde a un fenómeno transitorio. Sin embargo, esto no es posible de conocer con certeza a través únicamente de la PSD ya que un pico de mayor potencia podría generarse también por una señal transitoria de potencia elevada, como de hecho sucede aquí. En este sentido el espectrograma puede ayudarnos a identificar variaciones temporales del contenido frecuencia, Esto se puede observar en la Figura 5-3 donde se muestra el espectrograma de la misma señal S_3 en formato bi-dimensional (arriba) donde los colores representan la potencia de la señal y tri-

dimensional (abajo) donde además la potencia se visualiza en el eje adicional vertical. Se puede observar claramente la duración que tiene cada una de las componentes sinusoidales y su contribución a la potencia de la señal.

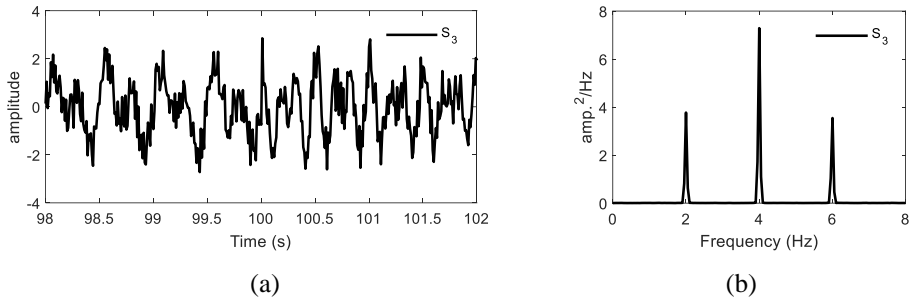


Figura 5-2. Fragmento de la señal temporal S_3 (a) y densidad espectral de potencia (b) de la señal S_3 por medio del método de Welch.

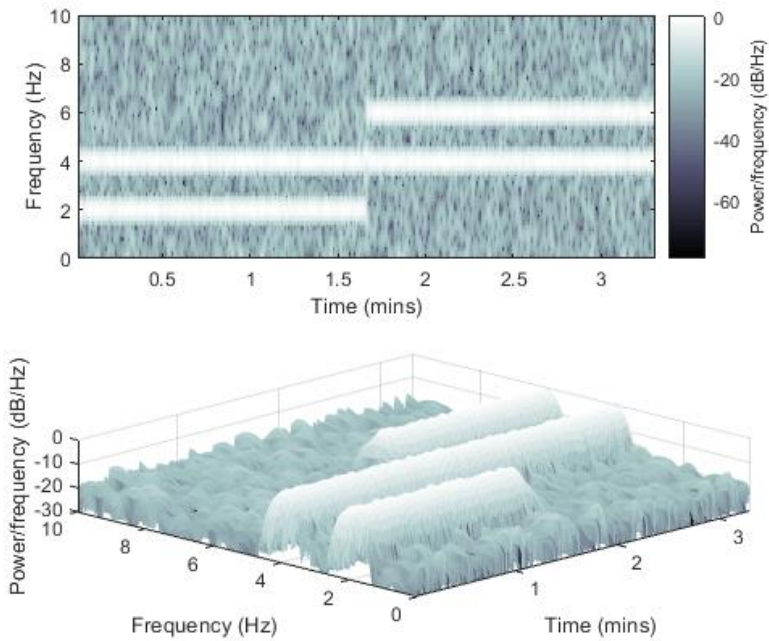


Figura 5-3. Espectrograma de la señal S_3 (ver descripción en el texto).

5.2.4.2 Densidad espectral cruzada

La densidad espectral cruzada (*cross-power spectral density*, CPSD) es un método de análisis espectral multi-senal. La CPSD puede ser utilizada para estudiar las similitudes o relaciones de las propiedades dinámicas lineales entre dos series temporales en función del contenido frecuencial (Stoica y Moses, 2005). Esto cual puede resultar muy útil en detectar modos de vibración compartidos entre distintos sensores o puntos de medición en edificios instrumentados, especialmente cuando las señales a en cuestión presentan un alto contenido de ruido y se dificulta localizar picos en las PSD.

La estimación del espectro de densidad espectral cruzada es similar al de la PSD o autoespectro. La diferencia radica en que se hace el cálculo de la transformada de Fourier de la función de correlación entre dos señales, en lugar de la función de autocorrelación de la misma señal. De igual forma que en el cálculo de la PSD, es posible utilizar el método de Welch (1967).

A continuación, se presenta un ejemplo de la estimación de la CPSD entre dos señales tomando como referencia las señales S1 y S2 previamente descritas. La estimación del CPSD se ha hecho mediante el uso de la función *cpsd* de MATLAB (2018). El resultado se muestra en la Figura 5-4. Se puede apreciar un único pico en la frecuencia de la sinusoidal compartida de 4 Hz mientras que los picos correspondientes a las frecuencias no compartidas (2 y 6 Hz) son apenas perceptibles. Esto demuestra la aplicación de la CPSD para analizar las señales temporales de vibración estructural con múltiples sensores y poder determinar las frecuencias naturales de vibrar correspondientes a la estructura.

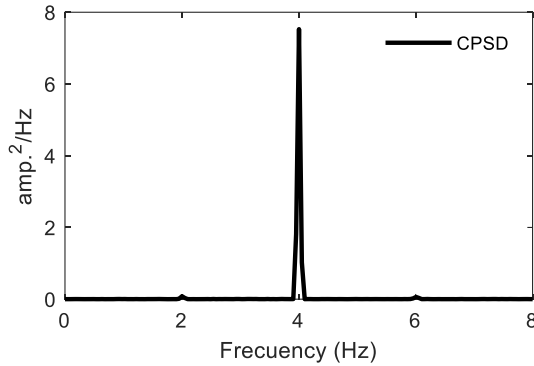


Figura 5-4. Densidad espectral cruzada de potencia entre las señales S_1 y S_2

5.2.4.3 Coherencia

La coherencia de una señal indica la correlación entre dos señales en función de la frecuencia. En este trabajo al hablar de coherencia nos referiremos a la magnitud cuadrada de la coherencia (Magnitude-Squared coherence, MSC). La MSC tiene un valor de 1 cuando existe una completa correlación entre el contenido espectral de una señal a una cierta frecuencia y tiene un valor de 0 cuando no existe correlación alguna en la banda de frecuencia determinada. Una ventaja de la MSC es que la diferencia en amplitud de los armónicos no afecta la MSC entre las señales. Sin embargo, las fuentes de vibración ajenas a la estructura que sean captadas por distintas señales pueden ocasionar una coherencia alta entre ellas. Esto puede suceder cuando la estructura es excitada por un dispositivo vibrando a una cierta frecuencia o cuando existe maquinaria en funcionamiento dentro de la estructura como, por ejemplo, aires acondicionados. Este problema, sin embargo, no debería de existir cuando el edificio es excitado por ruido ambiental que se considera como ruido blanco Gaussiano.

El espectro de coherencia es análogo al coeficiente de correlación convencional y se define de la siguiente manera:

$$C_{xy}(f) = \frac{|P_{xy}(f)|^2}{P_x(f)P_y(f)} \quad (5-4)$$

Donde $P_x(f)$ y $P_y(f)$ son las densidades espectrales de potencia y $P_{xy}(f)$ es la densidad espectral cruzada entre las señales x e y . Como puede observarse, la coherencia es un indicador estadístico que especifica si existe correlación entre las señales x e y .

A continuación, se muestra el ejemplo de las señales que hemos trabajado en este capítulo. La Figura 5-5 muestra el espectro de coherencia entre las señales S_1 y S_2 . Se puede observar claramente el pico correspondiente a la frecuencia compartida del oscilador de 4 Hz. Se puede observar también que existe una mínima coherencia en el resto de frecuencias generada por el ruido blanco.

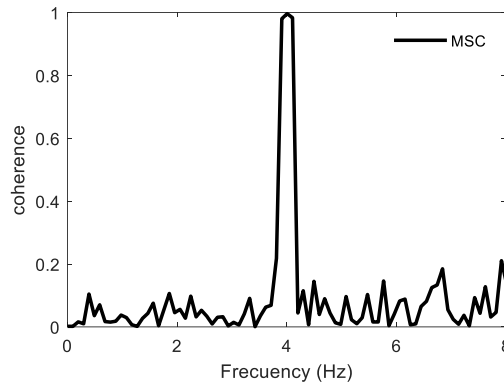


Figura 5-5. Espectro de coherencia entre las señales S_1 y S_2 .

5.2.4.4 Coherencia múltiple

El potencial de la estimación de la coherencia se incrementa cuando se desea conocer el nivel de correlación entre una señal y_i , y un grupo de señales $X = \{x_1, x_2, \dots, x_m\}$, donde es posible estimar la llamada coherencia múltiple o MMSC por sus siglas en inglés. Se puede consultar a Gómez González et al. (2010) para más información sobre la MMSC, la cual se define de la siguiente manera:

$$C_{xy_i}(f) = \frac{P_{x_i y_i}^*(f) P_{x x}^{-1}(f) P_{x y_i}(f)}{P_{y_i y_i}(f)} \quad (5-5)$$

$$= [P_{x_1 y_i}^*(f) \quad \dots \quad P_{x_m y_i}^*(f)] \begin{bmatrix} P_{x_1 x_1} & \dots & P_{x_1 x_m} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ P_{x_m x_1} & \dots & P_{x_m x_m} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} P_{x_1 y_i} \\ \vdots \\ P_{x_m y_i} \end{bmatrix} \frac{1}{P_{y_i y_i}(f)}$$

donde $C_{xy_i}(f)$ es la función de coherencia múltiple entre la señal de y_i y el arreglo de señales X ; $P_{xy_i}(f)$ es el vector de m dimensiones de las CPSD entre la señal y_i y el arreglo de señales X ; el asterisco indica la conjugada transpuesta; $P_{XX}^{-1}(f)$ es la matriz inversa de orden $m \times m$ de las PSD de las señales y $P_{y_i y_i}(f)$ es la PSD de la señal y_i . La coherencia múltiple indica entonces si existe correlación entre la señal y_i y la serie de señales X .

Veamos entonces el siguiente ejemplo de aplicación. Supongamos las siguientes señales sinusoidales:

- $S_0 = 0.2 \sin(2\pi f_0 t) + \sin(2\pi f_1 t) + R; f_1 = 1 \text{ Hz}$
- $S_1 = 0.2 \sin(2\pi f_0 t) + \sin(2\pi f_2 t) + R; f_2 = 2 \text{ Hz}$
- $S_2 = 0.2 \sin(2\pi f_0 t) + \sin(2\pi f_3 t) + R; f_3 = 3 \text{ Hz}$
- $S_3 = 0.2 \sin(2\pi f_0 t) + \sin(2\pi f_4 t) + R; f_4 = 4 \text{ Hz}$
- donde $f_0 = 2.5 \text{ Hz}$ y R es ruido blanco de amplitud unitaria

se puede observar que todas las señales comparten sinusoidales de frecuencia $f_0 = 2.5 \text{ Hz}$ pero con una amplitud diez veces menor que las sinusoidales propias de las señales f_{1-4} . La Figura 5-6a muestra los primeros 5 s de una serie temporal de 100 s con una frecuencia de muestreo $f_s = 100 \text{ mps}$. Las PSD de estas señales se muestran en la Figura 5-6b. Se pueden apreciar claramente, en las distintas PSD, los picos correspondientes a las frecuencias de 1, 2 3 y 4 Hz. Sin embargo, el pico de $f_0 = 2.5 \text{ Hz}$ que comparten todas las señales es casi imperceptible. Esto debido a la baja amplitud correspondiente a esta frecuencia en relación al ruido añadido y a la sinusoidal propia de cada una de las señales.

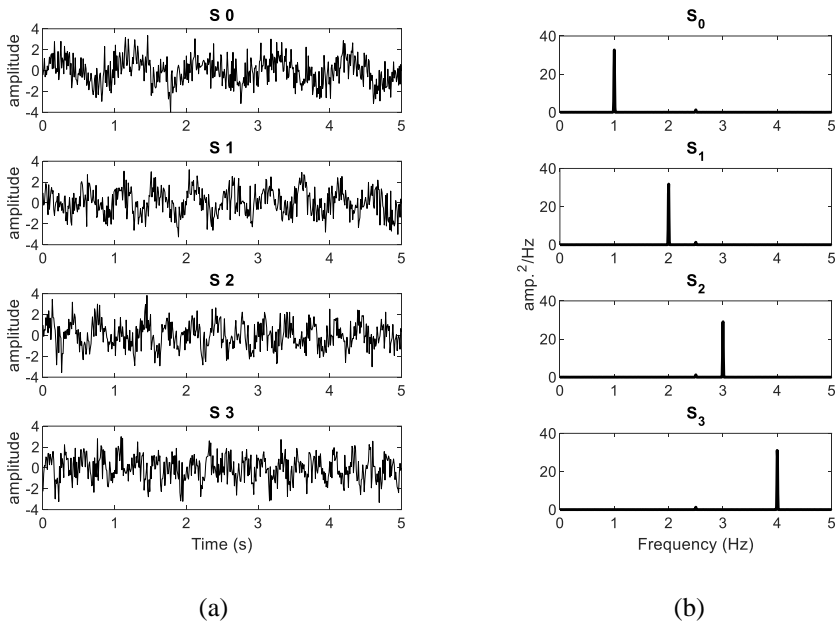


Figura 5-6. Fragmento de 5 s de las señales sinusoidales del ejemplo (a) y densidades espectrales de potencia de las señales (b).

Por otro lado, en la Figura 5-7 se muestra la MMSC entre la señal S₀ y el resto de señales (S₁, S₂ y S₃). Las distintas estimaciones de coherencia entre las señales fueron calculadas mediante la función *mscohere* del programa MATLAB (2018). En esta figura se puede apreciar claramente el pico correspondiente a la frecuencia compartida $f_0 = 2.5 \text{ Hz}$, a pesar de la pequeña amplitud asociada dicha frecuencia. La alta coherencia en esta frecuencia indica que las señales S₁, S₂ y S₃ están altamente correlacionadas con la señal S₀ en dicha frecuencia. Se destaca también que son imperceptibles picos correspondientes a las frecuencias de 1, 2 y 3 Hz, claramente visibles en las PSD.

Mediante este análisis es posible estimar la coherencia múltiple entre todas las posibles combinaciones de un grupo de señales y mediante un simple promediado obtener la coherencia media de ellas.

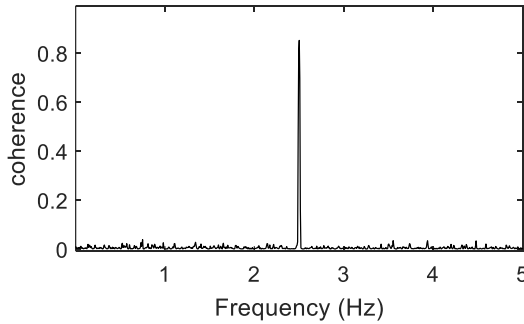


Figura 5-7. Coherencia múltiple entre la señal S0 y las señales S1, S2 y S3.

5.3 Identificación de parámetros modales

Para ejemplificar algunos conceptos tratados en este capítulo se presentan dos casos de identificación de frecuencias propias y formas modales en estructuras reales. Para ello, se utilizaron los casos de estudio de los edificios “A” y “B” presentados en el capítulo anterior, que corresponden a la *Escola Tècnica Superior d'Enginyeria Industrial de Barcelona (ETSEIB)* y la *Escola Tècnica Superior d'Arquitectura de Barcelona (ETSAB)*, respectivamente. Los registros temporales de las mediciones in-situ, con acelerómetros, y de medidas remotas con Radar de Apertura Real, son analizados por medio de la densidad espectral de potencia estimada con el método de Welch. Posteriormente, las señales de aceleración son filtradas en un rango de frecuencias muy estrecho para aislar el movimiento armónico correspondiente a la frecuencia natural de vibrar de las estructuras. Finalmente se muestra la representación del movimiento de partícula de las señales de aceleración filtradas, la cual indica la forma de los modos de vibración en el punto de medición.

5.3.1 Frecuencias propias

Para encontrar las frecuencias naturales de vibrar de las estructuras, primero se analizó el contenido de frecuencia de los registros temporales de aceleración. La Figura 5-8 compara la PSD del edificio A para las direcciones X (negro) e Y (rojo) calculadas con una ventana de Hamming de 2621 puntos (52.42 s) y una

superposición del 50%. Se obtiene una resolución de aproximadamente 0.02 Hz y se puede ver que los picos de alta potencia están bien definidos. Para el edificio A, se detectaron las siguientes frecuencias principales en la dirección X: 0.83, 1.13, 1.32, 2.20 y 2.49 Hz, que corresponden a períodos de 1.20, 0.88, 0.75, 0.45 y 0.40 s, respectivamente.

En el caso del edificio B, la PSD fue estimada de la misma manera. La Figura 5-9 muestra picos de potencia claros a frecuencias de 1.55 y 1.95 Hz (períodos de 0.64 y 0.51 s) para la dirección X y 1.97 Hz (período de 0.51s) para la dirección Y.

Las señales de desplazamiento obtenidas de las mediciones remotas con RAR fueron tratadas de la misma manera que las señales de aceleración. En la Figura 5-10 se pueden observar el resultado del análisis de los registros de 2 Rbins (128 y 138) correspondientes a mediciones en la dirección X de la estructura A. Los detalles de estas mediciones pueden encontrarse en el capítulo anterior. Se identifican claramente picos de 0.82, 1.13 y 1.29 Hz, los cuales se aproximan bastante a los identificados con las medidas de aceleración.

En la Figura 5-11 se muestran los resultados para los registros de los Rbin 112 y 120 de la estructura B. Se puede observar un mayor nivel de ruido en la PSD; sin embargo, los picos correspondientes a las frecuencias de 1.55 y 1.98 Hz, son claramente identificados. Nuevamente, las frecuencias obtenidas se corresponden bastante bien con las identificadas a partir de de las medidas de aceleración.

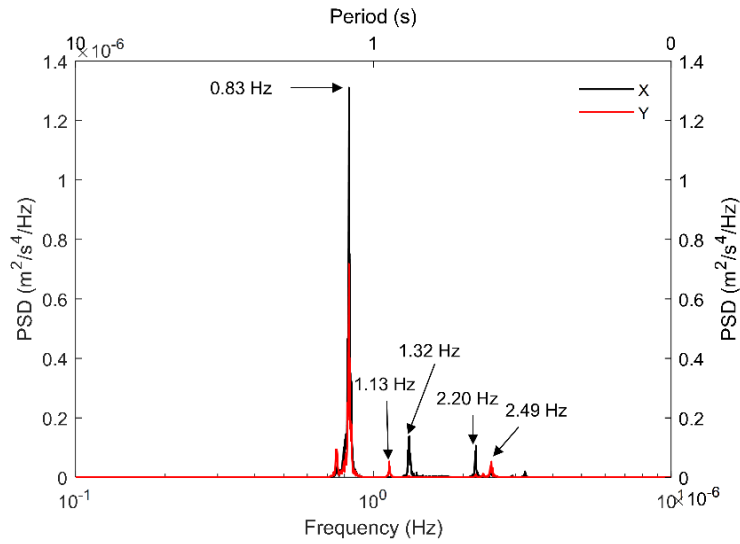


Figura 5-8. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de aceleración para ambas direcciones de la estructura A.

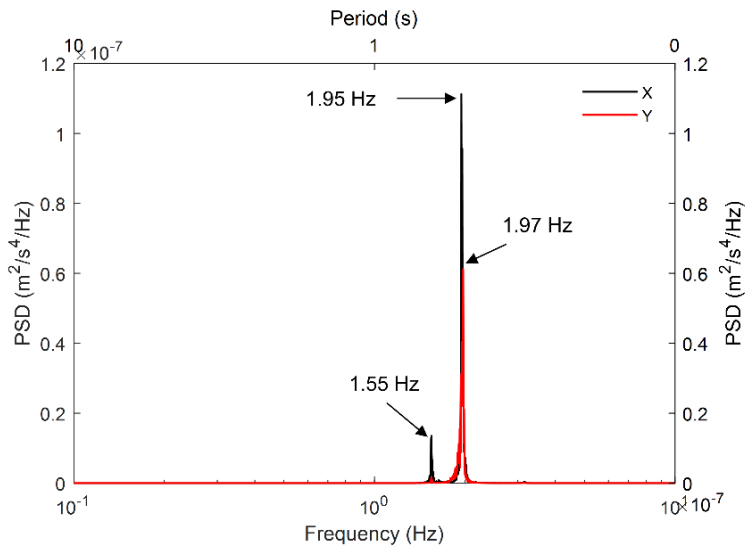


Figura 5-9. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de aceleración para ambas direcciones de la estructura B.

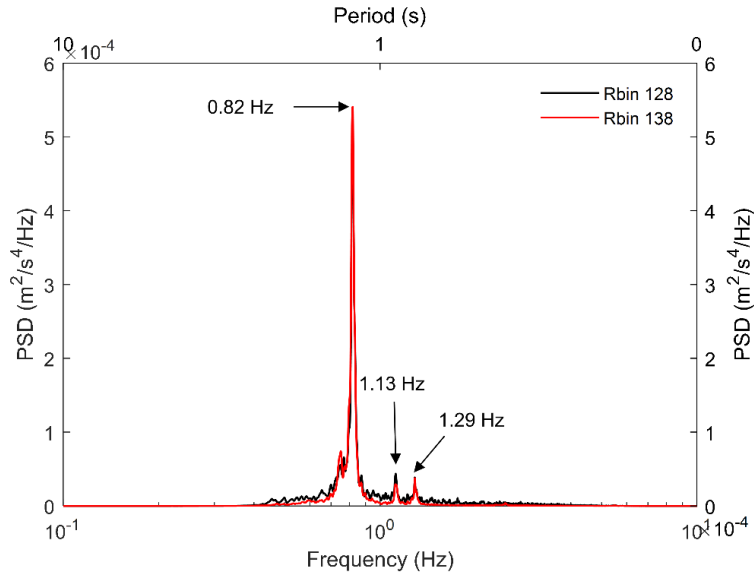


Figura 5-10. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de desplazamiento de los Rbin 128 y Rbin 138 de la estructura A.

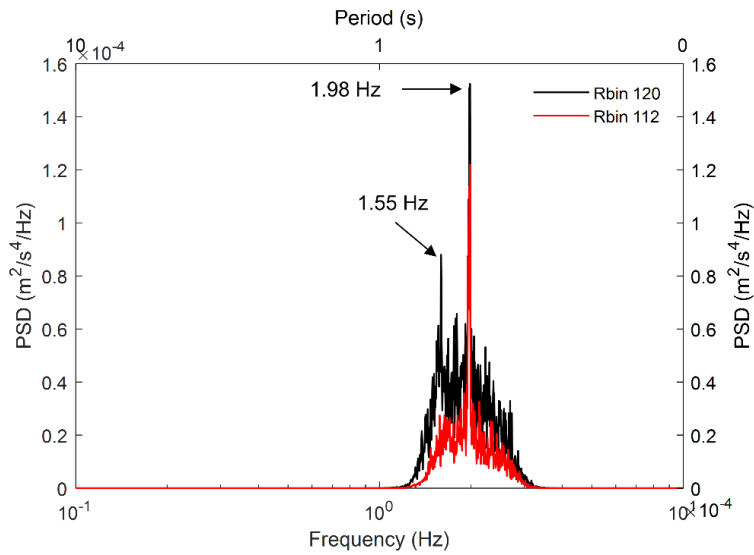


Figura 5-11. Densidad espectral de potencia (PSD) de las medidas de desplazamiento de los Rbin 128 y Rbin 138 de la estructura B.

En la Tabla 5-1 se muestra una comparación de las frecuencias naturales de vibrar identificadas por medio de la selección de picos de las densidades espectrales de potencia. Los resultados que se presentan son de los registros

temporales de las medidas de aceleración in-situ y de las medidas remotas de desplazamiento obtenidas por medio de RAR.

Tabla 5-1. Frecuencias y periodos identificados por medio de la selección de picos de las densidades espectrales de potencia para ambos edificios.

Edificio	acelerómetro		RAR	
	frecuencia (Hz)	periodo (s)	frecuencia (Hz)	periodo (s)
A	0.83	1.205	0.82	1.220
	1.13	0.885	1.13	0.885
	1.32	0.758	1.29	0.775
	2.20	0.455	-	-
	2.49	0.403	-	-
B	1.54	0.649	1.55	0.645
	1.95	0.513	-	-
	1.96	0.510	1.98	0.505

5.3.2 Formas modales

Para estudiar la forma en la que vibran las estructuras se pueden generar gráficos de movimiento de partícula de los distintos puntos de medición, es decir, la aceleración, velocidad o desplazamiento, en la dirección X contra la dirección Y. Mediante el movimiento de partícula sincronizado de distintos puntos de medición se puede generar un modelo discreto que represente la forma de vibrar de la estructura. Una descripción y ejemplo de esta técnica puede encontrarse en Caselles et al. (2015) y Alva et al. (2020). Cabe destacar que es posible representar el movimiento del sistema equivalente de un grado de libertad por medio de un único punto de medición, lo cual es útil para estimar el movimiento de los modos identificados. En la Figura 5-12 se muestra el movimiento de partícula de los registros temporales completos de aceleración (0-60 min) correspondientes a los puntos medidos en las cubiertas del edificio A (a) y del edificio B (b). En esta figura se ha representado la señal sin filtrar por lo que la superposición de todos los modos de vibración y la presencia de ruido ambiental complican una identificación plausible.

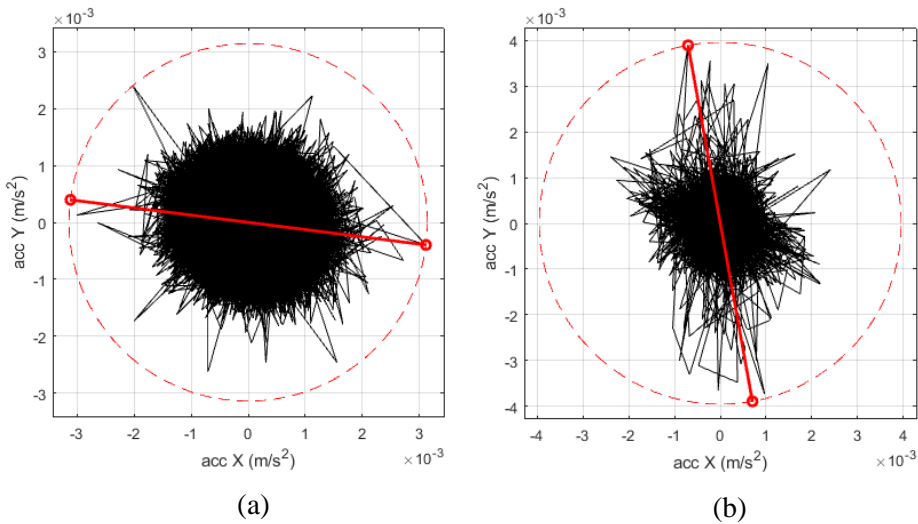


Figura 5-12. Movimiento de partícula de los registros completos de aceleración para el edificio A (a) y para el edificio B (b). La línea roja continua indica la magnitud y dirección de la amplitud máxima de aceleración.

Para poder representar el movimiento de partícula correspondiente a los modos de vibración de los edificios, se puede usar un filtro de banda de paso suficientemente estrecha para aislar los armónicos de las frecuencias deseadas, tanto en la dirección X como en Y. De este modo se puede reproducir el movimiento de partícula del punto instrumentado en la frecuencia del modo de vibrar.

A continuación, se muestra un ejemplo de los primeros modos de vibrar identificados en la sección anterior para los edificios A y B. Se utilizó un filtro de Butterworth con banda de paso de frecuencias de 0.01 Hz centrada en la frecuencia de interés. La Figura 5-13 ilustra el movimiento de partículas de las primeras dos frecuencias identificadas para ambos edificios. Se muestran frecuencias de 0.83 (Figura 5-13a) y 1.13 Hz (Figura 5-13b) para el edificio A. La vibración del edificio para esta primera frecuencia presenta componentes en ambas direcciones lo cual indica un modo de traslación combinado. La línea roja indica la dirección y amplitud del movimiento correspondiente a la amplitud máxima. Para la segunda frecuencia identificada de 1.13 Hz, el movimiento es considerablemente

menor, y principalmente en la dirección Y, lo cual sugiere que el segundo modo es de traslación en la dirección del eje Y.

Para el caso del edificio B se han aislado frecuencias de 1.55 Hz (Figura 5-13c) y 1.95 Hz (Figura 5-13d). Para 1.55 Hz la amplitud máxima del movimiento es menor que la correspondiente al movimiento de 1.95 Hz y su dirección es aproximadamente 18° respecto a la dirección positiva del eje X. Se puede observar una relación entre la potencia de los picos de la PSD y su respectiva amplitud del movimiento de partícula.

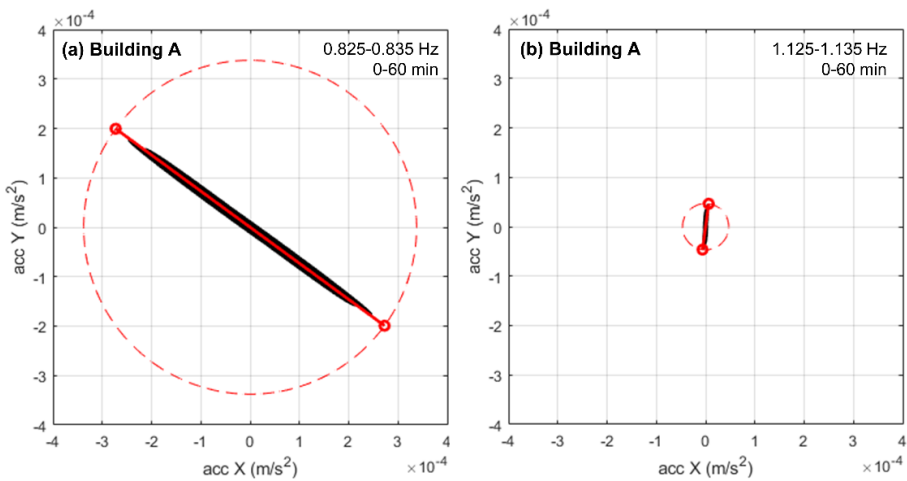


Figura 5-13. Movimiento de partícula de los registros completos de aceleración para las frecuencias naturales de vibrar de 0.83 (a) y 0.13 Hz (b) para el edificio A; y 1.55 (c) y 1.95 Hz (d) para el edificio B. La línea roja continua indica magnitud y dirección de la amplitud máxima de aceleración.

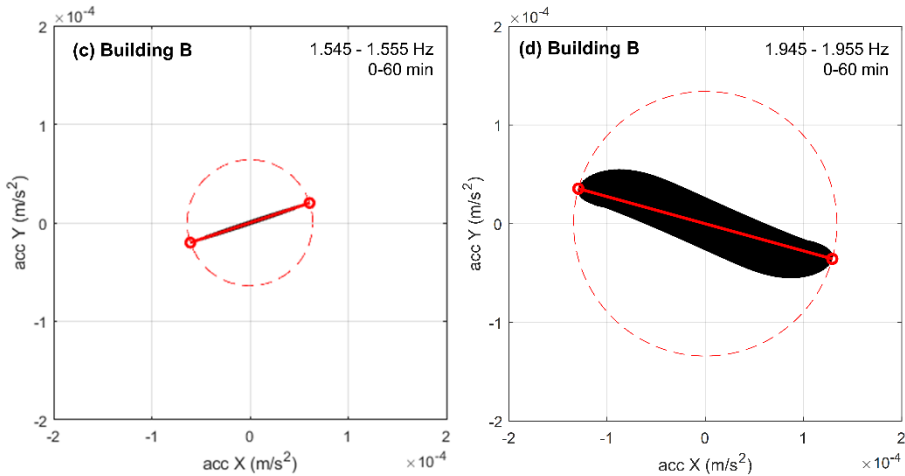


Figura 5-13. (continuación) Movimiento de partícula de los registros completos de aceleración para las frecuencias naturales de vibrar de 0.83 (a) y 0.13 Hz (b) para el edificio A; y 1.55 (c) y 1.95 Hz (d) para el edificio B. La línea roja continua indica magnitud y dirección de la amplitud máxima de aceleración.

5.4 Resumen y conclusiones

En este capítulo se mostraron los conceptos básicos para el análisis y tratamiento de señales temporales que se usan en este trabajo. Se introdujo al análisis de Fourier el cual nos permite estudiar señales temporales en el dominio de la frecuencia.

Se ha visto cómo la PSD es adecuada para identificar las frecuencias presentes en las series temporales. La PSD matemáticamente se define como la transformada discreta de Fourier (DFT) de la función de auto-correlación de la señal.

En relación con la estimación de la PSD, se presentó el método de Welch (1967) el cual permite reducir la varianza de la estimación y el llamado manchado espectral, algo deseable para la mejorar identificación de las frecuencias naturales.

Se mostró también el espectrograma como herramienta de análisis de señales en el dominio combinado del tiempo-frecuencia, el cual permite identificar los armónicos que persisten en toda la duración del registro y la presencia de señales transitorias que pueden generar picos no deseados en las densidades espectrales

de potencia. Es importante destacar la importancia de la duración y del intervalo de muestreo de la señal para obtener una buena resolución de tiempo y frecuencia.

Posteriormente, fueron introducidas dos técnicas de análisis multi-señal: la densidad espectral cruzada y la coherencia. Estas herramientas nos permiten indagar en el contenido de frecuencias entre dos o más señales y estimar la correlación que existe entre ellas.

Estudiar las similitudes o relaciones de las propiedades dinámicas lineales entre dos series temporales puede resultar muy útil para detectar modos de vibración compartidos entre diferentes sensores o puntos de medición en edificios instrumentados, especialmente cuando las señales a en cuestión presentan un alto contenido de ruido, lo que dificulta el análisis de la densidad de potencia espectral de cada una de las señales.

Se presentó un ejemplo de identificación de parámetros modales de las estructuras cuyos registros de aceleración y desplazamiento fueron tratados en el capítulo anterior. Se identificaron las primeras frecuencias resonantes de ambas estructuras por medio de la selección de picos de las PSD. Los resultados de las medidas de aceleración y desplazamiento fueron congruentes entre sí, lo cual sugiere un potencial uso del Radar de Apertura Real para monitorizar remotamente edificios altos.

Las formas modales fueron identificadas por medio de la técnica de movimiento de partícula de los registros de aceleración (Caselles et al., 2015). Se puede observar claramente que las frecuencias con PSD altas producen amplitudes mayores en el movimiento de partícula.

En los ejemplos mostrados sólo se contaba con un único punto de medición; sin embargo, sería ideal realizar múltiples mediciones sincronizadas para estudiar el movimiento armónico de los modos de vibrar en diferentes puntos de las estructuras. Con ello se podría generar un modelo bi- o tri-dimensional de la forma de vibrar de la estructura como se muestra en los capítulos siguientes.

Finalmente, la calidad de los resultados podría atribuirse a la relativamente alta amplitud del movimiento registrado que, por tratarse de edificaciones altas y flexibles, pudo obtenerse. En este sentido, la amplitud de la aceleración y del

desplazamiento son lo suficientemente grandes para destacar del ruido ambiental que contiene el registro. Si la amplitud del ruido ambiental registrado fuera considerablemente mayor a la del movimiento de la estructura, el análisis de la señal por medio de la PSD se complicaría. Esto se muestra en el Capítulo 7 donde se abordan todos los conceptos aquí introducidos mediante un caso de estudio más complejo, un edificio de mayor rigidez.

6 Lorca 2011. El Edificio de la Viña. Parte I. Análisis estructural computacional.

6.1 El sismo de Lorca

El 11 de mayo del 2011 ocurrieron una serie de sismos en la región de Murcia (España), cerca de la ciudad de Lorca. El primer sismo ocurrió a las 15:05 GMT con una magnitud 4.1 M_w , seguido del sismo principal, de magnitud 5.1 M_w a las 16:47 GMT. Este segundo sismo, comúnmente conocido como “*Sismo de Lorca*”, causó la mayor catástrofe sísmica registrada en España de los últimos 120 años de acuerdo con Alarcón y Benito (2014). Los sismos fueron registrados por la red de acelerógrafos del Instituto Geográfico Nacional (IGN 2011), la cual cuenta con una estación (LOR) a menos de 5 km del epicentro. Aunque debido a sus características, el sismo principal podría clasificarse como moderado, causó 9 víctimas mortales y daños severos a estructuras civiles. Según Belvaux et al. (2015), la ciudad de Lorca resultó en especial afectada debido a una combinación entre la proximidad y poca profundidad de la fuente. Para fines de este trabajo nos referiremos únicamente al sismo principal.

6.1.1 Causas y efectos del terremoto

La secuencia de sismos fue causada por el movimiento de desgarre y ligera componente inversa de la falla *Alhama de Murcia* (AMF) (Cabañas et al. 2011) que se encuentra en el valle del Rio Guadalentín, en la región de Murcia, España. Esta falla se extiende en más de 100 km y ha sido fuente de una actividad sísmica regular. Martínez-Díaz et al. (2003) estimaron la ocurrencia en esta región de, al menos, dos sismos con magnitud M_w mayor que 6.5, en los pasados 30 000 años. El sismo principal (5.1 M_w) ocurrió a las 16:47 UTC a una profundidad de 5 km de la superficie, 3km al norte de la ciudad de Lorca (Belvaux et al. 2015). De acuerdo a Cabañas et al. (2014) la intensidad macro-sísmica EMS-98 (Grünthal 1998) del sismo principal fue VII, por efecto de la cercanía y poca profundidad. El sismo provocó daño a una gran cantidad de edificaciones; sin embargo, con algunas excepciones, particularmente en los barrios de San Frenando y de La viña,

la mayoría de daños en las estructuras fueron por derrumbes de parapetos, fachadas y elementos no-estructurales; únicamente se presentó el colapso total de un edificio residencial de reciente construcción (Hermanns et al. 2014). Informes detallados sobre las causas y consecuencias del terremoto pueden encontrarse en Cabañas et al. (2011 y 2014), Morales et al. (2014) y Santoyo (2014).

6.1.2 Definición de la acción

El terremoto principal fue registrado por 17 estaciones situadas entre 3 y 186 km del epicentro. La Tabla 6-1 muestra los valores pico de aceleración y velocidad (PGA y PGV) registrados en las distintas estaciones del Instituto Geográfico Nacional (Cabañas et al. 2011). Se puede observar una rápida atenuación de los valores pico de aceleración y velocidad con la distancia.

Como ya se mencionó anteriormente, la estación de la ciudad LOR, a la cual nos referiremos en este trabajo, es la más cercana a la fuente. En la Tabla 6-2 se muestra la localización de esta estación, la magnitud y la profundidad del sismo principal de acuerdo al IGN (2011). La estación LOR está instalada sobre suelo firme, y se podría considerar como suelo duro Tipo II NCSE-02 (2002). Los ejes de registro de las componentes horizontales, que normalmente se orientan en la dirección N y E, estaban girados. Así, las componentes de aceleración registradas fueron N30°W y E30°N, prácticamente coincidiendo con las direcciones perpendicular y paralela a la falla, respectivamente, de acuerdo con López-Comino et al. (2012). Estos mismos autores comentan los claros efectos de directividad. La componente N30°W registró una aceleración máxima en el suelo, $PGA=0.37g$, más del doble de la ortogonal E30°N con $PGA=0.15g$. No obstante, ambas aceleraciones pico del terreno excedieron las previsiones locales del código en términos de peligrosidad de cualquier tipo de suelo en España, de acuerdo a la NCSE-02 (2002).

Tabla 6-1. Valores pico de aceleración y velocidad (PGA y PGV) registrados en las distintas estaciones del Instituto Geográfico Nacional. Fuente: Cabañas et al. (2011).

Est.	Dist. Epic. (km)	E-W		N-S		Z	
		PGA	PGV	PGA	PGV	PGA	PGV
		(cm/s ²)	(cm/s)	(cm/s ²)	(cm/s)	(cm/s ²)	(cm/s)
Lorca (LOR)	3	170.5	14.2	357.0	35.6	114.2	8
Zarcilla	24	31.4	2.1	25.4	2.2	25.8	1.3
Alhama -02	27	44.3	2.1	41.1	1.3	23.5	0.8
Alhama -01	28	7.7	0.2	9.8	0.4	9.1	0.4
Velez	36	9.3	0.6	10.6	0.5	5.9	0.4
Mula	42	41.5	1.4	35.7	1.5	20.2	0.9
Vera	53	7.1	0.4	5.8	0.4	4.5	0.3
Lorquí	57	7.8	0.3	7.9	0.3	3.7	0.2
Murcia	58	8.4	0.4	7	0.4	2.6	0.1
Cieza	64	2.8	0.2	2.4	0.1	1.4	0.1
Olula	67	4.4	0.3	2.2	0.3	1.7	0.2
Fortuna	73	7.5	0.3	6.4	0.3	3.5	0.2
Jumilla	92	5.1	0.4	3.8	0.3	3.5	0.3
Guardamar	100	1.4	0.1	2	0.2	0.6	0.1
Elda	116	2.7	0.2	1.7	0.2	0.9	0.1
Albolote	182	1.4	0.2	2.3	0.2	0.8	0.1
Jaen	186	2.8	0.2	2.1	0.2	1.3	0.1

Tabla 6-2. Localización magnitud y profundidad del terremoto principal de Lorca. Fuente: (IGN, 2011, 2020).

Fecha	Hora (UTC)	Lat.	Long.	Mag. (M_W)	Suelo (NCSE-02)	Prof. (km)
11/05/2011	16:47:26	37.7175	-1.7114	4	Tipo II	5.1

6.1.2.1 Acelerogramas

En la Figura 6-1 se muestra una comparativa de las componentes de los registros originales de aceleración E30°N y N30°W obtenidas en la estación LOR y las señales rotadas a los ejes E-W y N-S (rotadas 30° en sentido horario). Las señales temporales de aceleración fueron corregidas por línea base mediante un filtro Butterworth de orden 3 con paso banda entre 0.1 y 50 Hz (entre 10 y 0.02 s).

Como puede observarse, las componentes N30°W y N-S registran amplitudes significativamente mayores que sus respectivas componentes ortogonales. Se puede apreciar que el PGA de la componente E-W resulta igual a 170.5 cm/s² mientras que en la componente N-S el PGA es 357.0 cm/s².

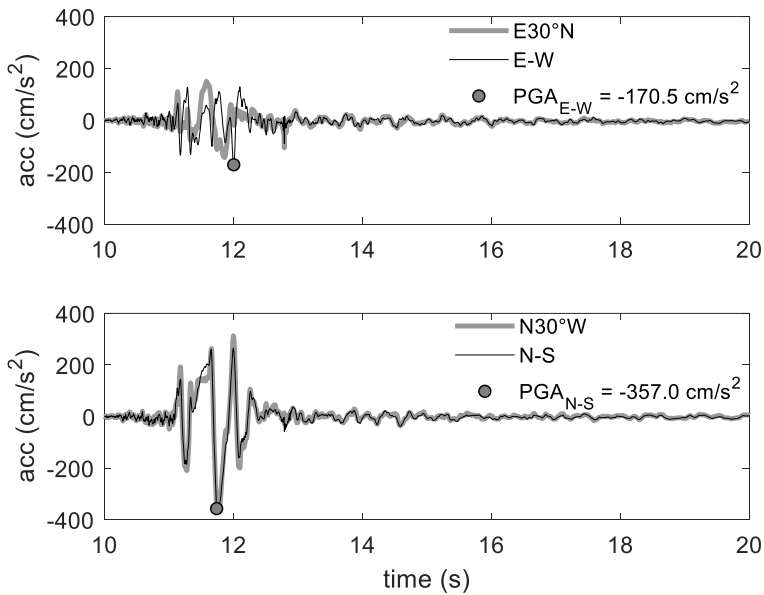


Figura 6-1. Acelerogramas originales y rotados a las direcciones N-S y E-W.

Los efectos combinados de la direccionalidad de la acción sísmica y la orientación del edificio pueden influir en el daño esperado. Pinzón et al. (2018) y Vargas Alzate et al. (2018) mostraron la importancia de considerar la direccionalidad en la demanda sísmica en dos escenarios diferentes, el terremoto

de México Central del 2017 y el terremoto de Lorca del 2011, respectivamente. La Figura 6-2 muestra las componentes horizontales de aceleración registradas por la estación LOR durante el terremoto de Lorca de 2011. Se puede notar que la dirección de la aceleración máxima (flecha magenta) no coincide con ninguno de los ejes principales de la estructura en estudio (flechas negras), cuyas características y orientación se muestran más adelante.

El efecto de la direccionalidad se puede considerar rotando las señales registradas a las direcciones de interés por medio de una matriz de rotación en el espacio Euclidiano (Boore et al. 2006):

$$\begin{pmatrix} acc_{x(\theta)}(t) \\ acc_{y(\theta)}(t) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & \sin(\theta) \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} acc_x(t) \\ acc_y(t) \end{pmatrix} \quad (6-1)$$

donde $acc_x(t)$ y $acc_y(t)$ corresponden a las señales de ejes x e y , mientras que $acc_{x(\theta)}(t)$ y $acc_{y(\theta)}(t)$ son las correspondientes señales giradas θ grados (el ángulo de rotación).

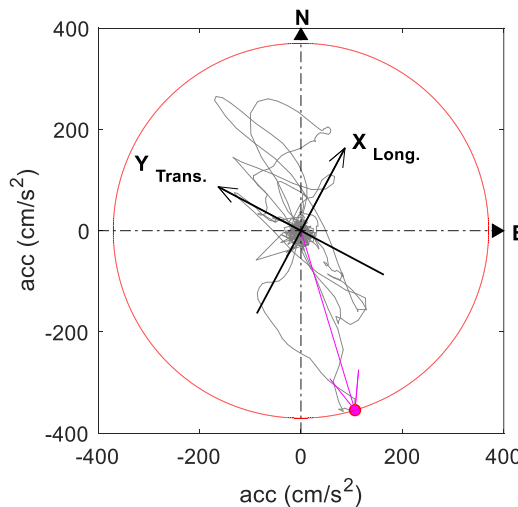


Figura 6-2. Movimiento de aceleración de partícula, en la estación LOR. Las flechas negras indican la dirección de los ejes principales del edificio, y la flecha de color magenta indica la dirección en la que se produjo la aceleración máxima.

En la Figura 6-3 se muestran las señales de aceleración rotadas a los ejes principales de la estructura. Se muestran también las componentes en los ejes N-S y E-W del registro de la estación LOR a modo de comparación.

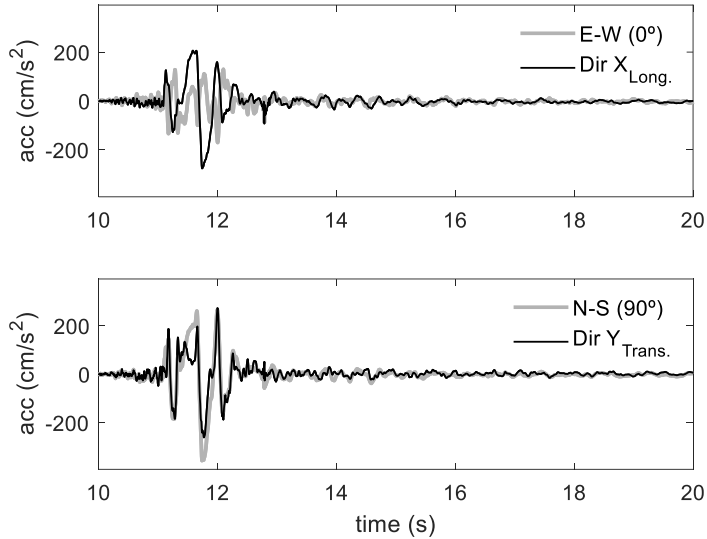


Figura 6-3. Comparación de señales de aceleración rotadas a los ejes principales de la estructura con las componentes en los ejes N-S y E-W.

6.1.2.2 Espectros de respuesta

Como se muestra en Cabañas et al. (2011 y 2014), los espectros de diseño NCSE-02 para Lorca fueron superados por los espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento de los movimientos registrados. Esto puede observarse en la Figura 3-4, donde se compararon los espectros elásticos de diseño de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 (2002) para suelos tipos I y II y los espectros de respuesta 5% amortiguada de los registros E30°N y N30°W del sismo de Lorca 2011. El PGA de la componente N30°W de 0.37g es tres veces el valor de aceleración básica del código de diseño para suelo tipo II ($a_b = 0.12g$).

El efecto de la dirección de la demanda sísmica en el caso del sismo de Lorca es importante debido a las diferencias significativas en la aceleración espectral de

las distintas componentes del sismo, especialmente para períodos estructurales de más de 0.15 s, típicos de los edificios en la región.

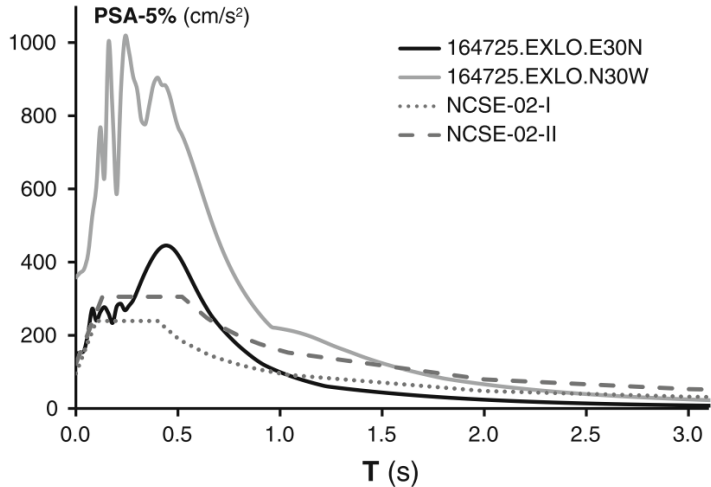


Figura 6-4. Comparativa de los espectros elásticos de diseño de acuerdo al NCSE-02 para suelos I y II y los espectros de respuesta 5% amortiguada de los registros E30°N y N30°W del sismo de Lorca 2011 (Cabañas et al. 2014).

Los espectros de respuesta amortiguada del 5% de las señales rotadas se muestran en la Figura 6-5. El área gris encierra los valores máximos (RotD100) y mínimos (RotD00) de los espectros de respuesta para todas las señales giradas (Boore et al. 2006). Los espectros correspondientes a las direcciones NS y EW y los ejes principales X-L e Y-T de la estructura son resaltados.

El espectro de respuesta obtenido de la componente normal a la falla, N30°W, excedió significativamente el espectro de diseño aplicable NCSE-02 (2002) en los periodos de interés para los edificios convencionales (0.1 y 0.6s). Se observa que al rotar las señales se pueden obtener aceleraciones espectrales aún mayores que el espectro de la componente N30°W del registro.

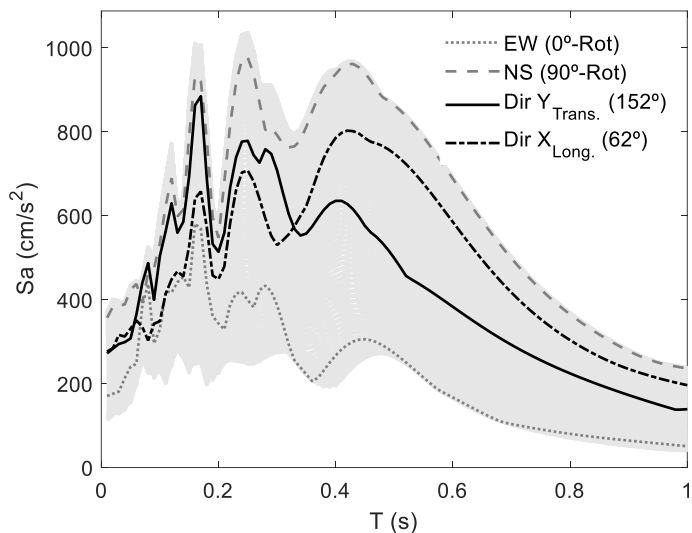


Figura 6-5. Comparación entre los espectros de respuesta (5% amortiguado) de los componentes horizontales (N-S y E-W) del terremoto de Lorca de 2011 y los componentes correspondientes al eje principal, X-L e Y-T del edificio.

6.2 El edificio

6.2.1 Ubicación

El edificio del barrio La Viña se encuentra ubicado 1.8 km al sur-oeste de la estación denominada LOR y a 6.2km del epicentro de acuerdo al IGN (2011). Dada la proximidad del caso de estudio a la estación LOR, menos de 1.8 km, y con el epicentro del sismo, los efectos de atenuación no fueron considerados.

En la Figura 6-6a se muestra un esquema de distancia epicentral del sismo de Lorca 2011 a la estación de Lorca (LOR) y al edificio de La Viña. La Figura 6-6b muestra la dirección los ejes principales X-L e Y-T del edificio de La Viña los cuales se encuentran rotados 62° en sentido antihorario respecto a los ejes E-W y N-S, respectivamente.

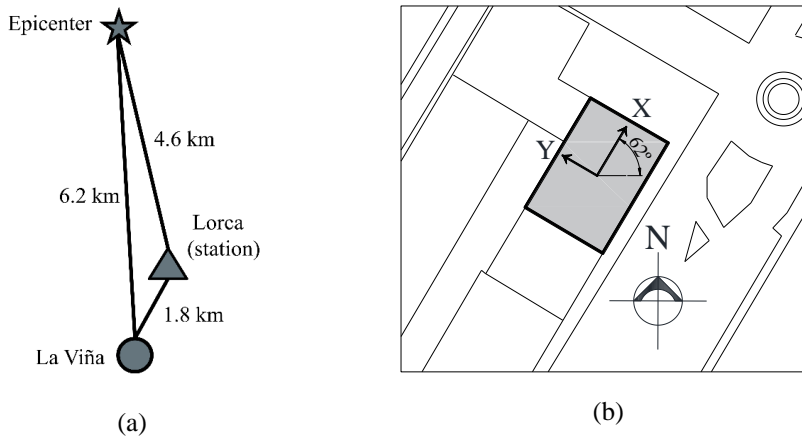


Figura 6-6. (a) Esquema de Distancia epicentral del sismo de Lorca 2011 a la estación de Lorca (LOR) y al edificio de La Viña. (b) Esquema de la planta del edificio con la dirección de los ejes principales X-L e Y-T.

6.2.2 Reflexiones sobre los elementos no estructurales

De acuerdo a diversos estudios, la influencia de los elementos no estructurales en el daño esperado de una estructura puede influir de manera favorable o desfavorable.

Un ejemplo de ello se muestra en De Luca et al. (2014), donde se concluye que los muros no-estructurales de mampostería proporcionaron resistencia adicional a las estructuras de hormigón armado durante el sismo de Lorca del 2011. De acuerdo a este estudio, la participación de los muros de mampostería limitó los daños estructurales causados por el terremoto; sin embargo, los daños no-estructurales fueron extensos e incluso provocaron decesos.

Por otro lado, se ha demostrado que la influencia de los muros no estructurales puede propiciar la concentración de daño en elementos y reducir la capacidad resistente global de la estructura. Benavent-Climent et al. (2014) mostraron la posibilidad de una interacción negativa entre los elementos estructurales y no estructurales que puede llegar a incrementar el nivel de daño esperado desde reparable hasta el colapso. Este incremento en el daño esperado se produce principalmente por la redistribución de esfuerzos que provocan fallas frágiles en columnas. Las consecuencias de no considerar el efecto de los muros

no-estructurales durante el diseño y el análisis estructural pueden, entonces, llegar a ser catastróficas, incluso en sismos moderados (Hermanns et al. 2014). En este sentido es recomendable considerar la participación en la respuesta estructural de los muros de mampostería, quizás impropriamente categorizados como elementos no estructurales en algunos casos, e investigar, detalladamente, la influencia de estos elementos en el daño global de la estructura.

6.2.3 Modelado del edificio

El modelo numérico del edificio de La Viña fue realizado mediante el programa de análisis estructural ETABS® CSI (2016a). La geometría de la estructura fue tomada de los planos del proyecto estructural que se encuentran en el anexo del informe de daños presentado por el arquitecto Ratzlaff (2011).

Las vigas y columnas de hormigón armado fueron modeladas mediante elementos tipo *Frame*, permitiendo el comportamiento no-lineal en los extremos de los elementos a partir del enfoque de plasticidad concentrada. El comportamiento de las potenciales rótulas plásticas fue definido de acuerdo a las especificaciones del FEMA-356 (2000). La curvatura de fluencia de los elementos fue estimada de acuerdo al código ASCE 41-06 (2007). El criterio de límites de daño de elementos estructurales propuesto en el FEMA-356 (2000) también fue adoptado para la evaluación del daño global de la estructura y la propuesta del índice de daño.

La participación de los muros de mampostería, impropriamente llamados no-estructurales para este caso de estudio, fue considerada utilizando el macro-modelo propuesto por Panagiotakos y Fardis (1996), el cual utiliza diagonales equivalentes que pueden ser modeladas con elementos tipo *link*.

El sistema de piso fue modelado como membrana unidireccional, por su configuración de vigueta y bovedilla. La Figura 6-7 muestra diferentes vistas del modelo numérico generado en ETABS® CSI (2016a); se puede apreciar la geometría de los distintos elementos *frame* y *link* empleados en el análisis.

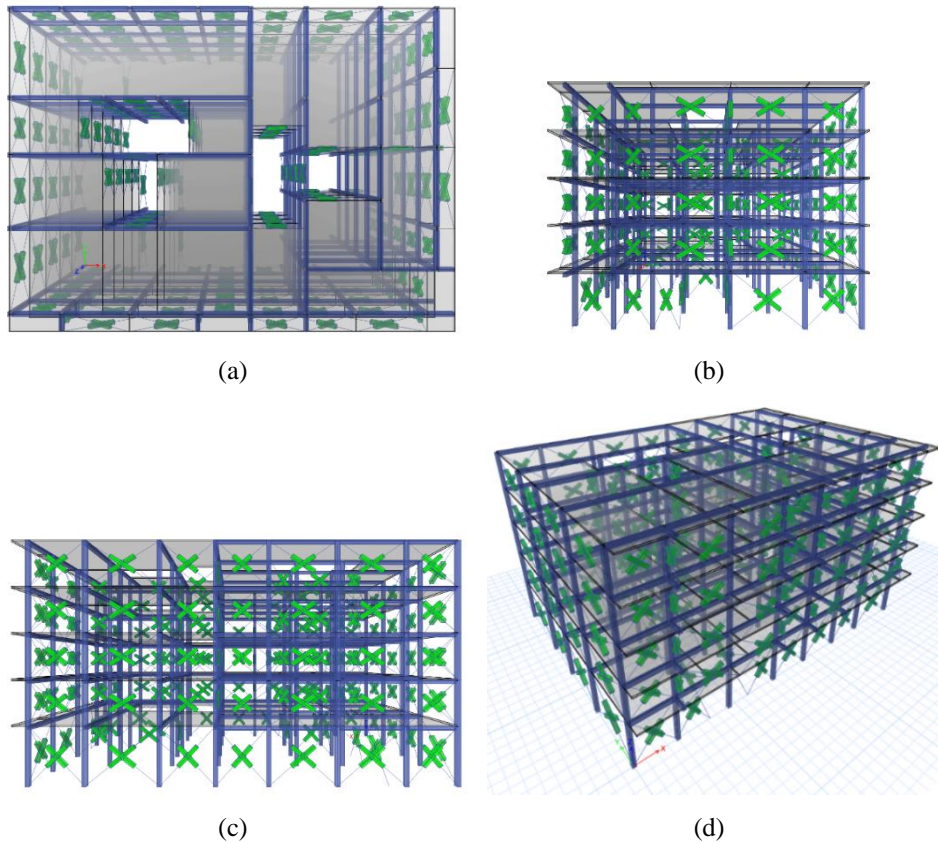


Figura 6-7. Modelo 3D del edificio la viña. (a) vista superior (b) fachada transversal (c) fachada longitudinal (d) vista 3D. Las cruces verdes corresponden a los elementos *link* y las líneas azules a los elementos tipo *frame*.

6.2.3.1 Cargas gravitacionales

Las sobrecargas utilizadas en el modelo fueron estimadas de acuerdo a la normativa MV-101/1962 B.O.E. (1963). Las cargas gravitacionales y su estimación se muestran en el Anexo A, al igual que las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo. Para los análisis sísmicos se consideró la participación del 25% de la carga viva propuesta por la normativa. Cabe destacar que estas cargas se añaden al peso propio de la estructura.

6.2.3.2 *Materiales*

En el informe de daños del edificio La Viña (Ratzlaff, 2011) se presentan los resultados de pruebas no destructivas de resistencia del hormigón en distintas columnas en las que se determinó una resistencia media a compresión de 18.6 MPa, la cual fue utilizada en el modelo. Cabe mencionar que la resistencia de diseño especificada en los planos estructurales fue de 35 Mpa. Las demás propiedades del hormigón se muestran en el Anexo B. Las propiedades del acero de refuerzo y la mampostería del edificio no fueron determinadas por pruebas de laboratorio o in situ. Por esta razón, se consideraron las especificadas en el proyecto estructural para el caso del acero de refuerzo mientras que para el caso de mampostería se tomaron los valores propuestos por Uva et al. (2012) para tabiquería de ladrillo cerámico (ver Anexo B).

Las propiedades no-lineales del acero de refuerzo y del hormigón fueron estimadas para definir el comportamiento de las rótulas plásticas, de acuerdo al FEMA-356 (2000). Las curvas esfuerzo-deformación de los materiales se muestran en el Anexo C. Para el caso del acero de refuerzo se utilizó un modelo multi-lineal, mientras que, para el caso del hormigón, se utilizó el modelo de Mander et al. (1988), para una resistencia media a la compresión de 18.6 MPa.

6.2.3.3 *Vigas y columnas*

Las dimensiones de las secciones de vigas y el acero de refuerzo se muestran en el Anexo B. Cabe mencionar que las vigas están formadas por una sección mixta compuesta de una pletina de acero ancho variable de 15 cm para la planta baja y 20 cm para las plantas superiores con 8mm de espesor (ver detalle en el Anexo D).

Las rótulas plásticas fueron definidas para todas las vigas y columnas en ambos extremos y en ambas direcciones. Se definieron 3 tipos de rótulas: por flexión, para el caso de vigas, por flexo-compresión para el caso de columnas y por cortante para ambos casos. Para ello, se utilizaron los criterios y parámetros establecidos en el FEMA-356 (2000).

La longitud de plastificación y posición de las potenciales rótulas plásticas se definió de acuerdo al ACI 318 (2014). El nivel de desempeño de las rótulas también fue determinado de acuerdo al FEMA-356 (2000). En la Figura 6-8 se muestra el modelo constitutivo de esfuerzo-deformación para las rótulas plásticas. Los niveles de desempeño de las rótulas plásticas fueron establecidos en función de la deformación, de forma discreta, en el FEMA-356 (2000); en este caso, los niveles de rotación de las rótulas plásticas, se definieron de la siguiente manera: ocupación inmediata-*immediate occupancy* (IO), seguridad-*Life safety* (LS), prevención de colapso-*Collapse prevention* (CP).

Los valores numéricos de rotación que definen los niveles de desempeño y parámetros de modelado de las rótulas plásticas pueden encontrarse en las tablas 6-7 y 6-8 del FEMA-356 (2000); mientras que las resistencias de los elementos fueron calculadas de acuerdo al ACI-318 (2014) con un factor de reducción de resistencia $\phi = 1$ debido a que el estudio corresponde a una evaluación y no a un diseño.

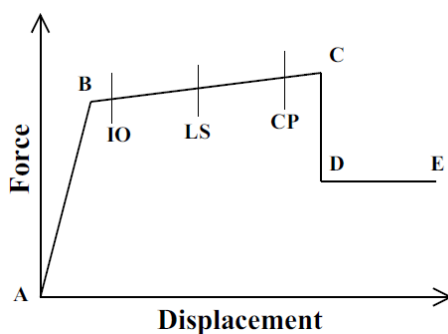


Figura 6-8. Nivel de desempeño de las rótulas plásticas de acuerdo al FEMA-356 (2000).

6.2.3.4 Muros de mampostería

La participación de los muros de mampostería fue considerada mediante un modelo de puntales o diagonales equivalentes. En este sentido, únicamente se estudia el comportamiento en el plano del muro.

Existen diversas propuestas de macro-modelos, sin embargo, la propuesta presentada en Panagiotakos y Fardis (1996); Fardis y Panagiotakos (1997) ha sido

seleccionada por su simplicidad y debido a que ha demostrado reproducir adecuadamente el comportamiento lineal y no lineal de muros de relleno de mampostería en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Este modelo ha sido utilizado y comparado con otros modelos más complejos en diversos estudios como Uva et al. (2012); Cavaleri y Trapani (2014) y se han observado resultados similares a los obtenidos con modelos más complejos.

El macro-modelo de diagonales equivalentes consiste en la representación de cada muro como uno o más puntales diagonales equivalentes trabajando en compresión. En la Figura 6-9 se muestra un esquema del modelo, donde se define la geometría general del puntal equivalente. Las propiedades mecánicas del modelo equivalente dependen de las propiedades del muro a modelar (dimensiones, materiales y relación de aspecto entre otras). Este enfoque, ampliamente descrito en Cavaleri y Trapani (2014), es adecuado para realizar análisis lineales y no lineales con diferentes tipos de mampostería, incluyendo efectos de degradación de rigidez y resistencia.

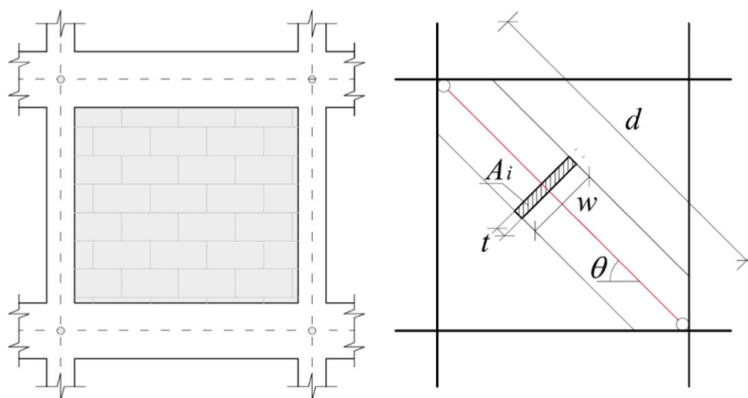


Figura 6-9. Definición del puntal diagonal equivalente y características geométricas (Cavaleri y Trapani, 2014).

En este caso, utilizaremos puntales trabajando únicamente a compresión. Para considerar la participación del muro en ambas direcciones de su plano, es necesario utilizar dos puntales en cruz, uno para cada dirección. Cada puntal es modelado con elementos tipo *link* con extremos articulados, conectados a los nodos del marco. El modelo constitutivo del puntal equivalente, que representa la

envolvente de la relación fuerza-deformación, se compone de 4 ramas tal y como se muestra en la Figura 6-10.

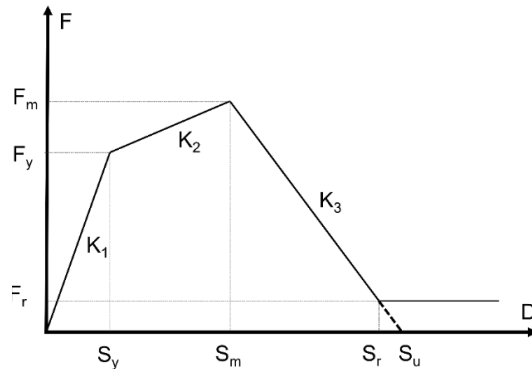


Figura 6-10. Relación fuerza-desplazamiento del modelo de la diagonal equivalente (Panagiotakos y Fardis, 1996).

La primera rama representa el comportamiento inicial a cortante del muro sin agrietamiento, las propiedades elásticas del muro son definidas con esta rama. La segunda rama se relaciona con la formación del puntal equivalente. El puntal se forma debido a la desconexión entre el marco y el muro en las zonas donde se presentan esfuerzos de tracción, una explicación detallada del comportamiento no lineal de muros de relleno puede encontrarse en Crisafulli (1997). Esta segunda rama está comprendida entre el punto del primer agrietamiento del muro y el punto de resistencia máxima que generalmente se corresponde con el aplastamiento de la mampostería. La tercera rama representa la degradación de rigidez y de resistencia que corresponde al comportamiento “inestable” del muro, desde el punto de resistencia máxima hasta llegar a la fuerza resistente residual que, generalmente, es considerada únicamente para garantizar la estabilidad numérica del modelo.

Los principales parámetros que definen este modelo constitutivo y las expresiones para calcularlos se presentan en el Anexo E

En este estudio únicamente se consideró la participación estructural de muros con ancho $b \geq 1.5 m$ y espesor $t > 5cm$. Los muros divisorios, al ser de 5 cm de

grosor y muros de dimensiones menores, únicamente fueron considerados para el cálculo de peso propio de la estructura.

El resumen de los parámetros de los puntales equivalentes utilizados en el modelo, las expresiones para determinar las relaciones fuerza-desplazamiento así como las relaciones fuerza-desplazamiento de los puntales equivalentes, de acuerdo al macro-modelo de Panagiotakos y Fardis (1996), se muestran en el Anexo F. Cabe mencionar que se consideraron siete elementos de puntales equivalentes distintos para mejorar la estabilidad numérica del modelo. Por simplicidad, se discretizaron las dimensiones reales de los muros (b_r) y fueron consideradas con su valor entero más próximo (b_w). Por ejemplo, los muros entre 1.5 m y 2.5 m de ancho fueron modelados con el macro modelo para un muro de 2 m de ancho.

6.3 Análisis modal

Para estimar las propiedades dinámicas de la estructura, en este caso frecuencias/periodos y formas modales, en un estado saludable (sin daño), se realizó un análisis modal del modelo estructural. El período (T), frecuencias (f) y los factores de participación modal obtenidos se muestran en la Tabla 6-3. Los períodos fundamentales, T_{fund} , para las direcciones X-L e Y-T son 0.23 y 0.27 s respectivamente. A pesar de tener efectos torsionales significativos, más del 94% de la participación de la masa se considera dentro de los primeros tres modos, en cada dirección. Los períodos fundamentales del modelo están en el rango de los estimados mediante las relaciones de período contra número de plantas de los edificios españoles y portugueses informados en Enomoto et al. (1999); Oliveira y Navarro (2010). De acuerdo con estos trabajos, los periodos oscilan entre

$$0.045N_n \leq T_{fund} \leq 0.054 N_n \quad (6-2)$$

donde N_n es el número de niveles (De Luca et al. 2014). Notablemente, según el estudio realizado por Vidal et al. (2014), en condiciones no dañadas, el período fundamental promedio de edificios similares de 5 niveles en la misma

región es 0.27 s, virtualmente el mismo obtenido para la dirección Y-T del edificio.

Tabla 6-3. Periodos, frecuencias y masa modal de los 3 primeros modos para cada dirección del edificio La Viña.

Modo	T (s)	f (Hz)	X-Longitudinal		Y-Transversal			
			masa modal	masa acum.	T (s)	f (Hz)	masa modal	masa acum.
1	0.23	4.74	87%	87%	0.27	3.67	78%	78%
2	0.08	13.16	10%	97%	0.09	10.88	13%	91%
3	0.04	19.7	2%	99%	0.05	22.7	3%	94%

Cabe hacer notar que la relación entre el primer modo de vibrar y el segundo, que llamamos *salto de frecuencia*, resulta ser 2.88 para la dirección X-L y de 3.00 para la dirección Y-T. Estos valores resultan congruentes con los obtenidos de distintas estructuras de marcos y muros combinados, como se puede observar en la Figura 6-11 (Vargas-Alzate Y. F., Comunicación Personal, 19 de abril de 2021) donde se muestra una comparación del *salto de frecuencia* para distintos tipos y alturas de estructuras.

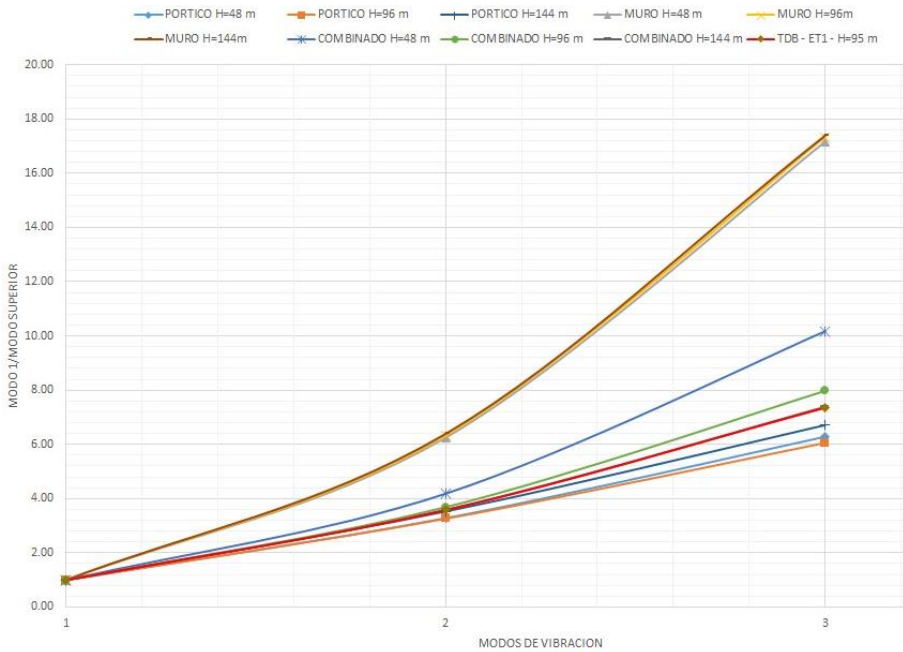


Figura 6-11. Relación entre el modo fundamental y los modos superiores para distintos tipos y alturas de estructuras (DIP Diseño-Ingeniería-Postensado, Comunicación Personal, 19 de abril de 2021)

En la Figura 6-12 se muestran, para ambas direcciones, las formas modales normalizadas, mientras que los desplazamientos modales máximos o constantes de normalización se resumen en la Tabla 6-4. Como se puede ver, el comportamiento es similar en ambas direcciones. Los modos fundamentales en ambas direcciones presentan el comportamiento esperado de estructuras mixtas (marcos-muros).

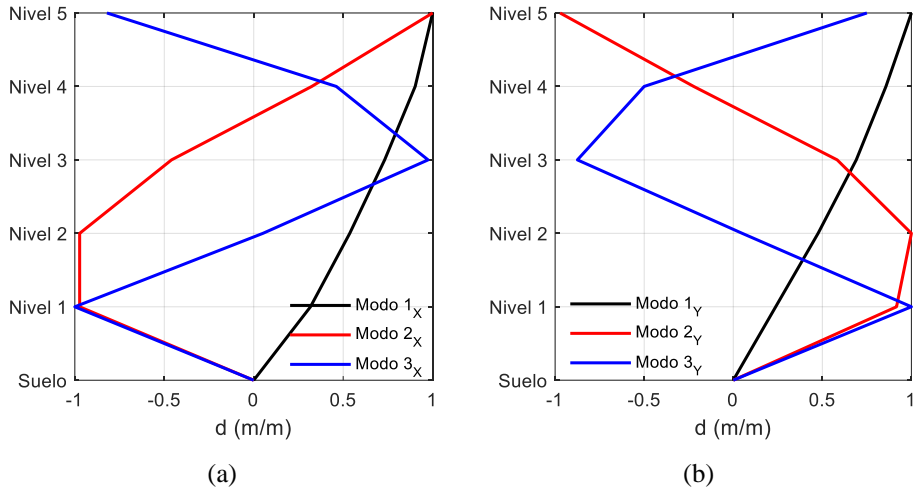


Figura 6-12. Formas modales normalizadas del edificio La Viña en (a) dirección X-L y (b) dirección Y-T.

Tabla 6-4. Constantes de normalización de los modos

Modo	X-Longitudinal			Y-Transversal			
	T (s)	f (Hz)	Factor de normalización	T (s)	f (Hz)	masa modal	Factor de normalización
1	0.23	4.74	0.041	0.27	3.67	0.042	0.042
2	0.08	13.16	0.037	0.09	10.88	0.036	0.036
3	0.04	19.7	0.039	0.05	22.7	0.040	0.040

La Figura 6-13 muestra las formas modales, vistas en planta, del primer modo (a) y segundo modo (b) obtenidas del análisis del modelo numérico. El desplazamiento del primer modo es principalmente en dirección Y-T con una componente importante de rotación. El segundo modo presenta una componente de traslación en el eje X-L principalmente con una ligera componente de traslación en el eje Y-T. Como se verá más adelante, los modos son similares a los identificados mediante la campaña de medición con una red de 10 acelerómetros (Alva et al. 2020). Estos resultados experimentales se muestran con detalle en el siguiente capítulo.

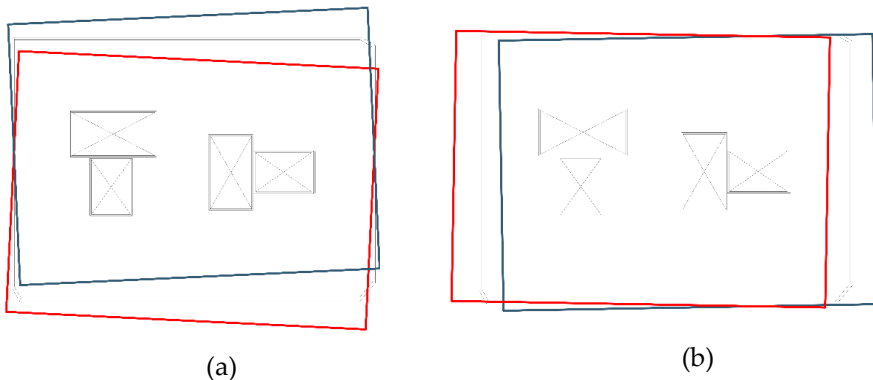


Figura 6-13. (a) Primer modo de vibrar, $T=0.27s$, (b) Segundo modo, $T=0.23s$ (vista en planta).

6.4 Análisis estático no-lineal

Mediante análisis estático no-lineal o *pushover* (PA) se estimó la capacidad del edificio La Viña para posteriormente poder utilizar el método de capacidad espectral propuesto inicialmente por Freeman et al. (1975). El patrón de carga lateral utilizado en este análisis fue proporcional al primer modo en cada dirección.

La Figura 6-14 muestra las curvas de capacidad resultantes del PA para ambas direcciones del edificio de La Viña. Se puede observar un comportamiento similar en ambas direcciones, típico de una estructura híbrida donde la resistencia y rigidez inicial está dada por los muros de mampostería y los pórticos de hormigón armado proporcionan una resistencia adicional ante mayores demandas de ductilidad. Los parámetros principales de las curvas de capacidad se resumen en la Tabla 6-5. Finalmente, en la Figura 6-15 se pueden apreciar los mecanismos de falla y la formación de articulaciones plásticas al final del análisis *pushover*. Los puntos de colores indican el nivel de desempeño de las rótulas plásticas de acuerdo al FEMA-356 (2000) (ver Figura 6-8) donde el color verde, azul y rojo indican niveles de desempeño ocupación inmediata-*immediate occupancy* (IO), seguridad-*Life safety* (LS), y prevención de colapso-*Collapse prevention* (CP), respectivamente. Un punto a destacar es la concentración de daño en los niveles inferiores, en especial en la primera planta, lo que indica un comportamiento típico

de una estructura con piso blando y el consecuente fin del análisis por inestabilidad.

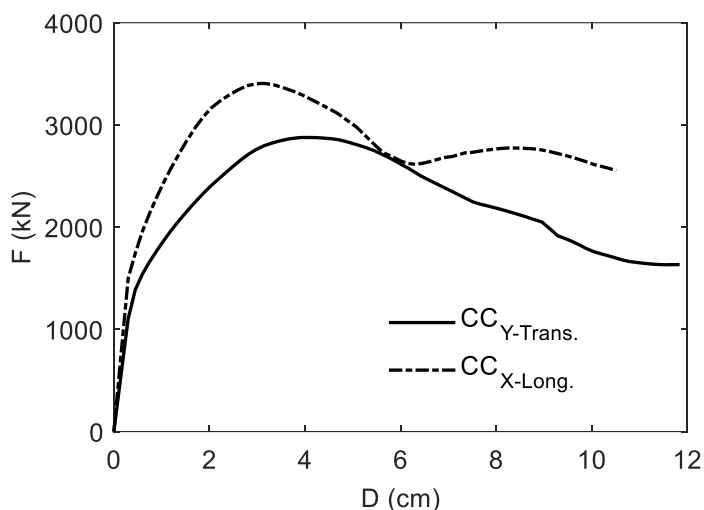


Figura 6-14. Curvas de capacidad para la dirección X-L (a) y Y-T (b) del edificio de La Viña.

Tabla 6-5. Parámetros principales de las curvas de capacidad para ambas direcciones, X-L e Y-T, del edificio de La Viña.

	Curva de capacidad			
	D (cm)		F (kN)	
	X-L	Y-T	X-L	Y-T
Punto de fluencia	0.3	0.45	1499	1390
Cortante máxima	3.08	4.15	3406	2877
Desplazamiento. último	10.51	11.84	2554	1633

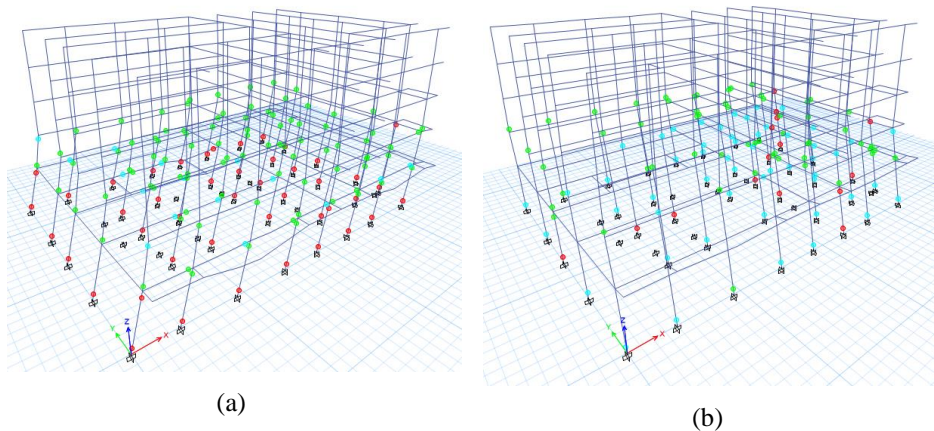


Figura 6-15. Mecanismos de falla y formación de articulaciones plásticas al final del análisis *pushover* para la dirección X-L (a) y Y-T (b) del edificio de La Viña (ver descripción detallada en el texto).

6.5 Análisis dinámico incremental

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) se llevó a cabo utilizando ambas componentes ortogonales del sismo de (Lorca 2011). La intensidad de la acción sísmica, medida por medio del PGA de la señal de aceleración de entrada, fue escalada de manera incremental para cada uno de los análisis en un rango de 0 a 2.5g, cada 0.05g. Para este ejemplo, se utilizaron los valores máximos de desplazamiento de azotea como parámetro de demanda estructural a monitorear. Los valores de demanda estructural obtenidos se grafican contra la medida de intensidad sísmica correspondiente y así formar las denominadas curvas de capacidad dinámica de la estructura para el sismo dado, comúnmente conocidas como *IDA curves* o *dynamic pushover curves* (Vamvatsikos y Cornell, 2002). En la Figura 6-16a se muestran las parejas de los valores extremos de demanda estructural, en términos del desplazamiento máximo de azotea, contra el PGA de la acción sísmica correspondiente. Para poder realizar una comparativa directa con las curvas de capacidad obtenidas en el apartado anterior, en la Figura 6-16b se muestra el desplazamiento máximo de la cubierta contra la cortante basal obtenidos a través del IDA. Se puede apreciar una semejanza en los valores y las formas de las curvas de capacidad obtenidas de manera estática, por medio del PA

(ver Figura 6-14), y de forma dinámica, con IDA. La congruencia entre ambos resultados es especialmente reconocible ante demandas bajas.

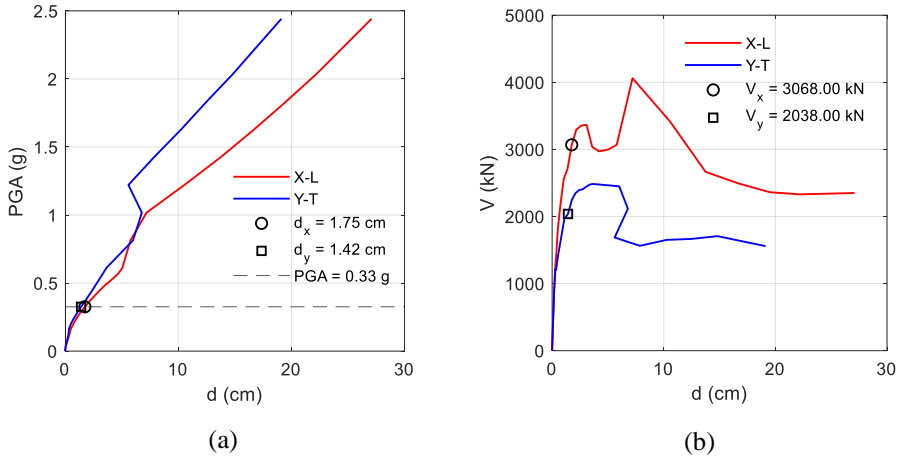


Figura 6-16. Curva desplazamiento máximo de azotea (a) contra PGA de la señal de entrada y (b) contra el cortante basal.

6.5.1 Incremento del periodo fundamental con el daño

El estudio del incremento del periodo fundamental con el daño estructural, uno de los objetivos de este trabajo, se realizó por medio del análisis modal. A través de la determinación de los eigen-valores, utilizando las matrices de rigidez dañadas, extraídas al final de cada análisis dinámico, se obtuvo la evolución de los periodos fundamentales de la estructura a medida que el daño se incrementaba. En la Figura 6-17a, se grafican los valores del periodo fundamental de cada dirección del edificio de La Viña contra los valores de la demanda de desplazamiento máximo de la cubierta. En la Figura 6-17b se muestran los mismos valores del periodo fundamental contra los valores de PGA correspondientes. Se puede observar un comportamiento similar en ambas direcciones de la estructura. De igual forma, se muestra que la elongación del periodo es mayor ante demandas de desplazamientos bajas y que esta tiende a ser menor ante demandas elevadas.

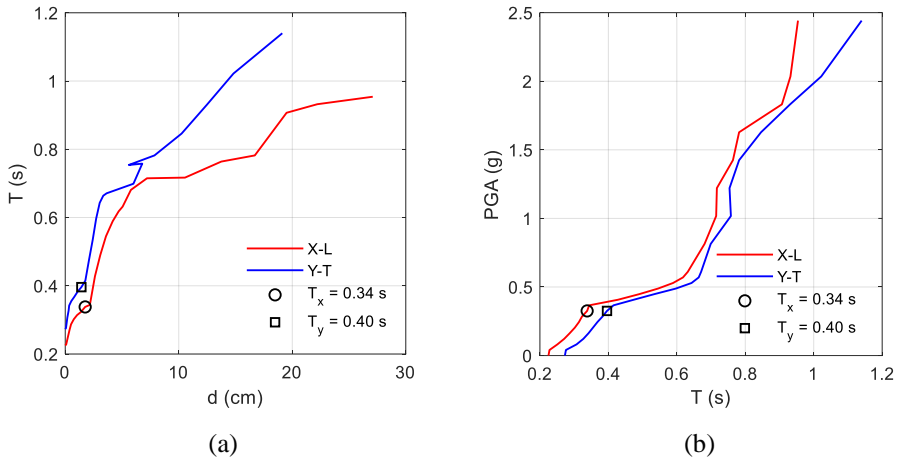


Figura 6-17. (a) Desplazamiento máximo de azotea contra periodo del primer modo para cada dirección del edificio de La Viña. (b) Periodo del primer modo para ambas direcciones del edificio contra PGA de la señal de entrada.

6.6 Análisis de fragilidad y daño esperado

En esta sección se evalúa la vulnerabilidad del edificio de La Viña, a partir de la estimación de las curvas de fragilidad y de daño esperado, por medio de tres propuestas diferentes basadas en el análisis *Pushover*. La primera corresponde a la propuesta del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), con la cual se estima el estado de daño medio con base en las curvas de fragilidad, establecidas para cada tipología estructural. En la segunda metodología se evalúa el daño medio esperado a partir del modelo de daño propuesto por Pujades et al. (2015). Para ello, se generan curvas de fragilidad utilizando los umbrales de daño propuestos en este mismo trabajo. La tercera propuesta corresponde al modelo de daño compuesto que se presentó en el Capítulo 2, el cual toma en cuenta la participación de los muros de mampostería para estimar el daño esperado del edificio. Finalmente, los resultados de estas propuestas son comparados con los resultados obtenidos del análisis dinámico incremental.

6.6.1 Curvas de fragilidad y daño medio basadas en la propuesta del proyecto Risk-UE

Las curvas de capacidad se muestran nuevamente en la Figura 6-18. Para estimar el desplazamiento máximo de la curva *pushover*, los puntos de daño completo fueron definidos a partir del 20% del decaimiento de capacidad máxima. El desplazamiento de colapso de acuerdo a este criterio se estimó en 5.70 y 7.25 cm para las direcciones X-L e Y-T, respectivamente. La dirección Y-T presenta una ductilidad más alta pero una capacidad resistente menor que la dirección X-L; sin embargo, el comportamiento es similar en ambas direcciones.

El espectro de capacidad en el formato de aceleración-desplazamiento espectral (ADRS) se muestra en la Figura 6-19. La representación bilineal de la curva de capacidad también se muestra en esta figura. Los parámetros principales de la curva de capacidad y el espectro de capacidad, así como los puntos de las representaciones bilineales se resumen en la Tabla 6-6.

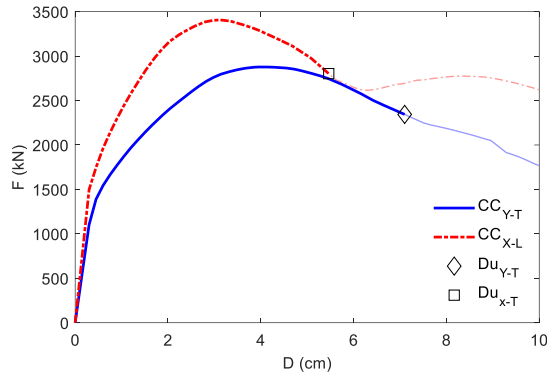


Figura 6-18. Curva de capacidad del edificio La Viña para las direcciones X-L (roja) y Y-T (azul).

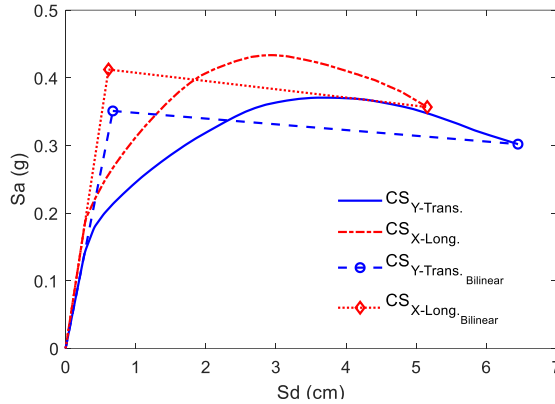


Figura 6-19. Espectros de capacidad del edificio La Viña para las direcciones X-L (roja) e Y-T (azul) con las respectivas representaciones bilineales.

Tabla 6-6. Parámetros principales de los espectros de capacidad para ambas direcciones, X-L e Y-T, del edificio de La Viña.

Parámetro	Espectro de capacidad			
	Sd (cm)		Sa (g)	
	X-L	Y-T	X-L	Y-T
Punto de fluencia	0.29	0.41	0.19	0.18
Cortante máxima	2.96	3.8	0.46	0.37
Despl. último	5.15	7.25	0.36	0.28

* Los valores corresponden a la representación bilineal del espectro de capacidad.

6.6.1.1 El desempeño del edificio

Para evaluar el daño en el punto desempeño del edificio (PP), se estimó el desplazamiento espectral esperado que el terremoto de Lorca del 2011 causó al edificio. La demanda sísmica fue definida por los espectros de respuesta del sitio amortiguado al 5%, mostrados en la Figura 6-5, mientras que el comportamiento no lineal del edificio está representado por el espectro de capacidad del análisis *pushover*. El desplazamiento espectral en el PP se obtuvo mediante la aproximación lineal equivalente. La Figura 6-20 muestra la representación bilineal de los espectros de capacidad en formato $S_d - T$, correspondiente a los ejes X-L e Y-T del edificio. En esta figura, también se muestran los espectros de

respuesta amortiguada determinista del 5% para ambas direcciones. Los puntos de desempeño para cada dirección X-L y T-Y del edificio se indican con marcadores redondo y cuadrado, respectivamente. En la Figura 6-21 se muestran los desplazamientos por nivel en el PP y en el punto de colapso definido para una degradación de la capacidad del 20%. Obsérvese el efecto de piso blando en los desplazamientos esperados en el primer piso para el punto de colapso

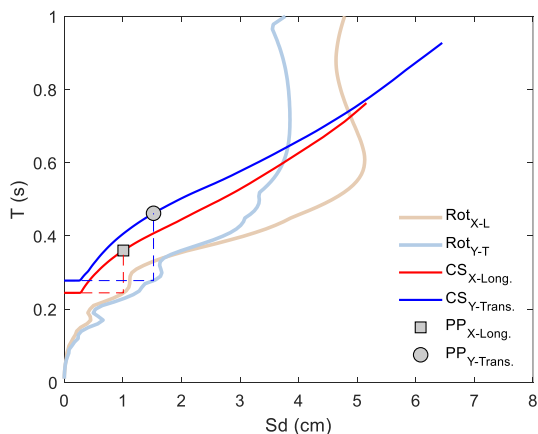


Figura 6-20. Espectro de capacidad y espectro de demanda determinista 5% amortiguado en formato Sd-T. Los puntos de desempeño para ambas direcciones se muestran con marcador redondo (Y-T) y cuadrado (X-L).

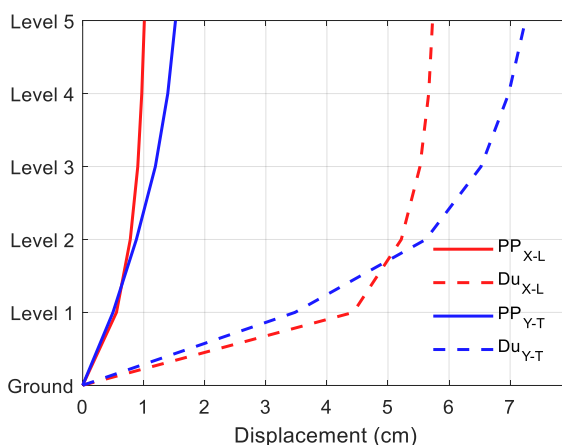


Figura 6-21. Desplazamientos por nivel en el punto de desempeño y en el punto de colapso.

La Tabla 6-7 muestra el desplazamiento espectral de la estructura en el punto de desempeño, así como el MIDR y el periodo obtenidos del análisis estructural (T_{PP}) así como su relación respecto al periodo inicial o elástico de la estructura (T_{PP}/T_i). En esta tabla se muestra también el periodo real (T_{real}) de la estructura dañada y su incremento respecto al periodo inicial (T_{real}/T_i). El periodo real fue obtenido de la campaña de medición que se describe con detalle en el capítulo siguiente. Se puede observar que los valores del periodo en el punto de desempeño son muy similares a los medidos en la campaña de campo. Cabe mencionar que los distintos parámetros del modelo, por ejemplo, la rigidez, las masas y las propiedades no lineales de los materiales, pueden ser calibrados para ajustar el periodo de la estructura, sana o con distintos niveles de daño, a valores reales obtenidos de medidas in situ. De esta manera, se podrían reducir las incertidumbres asociadas al modelo. Sin embargo, en este caso específico, no se realizó dicha calibración ya que el ajuste que se obtuvo con las propiedades nominales fue bastante bueno, además, se desconoce el periodo real de la estructura en estado sano.

Tabla 6-7. Parámetros estructurales obtenidos para el punto de desempeño. Se incluyen también los periodos obtenidos a partir de la campaña de medición del edificio.

Dir	S_{dpp} (cm)	MIDR (cm/cm)	T_{PP} (s)	T_{real} (s)
X-L	1.01	0.00157	0.360	0.359
Y-T	1.52	0.00142	0.411	0.402

6.6.1.2 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad muestran la probabilidad de igualar o exceder los estados de daño para un determinado punto de desempeño, en función del parámetro representativo de la acción sísmica, en este caso el desplazamiento espectral S_d . Los umbrales de daño para ambas direcciones del edificio de La Viña, estimados de acuerdo a la propuesta del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003), se muestran en la Tabla 3-1.

Tabla 6-8. Umbrales de los estados de daño para el edificio de La Viña, definidos a partir del proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003).

Estado de daño		Umbrales de daño (cm)	
		X-L	Y-T
DS1 (Leve)	$\bar{S}d_1 = 0.7 Sd_y$	0.18	0.23
DS2 (Moderado)	$\bar{S}d_2 = Sd_y$	0.26	0.33
DS3 (Severo)	$\bar{S}d_3 = Sd_y + 0.25 Sd_u$	1.55	1.95
DS4 (Completo)	$\bar{S}d_4 = Sd_u$	5.16	6.45

Las curvas de fragilidad para cada dirección del edificio fueron obtenidas mediante el ajuste a los puntos de la matriz de probabilidad de la Tabla 3-2, por medio del método de ajuste de mínimos cuadrados. Las curvas de fragilidad se presentan en la Figura 6-22 para la dirección X-L (figura superior) y dirección Y-T (figura inferior).

Tabla 6-9. Matriz de distribución de probabilidad de daño de acuerdo al proyecto RISK-UE Milutinovic y Trendafiloski (2003).

Estado de daño	Matriz de distribución de probabilidades				
		P(1)	P(2)	P(3)	P(4)
DS1 (Leve)	P(1)=50%	0.50	0.12	0.012	0.00
DS2 (Moderado)	P(2)=50%	0.90	0.50	0.14	0.01
DS3 (Severo)	P(3)=50%	0.99	0.87	0.50	0.10
DS4 (Completo)	P(4)=50%	1.0	0.99	0.88	0.50

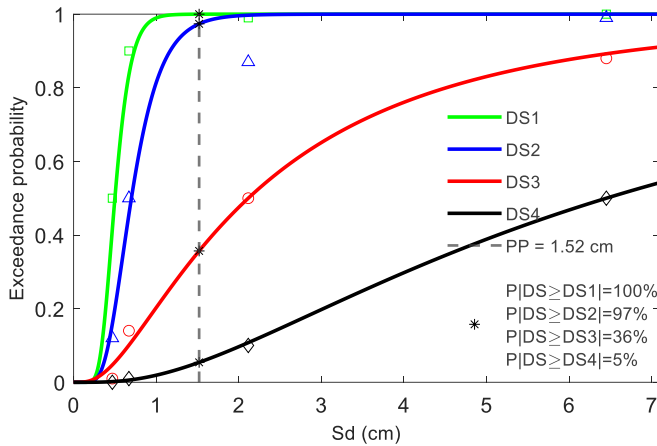
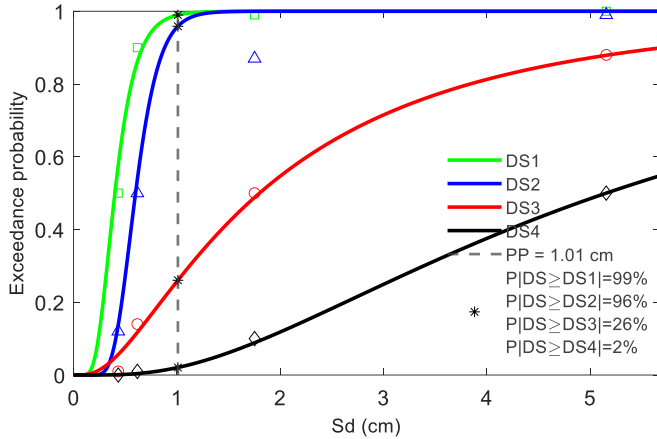


Figura 6-22. Curvas de fragilidad de acuerdo al RISK-UE Milutinovic y Trendafiloski (2003). (a) Dirección X-L y (b) Dirección Y-T.

Se puede observar cómo, en ambas direcciones, las curvas de fragilidad indican que el daño evoluciona rápidamente ante desplazamientos bajos. En este sentido, se aproxima al 100% la probabilidad de excedencia del estado de daño DS2, en ambas direcciones, para el desplazamiento del punto de desempeño.

Para la dirección X-T la probabilidad de excedencia del estado de daño DS3 es el 26% y hay una probabilidad relativamente baja de igualar o exceder el estado DS4. En el caso de la dirección Y-T, se obtienen resultados similares, la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño DS3 y DS4 es del 36%, y 5%, respectivamente.

6.6.1.3 Estado de daño medio esperado (DS_m)

Las probabilidades de los estados de daño fueron determinadas utilizando la expresión de probabilidad de ocurrencia presentada en el Capítulo 3, a partir de los valores de las curvas de fragilidad correspondientes al desplazamiento espectral en el punto de desempeño, i.e., $Sd_{ppX} = 1.01\text{cm}$ y $Sd_{ppY} = 1.52\text{cm}$. Finalmente, el daño medio para cada dirección del edificio fue calculado. En la Figura 6-23a se muestran las probabilidades de cada estado de daño. Los resultados obtenidos sugieren que entre un 64 y 68 % de edificios similares, expuestos al sismo de Lorca 2011, sufriría daño moderado (DS2); entre un 23 y 30 % sufrirían daño severo (DS3) y entre 3 y 5% estarían cerca del colapso (DS4).

Los estados de daño medios para ambas direcciones del edificio se muestran en la Figura 6-23b, donde también se indican los puntos de desempeño. Los índices de daño medios normalizados, definidos en el Capítulo 3, resultan ser: $DI_{RUE} = 0.56$ para la dirección X-L y $DI_{RUE} = 0.6$ para Y-T.

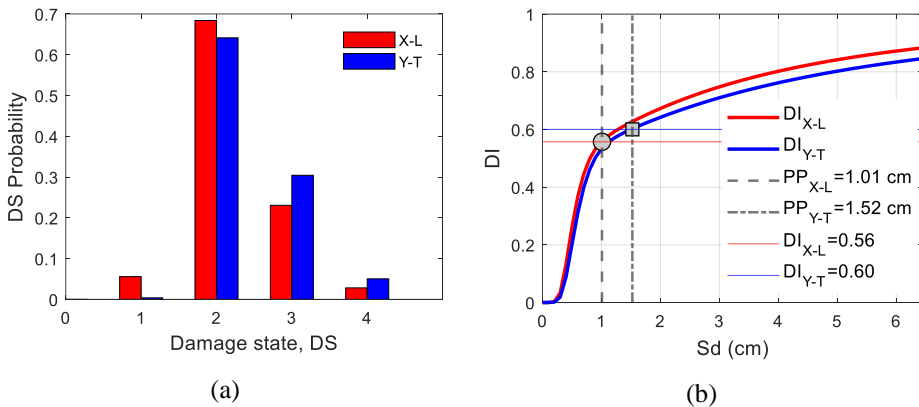


Figura 6-23. (a) Probabilidad de los estados de daño en el punto de desempeño. (b) Índice de daño medio normalizado, DI , para ambas direcciones. Los marcadores circular y cuadrado indican el punto de desempeño para las direcciones X-L e Y-T, respectivamente.

6.6.2 Curvas de fragilidad y daño medio basadas en el Índice de daño de Pujades et al. (2015)

El modelo simplificado de daño basado en la curva de capacidad propuesto por Pujades et al. (2015), tiene su base en el índice de daño de Park y Ang (1985). Este índice es definido por funciones que dependen únicamente de la parte no-lineal de la curva de capacidad normalizada. La primer función corresponde a la degradación de rigidez secante, D_{KS} , la cual depende del desplazamiento normalizado de la estructura, δ_N . La segunda función, D_E , depende de la energía disipada por deformación inelástica, en términos del desplazamiento normalizado. Finalmente, la participación de cada término en el daño global de la estructura está controlada por un parámetro de calibración, α , que depende de la acción sísmica considerada (Pujades et al., 2015). El índice de daño basado en la curva de capacidad se muestra a continuación:

$$DI_{CC} = \alpha K_S(\delta_N) + (1-\alpha)D_E(\delta_N) \quad (6-3)$$

Los detalles del cálculo de las funciones que constituyen este modelo pueden encontrarse en Pujades et al. (2015).

Los umbrales de daño propuestos por Pujades et al. (2015) fueron definidos tomando como referencia los establecidos para el índice de daño de Park and Ang (1985). En un inicio se propuso que para valores del índice de daño $DI \leq 0.4$ el daño estructural pueda ser reparable mientras que valores de $DI \geq 1.0$ indican daño completo o colapso de la estructura. En estudios observacionales posteriores se encontró que el colapso ocurría para $DI \geq 1.0$ y, además, se definió que el índice $DI \leq 0.2$ representa el daño leve (Park et al. 1987). Más tarde, Cosenza et al. (1993) y Cosenza and Manfredi (2000) sugirieron que la estructura podría ser reparable para índices de daño $DI \leq 0.5$ y que para valores de $0.5 \leq DI < 1.0$ la estructura probablemente no presente colapso pero se puede considerar que el daño es irreparable.

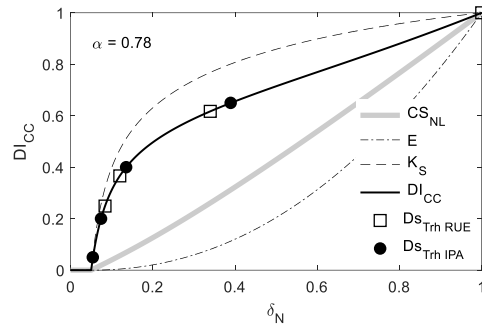
Basándose en estos trabajos, Pujades et al. (2015) definieron los estados de daño de acuerdo a los desplazamientos normalizados correspondientes a los

índices de daño de 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65, como se muestra en la Tabla 6-10. Cabe hacer notar que el estado de daño completo se especifica por estos autores como aquél en el que resulta más costoso reparar la estructura que demolerla y reconstruirla. Esto no necesariamente implica el colapso, el cual está definido para $DI \geq 1.0$.

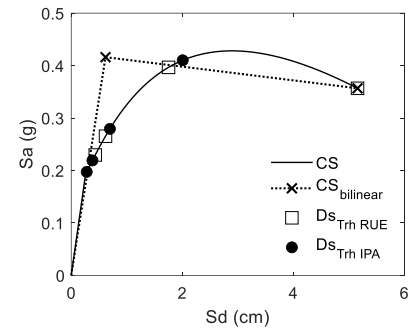
Tabla 6-10. Estado de daño correspondiente al índice de daño del método basado en el Índice de Park and Ang (1985).

Estado de daño	Índice de daño, DI
DS1 (Leve)	0.05
DS2 (Moderado)	0.20
DS3 (Severo)	0.40
DS4 (Completo)	0.65

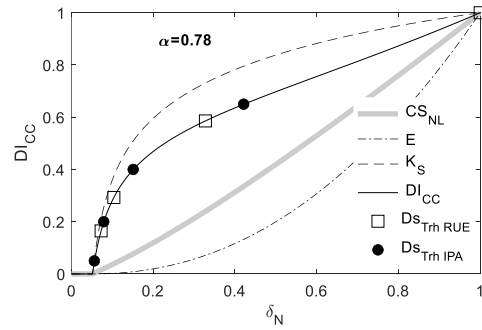
En las Figura 6-24 (a) y (c) se muestra el índice de daño y los umbrales de daño de acuerdo al modelo de Pujades et al. (2015) así como los umbrales de daño acuerdo a Risk-UE para ambas direcciones del edificio de La Viña; se ha utilizado $\alpha = 0.78$ (Pujades et al., 2016). Las Figura 6-24 (b) y (d) muestran los mismos umbrales en el espectro de capacidad.



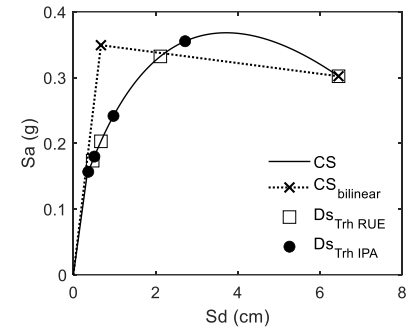
(a)



(b)



(c)

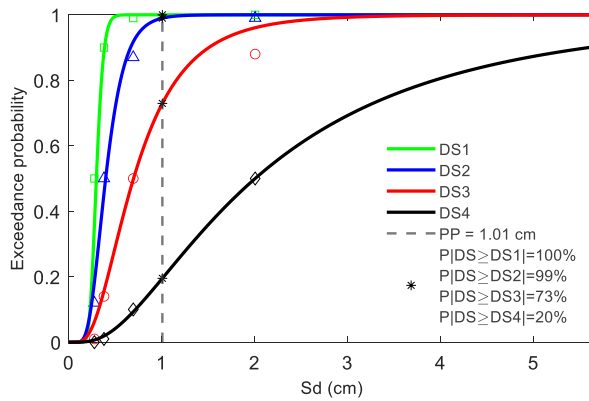


(d)

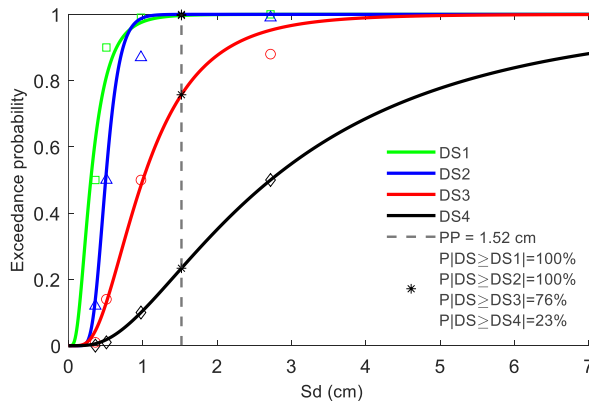
Figura 6-24. Índice de daño y umbrales de daño de acuerdo al modelo de Pujades et al. (2015) para la dirección X-L (a) y Y-T (c). Estados de daño y espectros de capacidad para la dirección X-L(b) y Y-T (d) del edificio de La Viña.

Seguindo una metodología de estimación de las curvas de fragilidad análoga al método de Risk-UE, los umbrales de daño definidos anteriormente establecen el 50% de probabilidad de excedencia. El procedimiento detallado del cálculo de las curvas de fragilidad puede encontrarse en Pujades et al. (2015).

En la Figura 6-25a se presentan las curvas de fragilidad estimadas para la dirección X-L mientras que en la Figura 6-25b se muestran para la dirección Y-T. El punto de desempeño se indica con una línea vertical discontinua y los asteriscos indican la probabilidad de excedencia de los estados de daño.



(a)



(b)

Figura 6-25. Curvas de fragilidad para la dirección X-L (a) y Y-T (b) obtenidas a partir de los umbrales de daño propuestos por Pujades et al. (2015).

Los resultados de la probabilidad de excedencia de los estados de daño en el punto de desempeño se muestran en la Figura 6-26a, mientras que en la Figura 6-26b se presenta el índice de daño medio normalizado para ambas direcciones del edificio. Se puede observar que hay una mayor probabilidad de excedencia para el estado de daño DS3 y un daño medio del 73 y 74% para las direcciones X-L y Y-T, respectivamente.

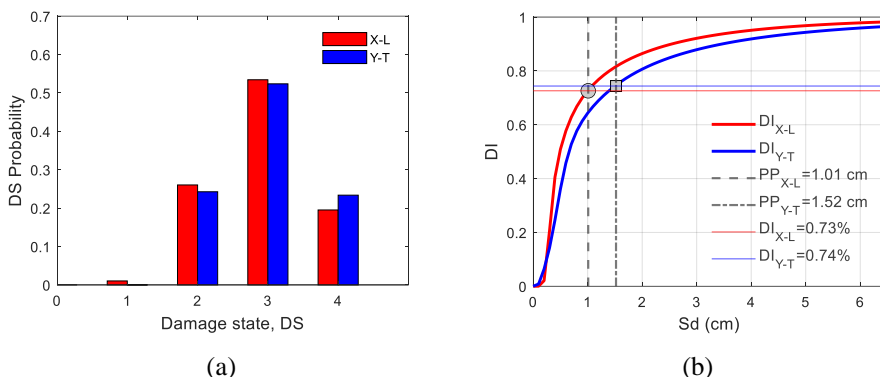


Figura 6-26. (a) Probabilidad de los estados de daño en el punto de desempeño. (b) Índice de daño medio normalizado, DI , para ambas direcciones de acuerdo al modelo de daño de Pujades et al. (2015) con $\alpha = 0.78$. Los marcadores circular y cuadrado indican el punto de desempeño para las direcciones X-L e Y-T, respectivamente.

6.6.3 Curvas de fragilidad y daño medio basadas en el modelo de daño compuesto

Debido a que los muros de mampostería del edificio de La Viña están conectados a los marcos estructurales, se prevé un comportamiento estructural típico de una estructura híbrida. En este sentido, la resistencia lateral y rigidez iniciales son proporcionadas principalmente por los muros de mampostería (los elementos de mayor rigidez lateral), mientras que los elementos menos rígidos aportan una resistencia adicional ante deformaciones elevadas. Este efecto es descrito detalladamente en el FEMA-NIBS (2003) para estructuras compuestas.

Por este motivo, resulta interesante evaluar el daño de los dos sistemas por separado, pero definiendo el daño global según el comportamiento de cada sistema.

6.6.3.1 Límites de daño estructural

Se propone establecer los límites de daño por separado para el caso de daño estructural y “no estructural”, debido a que estos sistemas resistentes tienen características muy diferentes definidas para cada uno de ellos. Para establecer los límites de daño estructural se utiliza el criterio establecido en el manual de HAZUS (FEMA, 1999). Se proponen cuatro límites: *slight*, *moderate*, *severe* y *complete*, equivalentes a DS1, DS2, DS3 y DS4, respectivamente. Los límites anteriores se fijan según el nivel de derivas de entrepiso que alcance la estructura, un criterio ampliamente estudiado y utilizado.

En la Tabla 6-11 se muestran los límites de daño utilizados que corresponden a estructuras de pórticos hormigón armado. En la misma tabla se presenta el desplazamiento del nivel de azotea en los límites de daño para ambas direcciones del edificio de La Viña. Cabe destacar que se produjo inestabilidad numérica del modelo antes de llegar a la demanda correspondiente al estado de daño DS4 (completo), en ambas direcciones de la estructura. Por este motivo, se consideró el desplazamiento último del análisis como DS4.

Tabla 6-11. Límites de daño estructural de acuerdo al HAZUS (FEMA, 1999) y desplazamientos asociados para ambas direcciones del edificio de La Viña.

Estado de daño	MIDR	DX-L (cm)	DY-T (cm)
DS1 (leve)	0.0027	1.93	2.96
DS2 (moderado)	0.0043	2.81	4.11
DS3 (severo)	0.0107	5.12	11.6
DS4 (completo)	0.0267	-	-

6.6.3.2 Límites de daño no-estructural

Por otro lado, se proponen los límites de daño “no estructural” en función de la demanda de desplazamiento en los muros de mampostería, los cuales están determinados a partir de la relación fuerza-desplazamiento del modelo de la diagonal equivalente (Panagiotakos y Fardis, 1996). Dichos límites se definen en términos de

los desplazamientos asociados a los puntos de fluencia (S_y), fuerza máxima (S_m) y fuerza residual (S_r), de la siguiente manera:

- $DS1 = S_y$
- $DS2 = 0.5(S_y + S_m)$
- $DS3 = S_m$
- $DS4 = S_r$

En la Figura 6-27 se muestran los límites de daño en la curva fuerza-deformación propuestos de acuerdo con el modelo de Panagiotakos y Fardis (1996). Por otro lado, en la Tabla 6-12 se muestran los valores de derivas máximas de entrepiso en los límites de daño para ambas direcciones del edificio de La Viña mientras que en la Figura 6-28 se muestran los límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura.

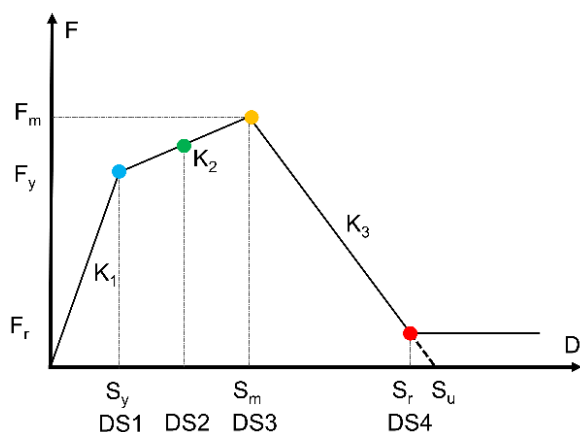


Figura 6-27. Límites de daño en la curva fuerza-deformación propuestos, de acuerdo en modelo de Panagiotakos y Fardis (1996).

Tabla 6-12. Distorsiones de entrepiso y espectral en los umbrales de daño establecidos con base en el modelo de diagonales equivalentes de (Panagiotakos y Fardis, 1996).

Drift	MIDR	Sd x (cm)	Sd y (cm)
DS1 = Sy	0.0002	0.23	0.23
DS2 = Sy	0.0014	0.66	0.27
DS3	0.0027	1.5	1.5
DS4	0.0132	5.5	5.7

La Figura 6-28 muestra los puntos de los estados de daño estructural y no-estructural en los espectros de capacidad para la dirección X-L y Y-T del edificio de La Viña. Se puede observar que, en ambas direcciones, el daño estructural comienza después de que se alcanza el estado de daño severo en los elementos no-estructurales. Además, se tiene una resistencia residual en elementos estructurales después de que se genera el daño completo en los muros de mampostería.

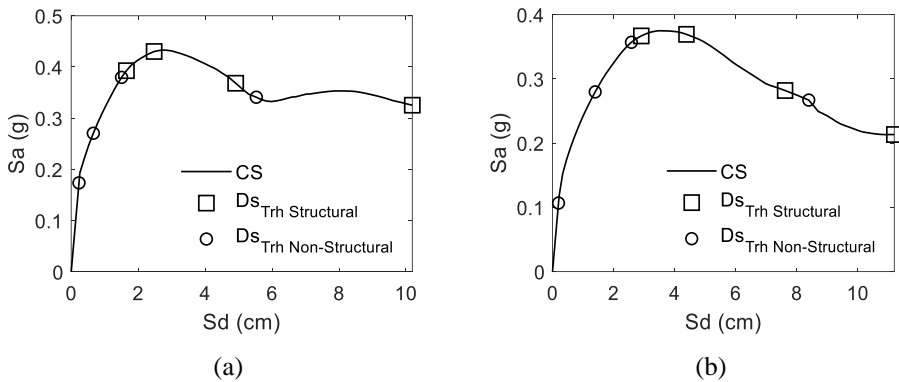


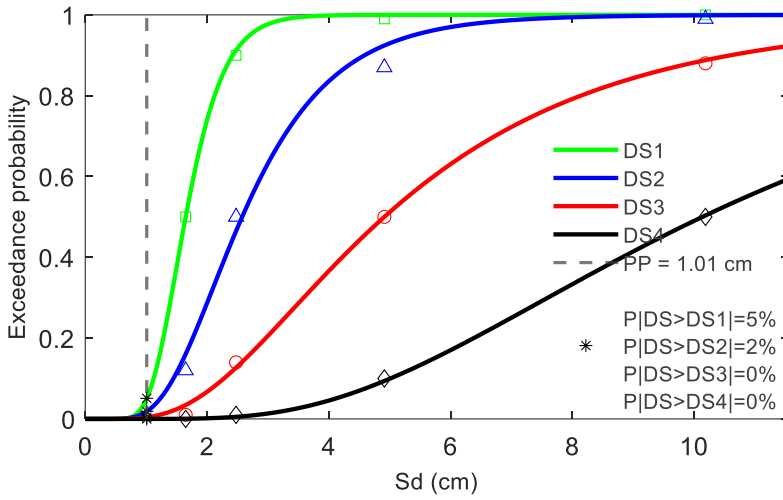
Figura 6-28. Estados de daño estructural y no-estructural de acuerdo al modelo compuesto y espectros de capacidad para la dirección X-L(a) y Y-T (b).

6.6.3.3 Curvas de fragilidad

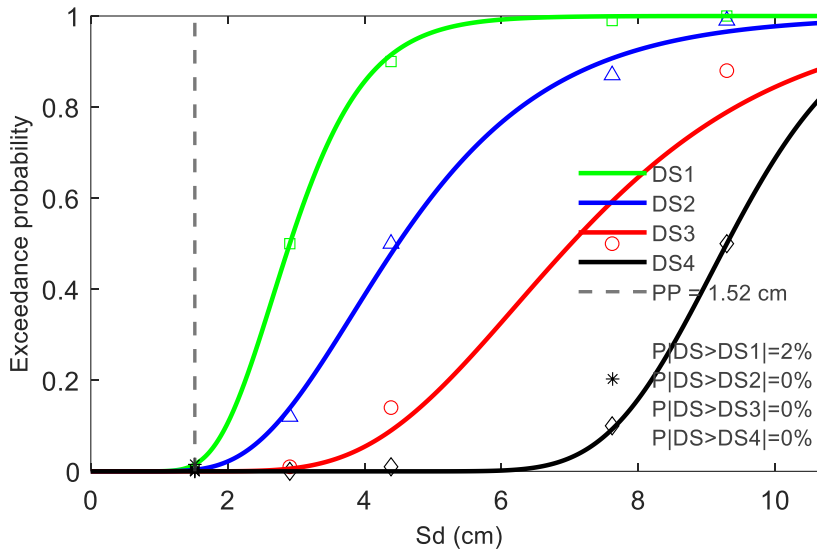
Con base en los límites de daño propuestos anteriormente se definen las curvas de fragilidad análogamente al procedimiento presentado en el apartado anterior donde la probabilidad de excedencia de los estados de daño se mantiene al 50%.

En las Figura 6-29 se muestran las curvas de fragilidad estructurales para ambas direcciones del edificio de La Viña. Puede observarse un buen ajuste entre las curvas y los puntos que las definen. Las probabilidades de excedencia de daño estructural resultan muy bajas, con 5% de probabilidad de igualar o superar el estado DS1 y 2% de igualar o exceder DS2 en la dirección X-L. Para la dirección Y-T apenas se llega a un 2% de probabilidad de excedencia de DS1 mientras que son virtualmente nulas para DS2, DS3 y DS4.

Por otro lado, la Figura 6-30 muestra las curvas de fragilidad de daño no-estructural para ambas direcciones del edificio de La Viña. Como se puede apreciar para la dirección X-L, se obtienen 96, 71, 30 y 4% de probabilidades de igualar o exceder los estados de daño DS1, DS2, DS3 y DS3, respectivamente. Para la dirección Y-T, se obtienen resultados similares con un 93, 56, 22 y 3% de igualar o exceder los estados de daño no-estructural DS1, DS3, DS3 y DS4, respectivamente.

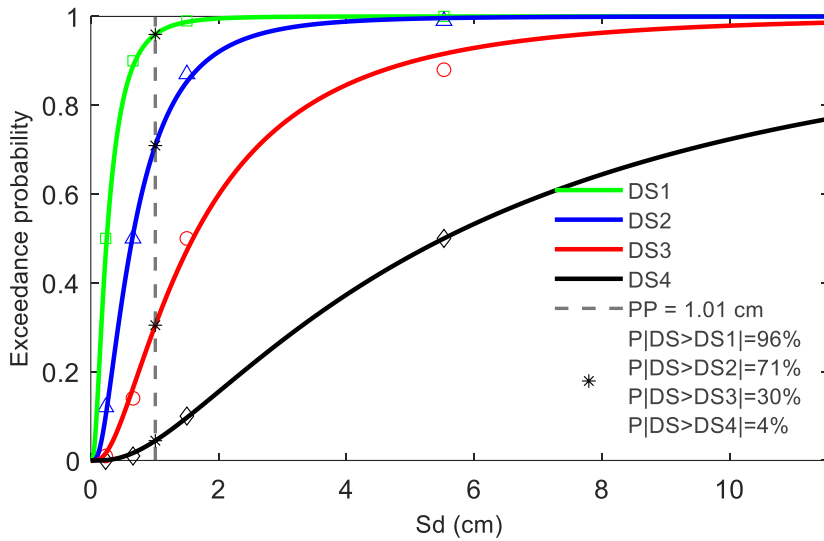


(a)

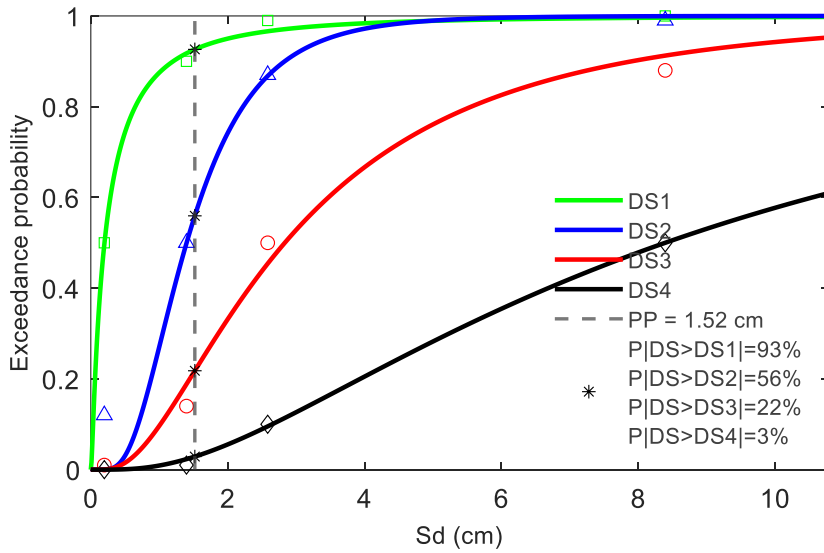


(b)

Figura 6-29. Curvas de fragilidad estructurales para la dirección X-L (a) y Y-T (b) obtenidas a partir de los umbrales de daño propuestos por HAZUS (FEMA, 1999).



(a)



(b)

Figura 6-30. Curvas de fragilidad no-estructurales para la dirección X-L (a) y Y-T (b) obtenidas a partir de los umbrales de daño propuestos por HAZUS (FEMA, 1999).

En la Figura 6-31 se muestra la probabilidad de los estados de daño estructural y no estructural en el punto de desempeño para la dirección, y el índice de daño medio normalizado, estructural y no estructural, de acuerdo al modelo de daño propuesto. Como se puede observar, el daño de los elementos no estructurales se incrementa rápidamente ante pequeños desplazamientos tal como es de esperarse. El daño estructural, por otro parte, aparece una vez se tiene un daño considerable de los elementos no-estructurales y, por lo tanto, una pérdida de rigidez considerable de los mismos. Esto provoca probablemente una redistribución de los esfuerzos de los muros de mampostería hacia los pórticos de hormigón armado. Estos resultados muestran también que ambas direcciones tienen un comportamiento ligeramente distinto.

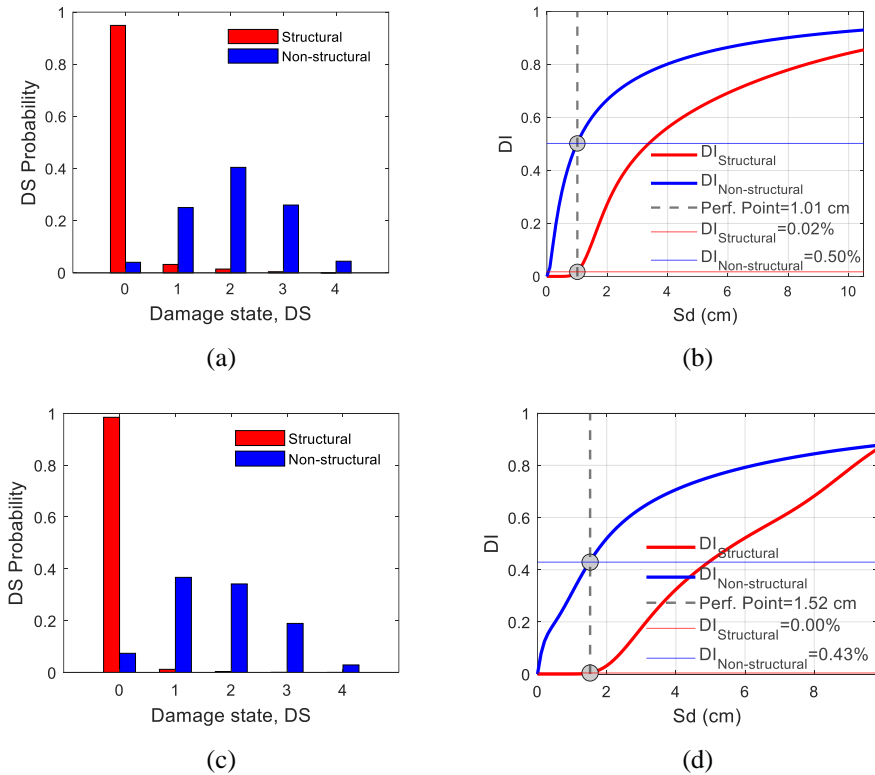


Figura 6-31. Probabilidad de los estados de daño estructural y no estructural en el punto de desempeño para la dirección X-L (a) e Y-T (c). Índice de daño medio normalizado, estructural y no estructural, para la dirección X-L (b) e Y-T (d) de acuerdo al modelo de daño propuesto.

6.6.3.4 Combinación del daño

Para tomar en cuenta el daño combinado de los elementos estructurales y los muros de mampostería se propone un procedimiento análogo al establecido en el manual HAZUS (FEMA, 1999), concebido originalmente para la estimación de daño combinado entre distintos tipos de falla de suelos. Para ello, se asume que la probabilidad de excedencia de daño estructural es independiente del daño no-estructural. Por lo tanto, la probabilidad de estar o exceder un determinado estado de daño debido a la ocurrencia combinada de daño estructural y no estructural viene dada por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 & P_{COMB}[DS \geq DS_k] \\
 &= P_{ST}[DS \geq DS_k] + P_{NS}[DS \geq DS_k] \\
 &\quad - P_{ST}[DS \geq DS_k] \cdot P_{NS}[DS \geq DS_k] ; k \\
 &= \{1,2,3,4\}
 \end{aligned} \tag{6-4}$$

Donde DS_k es el estado de daño k y se debe cumplir la siguiente condición:

$$\begin{aligned}
 1 &\geq P_{COMB}[DS \geq DS1] \geq P_{COMB}[DS \geq DS2] \\
 &\geq P_{COMB}[DS \geq DS3] \geq P_{COMB}[DS \geq DS4]
 \end{aligned} \tag{6-5}$$

Finalmente, las probabilidades combinadas discretas de encontrarse en un cierto estado de daño están dadas por las siguientes expresiones:

$$P_{COMB}[DS = DS0] = 1 - P_{COMB}[DS \geq DS1] \tag{6-6}$$

$$P_{COMB}[DS = DS1] = P_{COMB}[DS \geq DS1] - P_{COMB}[DS \geq DS2] \tag{6-7}$$

$$P_{COMB}[DS = DS2] = P_{COMB}[DS \geq DS2] - P_{COMB}[DS \geq DS3] \tag{6-8}$$

$$P_{COMB}[DS = DS3] = P_{COMB}[DS \geq DS3] - P_{COMB}[DS \geq DS4] \tag{6-9}$$

$$P_{COMB}[DS = DS4] = P_{COMB}[DS \geq DS4] \tag{6-10}$$

La estimación de daño combinado puede ser especialmente útil en el caso de que uno de los dos sistemas falle abruptamente, por ejemplo, una estructura con piso blando donde el daño estructural se concentraría en los pórticos del primer nivel, sin que los muros no-estructurales de los niveles superiores sufran daño.

En la Figura 6-32 se muestran las probabilidades combinadas de los estados de daño para ambas direcciones del edificio de La Viña.

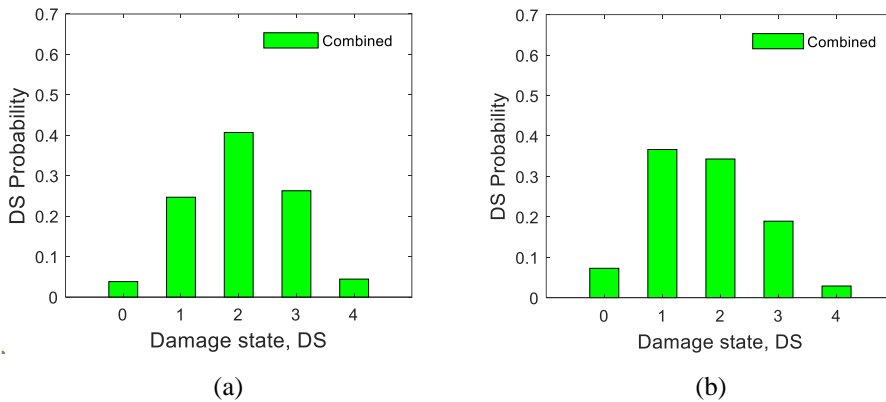


Figura 6-32. Probabilidad combinada de los estados de daño en el punto de desempeño para la dirección X-L (a) e Y-T (b).

6.7 Comparación de resultados

6.7.1 Capacidad y desempeño

Las curvas de capacidad del edificio de La Viña, obtenidas de manera estática, mediante PA, y dinámica, mediante IDA, son comparadas en la Figura 6-33. Se muestran las curvas de capacidad para la dirección X-L en color rojo y para la dirección Y-T en color azul. Los puntos de capacidad por demanda correspondientes al PP y al resultado obtenido del ADI con la demanda del sismo de Lorca (2011), se muestran con marcadores. Finalmente, los principales parámetros de las curvas de capacidad se resumen en la Tabla 6-13. De esta comparativa se puede observar una buena correspondencia entre los resultados de ambos análisis, en especial ante demandas relacionadas con bajos desplazamientos. Ante demandas de desplazamiento elevadas, la diferencia de las curvas comienza a ser significativa.

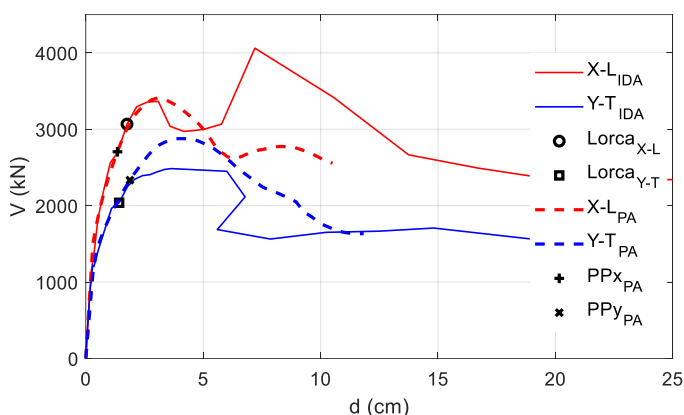


Figura 6-33. Comparación de curvas de capacidad del edificio de La Viña, obtenidas de manera estática, mediante PA, y dinámica, mediante IDA (ver descripción en el texto).

Tabla 6-13. Comparación de valores desplazamiento de azotea y cortante de la base en distintos puntos de la curva de capacidad estática y dinámica. Se muestran los resultados para ambas direcciones, X-L e Y-T del edificio de La Viña (Ver descripción en el texto).

	Curva de capacidad estática				Curva de capacidad dinámica			
	D (cm)		F (kN)		D (cm)		F (kN)	
	X-L	Y-T	X-L	Y-T	X-L	Y-T	X-L	Y-T
Punto de fluencia	0.31	0.45	1499	1390	0.24	0.30	1155	1221
Cortante máxima	3.08	4.15	3406	2877	3.09	3.65	3366	2485
Desp. último	10.51	11.84	2554	1633	19.12	27.09	1558	2350
PP	1.35	1.87	2700	2334	-	-	-	-
d(PGA=Lorca)	-	-	-	-	1.75	1.42	3068	2038

6.7.2 Incremento del periodo fundamental con el daño

En la Figura 6-34 se muestra la comparación de la evolución del periodo fundamental de la estructura, utilizando como parámetro de demanda el desplazamiento máximo de azotea. La comparación incluye el periodo fundamental de la estructura para cada dirección de los ejes principales obtenido de forma estática

a partir de la curva de capacidad del análisis *pushover*, y de forma dinámica, por medio del IDA.

En ambas direcciones se aprecia una evolución de periodo similar ante demandas de desplazamiento bajas (menores a 5cm). Además, se observa una buena congruencia entre ambas curvas y una tendencia lineal del incremento de periodo. Esta tendencia continúa ante desplazamientos mayores, en el caso de los periodos obtenidos de la curva *pushover*; sin embargo, se observa una diferencia significativa con los resultados obtenidos del IDA. Esto podría deberse al uso de la aproximación lineal equivalente para obtener el PP o a los efectos dinámicos que no son considerados en el análisis *pushover*.

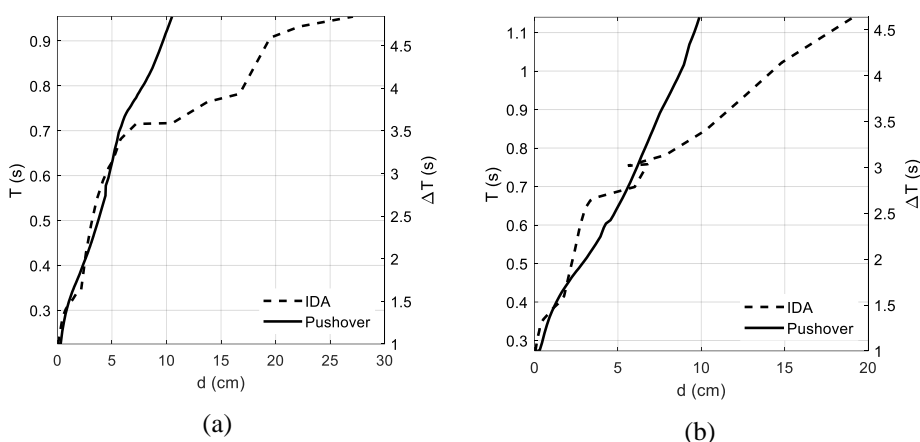


Figura 6-34. Comparación de la variación del periodo del primer modo para cada dirección, de acuerdo al análisis *pushover* y al ADI para la dirección X-L (a) y Y-T (b).

6.7.3 Daño esperado

Los resultados del daño esperado del edificio de La Viña se comparan en la Figura 6-35. Se han los siguientes métodos: 1) El método establecido en la propuesta del Risk-UE; 2) con el método presentado por Pujades et al. (2015); y 3) con el enfoque basado en el modelo de daño compuesto, propuesto en este trabajo. La línea vertical representa la demanda sísmica del terremoto de Lorca (2011) para cada

dirección del edificio, mientras que los valores de daño medio obtenidos a partir de las distintas propuestas se resumen en la Tabla 6-14.

Como puede apreciarse, por medio del modelo de daño compuesto se desarrollan dos curvas de daño medio distintas, una de daño “no estructural” que describe el daño medio de los muros de mampostería, y otra de daño estructural, la cual representa el daño medio de los pórticos de hormigón armado. Se puede observar que la curva de daño medio para los elementos no estructurales se aproxima en mayor medida a la obtenida de acuerdo a las propuestas del Risk-UE y Pujades et al. (2015), especialmente ante desplazamientos bajos. Sin embargo, la curva de daño medio estructural resulta inferior.

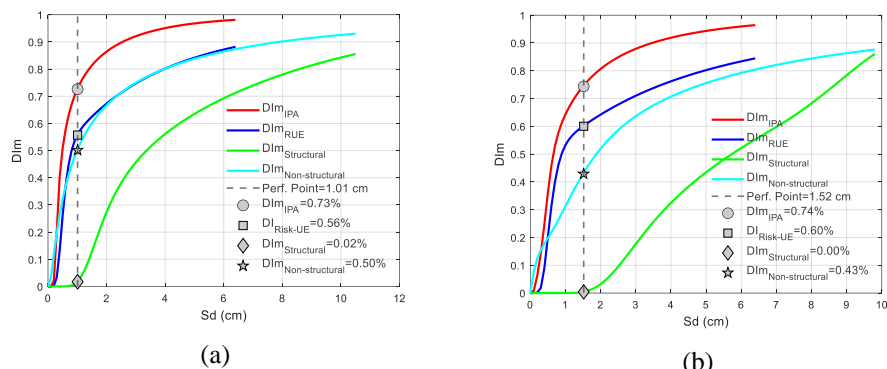


Figura 6-35. Comparación de las curvas de daño medio para la dirección X-L (a) y Y-T (b).

Tabla 6-14. Daño medio esperado en el Edificio de La Viña para la demanda sísmica del terremoto de Lorca (2011) a partir de las diferentes propuestas.

Propuesta	Daño medio, X-L	Daño medio, Y-T
Pujades et al. (2015)	0.73	0.74
Risk-UE	0.56	0.60
Modelo compuesto (estructural)	0.02	0.00
Modelo compuesto (no-estructural)	0.50	0.43

En la Figura 6-36 se muestra la comparación de las probabilidades de los estados de daño calculadas con las distintas propuestas mencionadas anteriormente. En estas

figuras también se puede apreciar que las probabilidades de los distintos estados de daño son similares para las propuestas del Risk-UE, Pujades et al. (2015) y del modelo combinado para daño no estructural. Se observa también que la probabilidad del estado de daño nulo es prácticamente 100%, para el caso de los elementos estructurales, de acuerdo al modelo compuesto. Esto indica que bajo la demanda sísmica del terremoto de Lorca (2011), los daños de los pórticos de hormigón armado resultan nulos o leves mientras que el daño en elementos no-estructurales (muros de mampostería) es moderado o severo.

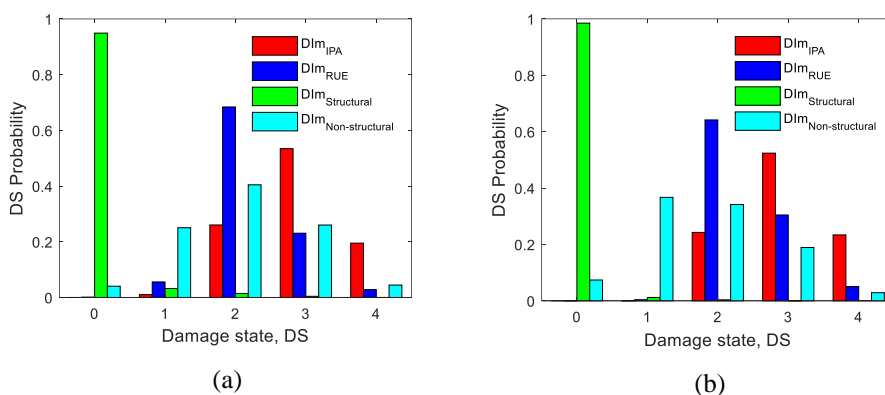


Figura 6-36. Comparación de la probabilidad de estados de daño en el punto de desempeño para la dirección X-L (a) y Y-T (b).

6.8 Resumen y conclusiones

6.8.1 Resumen

En este capítulo, se ha analizado un modelo numérico detallado de un edificio de viviendas que fue dañado durante el sismo de Lorca del 2011. La participación de los elementos no-estructurales (muros de mampostería) fue considerada en el modelo estructural, ya que ésta puede influir considerablemente en el daño esperado. Para modelar los muros de mampostería se ha utilizado un macro-modelo empleando puntales diagonales equivalentes.

La orientación de los ejes principales de la estructura fue considerada para la definición de las acciones sísmicas ya que, por las características del sismo, esta dirección influye en el daño esperado.

Se realizó un análisis modal de la estructura, demostrando congruencia con los modos obtenidos en la campaña de medición del edificio y con las diversas expresiones que existen en la literatura para estimar periodos fundamentales de edificios con características similares. Se obtuvo la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no lineal o *pushover analysis*. Posteriormente, mediante Análisis Dinámico Incremental, el cuál es un tipo de análisis estructural más realista, se determinaron las curvas de capacidad dinámica y se cuantificó el incremento del periodo fundamental para los distintos niveles de daño, resultado de cada etapa del ADI.

La fragilidad y el daño esperado de la estructura ante el sismo de Lorca fueron evaluados por medio del procedimiento propuesto en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) y por el procedimiento propuesto en Pujades et al. (2015).

En este capítulo se propuso también un nuevo modelo compuesto de daño que permite describir la evolución del daño estructural, de los pórticos de hormigón armado y no estructural, de los muros de mampostería, por separado. De esta manera, se puede tener un mejor entendimiento del daño en cada uno de los sistemas y de la capacidad real de la estructura.

Finalmente se comparan los resultados obtenidos y se hace un análisis de la evolución de los niveles de daño que predicen los métodos explorados.

6.8.2 Conclusiones

6.8.2.1 Elementos no-estructurales

La estructura analizada es un edificio de marcos de hormigón armado con rellenos de muros de mampostería. Generalmente, los muros se consideran, en nuestra opinión, de manera inapropiada como elementos no-estructurales en este tipo de

estructuras. Los muros de mampostería, al estar conectados a los marcos de hormigón armado, aportan rigidez y resistencia considerable. En este sentido se considera que es imprescindible tomar en cuenta la participación de dichos elementos en el análisis y modelado de este tipo de estructuras. Particularmente, en zonas de baja amenaza sísmica, en donde los pórticos suelen exhibir un comportamiento deficiente ante acciones dinámicas horizontales.

6.8.2.2 *Periodos y formas modales*

La comparación de los resultados del análisis modal mostró resultados congruentes con los modos identificados a partir de las mediciones de vibración ambiental de la estructura. Se observó que las formas modales del modelo numérico son semejantes a las identificadas con la red de acelerómetros. Esto, a pesar de que los modos identificados con la campaña de medición, corresponden a la estructura dañada y, por lo tanto, presentan períodos mayores.

La ligera diferencia en las formas modales medidas y obtenidas del modelo, así como el mayor efecto de rotación identificado en la estructura dañada, podría deberse al daño y/o a la interacción con un edificio adyacente. En este sentido, sería interesante investigar el efecto de estos factores en los periodos y formas modales.

6.8.2.3 *Capacidad*

Al comparar las curvas de capacidad obtenidas de forma estática y dinámica, mediante el análisis *pushover* y el IDA, respectivamente, se puede apreciar una buena congruencia entre los resultados, especialmente ante desplazamientos bajos donde se consiguen virtualmente los mismos valores.

Los resultados muestran que el análisis *pushover*, a pesar de ser un análisis simplificado y menos realista que el análisis dinámico, es de utilidad para el estudio de la capacidad estructuras compuestas o híbridas como la estudiada en este trabajo.

6.8.2.4 *Incremento del periodo con el daño*

Al estudiar la evolución del periodo fundamental con el daño de la estructura se obtienen resultados relevantes que sugieren que el análisis *pushover* puede ser utilizado para tal fin de forma simplificada. Se obtuvieron resultados similares entre las relaciones daño-periodo obtenidas de forma estática, mediante análisis *pushover*, y dinámica, mediante IDA ante demandas de desplazamiento bajas (menores a 5cm). Cabe mencionar que estas demandas de ductilidad bajas corresponden al rango de especial interés para este trabajo, donde se considera que las estructuras tienen posibilidad de reparación.

Por otro lado, el uso de la curva de capacidad para la estimación del periodo fundamental representa una ventaja ya que existen diversos trabajos, por ejemplo FEMA-NIBS (2003) y Milutinovic y Trendafiloski (2003), que permiten estimar de forma simplificada el periodo inicial de estructuras de diversas tipologías además de proponer curvas de capacidad representativas de dichas tipologías.

Por otro lado, ante demandas de ductilidad elevadas, el análisis *pushover* genera un incremento de periodo fundamental mayor en comparación de los obtenidos con análisis dinámico, lo que sugiere que con este tipo de análisis se obtienen resultados conservadores ante demandas de desplazamiento altas.

6.8.2.5 *Fragilidad y daño esperado*

Los resultados de las curvas de fragilidad y daño esperado estimadas por medio de las propuestas del Risk-UE y de Pujades et al. (2015) son similares. El daño medio en el punto de despeño obtenido con estas propuestas está entre 0.6 y 0.74, lo cual corresponde a un estado de daño severo. Estos resultados son congruentes con el daño observado en los muros de mampostería, los cuales son generalmente considerados como elementos no-estructurales. Congruentemente, tanto en el modelo estructural como en la inspección visual de la estructura dañada, el daño de los pórticos de hormigón armado es nulo o leve. Esto sugiere que, en este tipo de estructuras donde los elementos no-estructurales aportan resistencia y rigidez, los métodos tradicionales

pueden resultar excesivamente conservadores, en especial si se desea estudiar la seguridad ante colapso de una estructura.

7 Lorca 2011. El Edificio de la Viña. Parte II.

Análisis estructural observacional

7.1 Daños observados en el edificio. Estado de daño asignado

Tras el terremoto de Lorca de mayo del 2011, el edificio fue inspeccionado visualmente por personal del Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia en febrero del 2012 (Ratzlaff, 2011). En esta sección se resumen los aspectos más importantes de dicho informe. Los daños del edificio de La Viña se concentraron principalmente en la planta baja y primer nivel, siendo más graves en la planta baja. Los niveles superiores sufrieron menores niveles de daño y se observó una tendencia a la disminución del daño con la altura. Según este documento, el edificio sufrió daños Grado 4 (daños severos) de acuerdo a la escala EMS-98 Grünthal (1998), declarando en el informe “*daños estructurales graves y daños no-estructurales muy graves*”.

7.1.1 Daños estructurales

De acuerdo al informe de daños, los daños estructurales se concentraron únicamente en las columnas. Un alto porcentaje de columnas de la planta baja sufrió daños mientras que en plantas superiores los daños fueron menores. Los daños más comunes fueron las fisuras longitudinales en la base de las columnas de la planta baja, donde 16 columnas presentaron este problema. Tanto la cimentación como las vigas y sistemas de piso no sufrieron daños. Un resumen de daños estructurales en columnas se encuentra en el Anexo F.

7.1.2 Daños no-estructurales

Los daños no estructurales fueron generalizados y estuvieron presentes en todas las plantas. Entre ellos se destaca la falla por cortante con grietas diagonales en “X” (Ver Figura 7-1). Sin embargo, también se presentaron fisuras y derrumbes en los muros de fachadas de ladrillo hueco cerámico; fisuras en cerramientos interiores de ladrillo hueco cerámico y colapso del antepecho de cubierta a la vía pública.

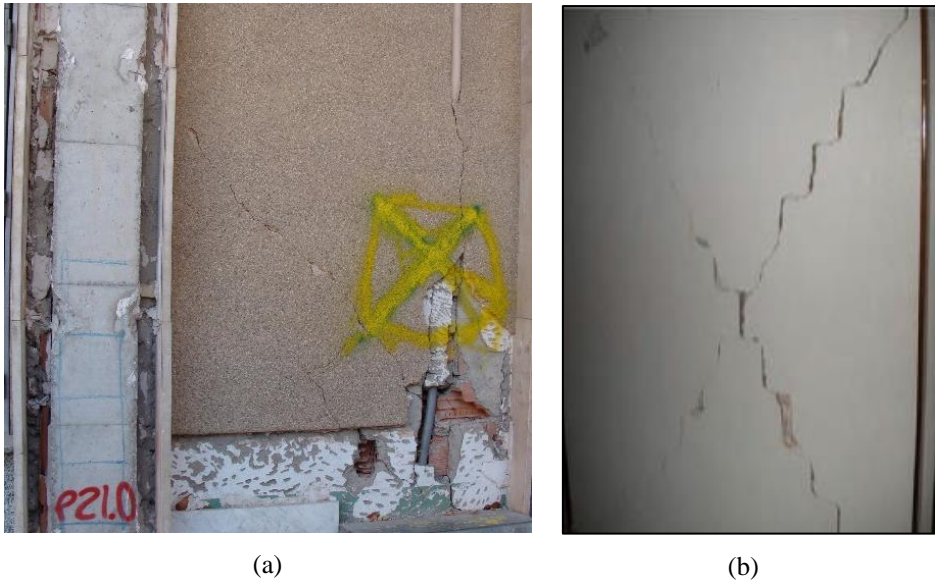


Figura 7-1. Daño típico en muros no-estructurales de mampostería en (a) planta baja y (b) plantas superiores (Ratzlaff, 2011).

7.2 La campaña de campo

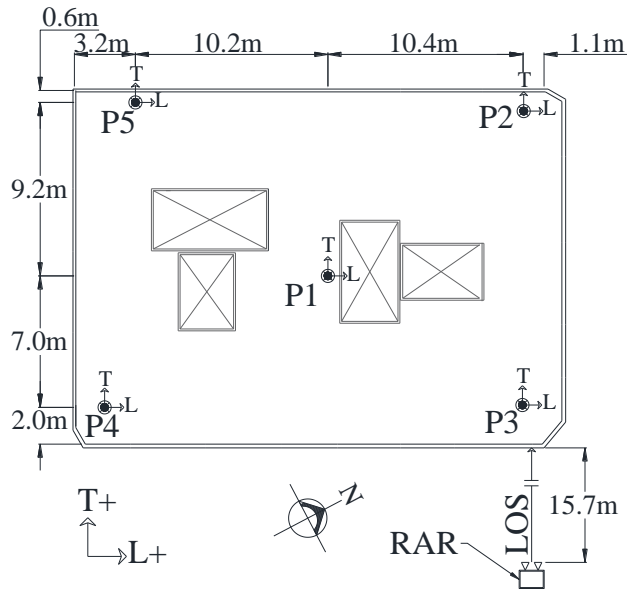
Un año más tarde, se realizaron medidas, con acelerómetros convencionales y con RAR, de la respuesta del edificio al ruido ambiental para determinar las frecuencias modales de la estructura. Las medidas de aceleración fueron tomadas en la cubierta del edificio, por lo que fue necesario ingresar en la estructura dañada. La medida de desplazamientos en cambio, fue realizada desde fuera del edificio, permitiendo realizar las medidas a una distancia que no ponía en riesgo la seguridad de los operadores. En esta sección se presentarán el procedimiento de medición, las diferentes técnicas de análisis utilizadas y los resultados obtenidos con cada técnica para finalmente contrastarlos. Únicamente se realizó la medición de una de las fachadas de la estructura con el RAR, por lo que sólo se obtuvo la proyección en el eje transversal de los desplazamientos de la estructura. En la Figura 7-2 se observan (a) fotografía de la campaña de medición con RAR en la fachada; (b) un esquema indicando la dirección del LOS del RAR; y (c) la planta de la cubierta del edificio donde se muestra la disposición de los acelerómetros.



(a)



(b)



(c)

Figura 7-2. Las campañas de medición: (a) monitoreo con RAR, donde se observa la fachada NE (Calle Curtidores); (b) esquema del LOS de RAR; y (c) planta de distribución de acelerómetros en la cubierta del edificio.

7.2.1 Medidas de aceleración

El propósito de estas mediciones es encontrar las características dinámicas del edificio, en este caso, las frecuencias y formas modales. Al estar en contacto con la

estructura, se asegura que los transductores registren la vibración de respuesta del edificio al ruido ambiental. A este procedimiento también se le conoce como análisis modal operacional y es comúnmente realizado mediante medidas de aceleración. Para el caso de esta campaña de medición, fueron utilizados 10 acelerómetros axiales *Brüel & Kjaer* tipo 8340. Estos sensores tienen una respuesta en amplitud plana en el rango de frecuencias entre 0.1 y 1500 Hz. La respuesta en fase tiene fase nula en el mismo rango de frecuencias Brüel&Kjaer (2020).

7.2.1.1 Geometría de las medidas

La red de acelerómetros se ubicó en 5 puntos de la cubierta del edificio: un punto central (P1) y en las 4 esquinas; norte (P2), este (P3), sur (P4) y oeste (P5). Estos puntos fueron seleccionados para optimizar la captura de las formas modales. En cada punto fueron colocados horizontalmente 2 acelerómetros axiales, ortogonalmente orientados en las direcciones principales de la estructura. A cada acelerómetro se le asigna un canal, donde el primer término de la nomenclatura del canal corresponde al punto de medición mientras que el segundo término corresponde a la dirección de la medición, i.e. el canal P3-L corresponde a la aceleración medida sobre el eje L en el punto de medición P3. La red de acelerógrafos se muestra en la Figura 7-2b.

7.2.1.2 Duración de las señales

Las historias temporales de aceleración fueron registradas simultáneamente y continuamente en los 10 canales durante 25 minutos. La frecuencia de muestreo fue de 200 Hz obteniendo un total de 300 000 muestras por canal. En la Figura 7-3a se muestran las series temporales obtenidas de las medidas de aceleración. Como pueden observarse, las señales de los acelerómetros parecen estables, pero presentan un nivel de ruido importante. Además, al observar un tramo de 6 segundos (Figura 7-3b) se observa la necesidad de corregir la línea base de las señales. Esto podría ser atribuido, en parte, a ruido electrónico o ambiental.

Como se mencionó en el capítulo dedicado al análisis y tratamiento de señales temporales, es necesario eliminar la línea de tendencia ya que ésta distorsiona la

información de la señal. Como parte de este proceso, a cada una de las señales se le aplicó una corrección de línea base mediante un filtro de Butterworth de paso banda entre las frecuencias de interés (1-5 Hz). La Figura 7-4 muestra un tramo de 6 segundos (de 10.0 a 10.1 min) de las señales temporales de aceleración procesadas. Se puede observar que el efecto de la línea base ha sido corregido y se aprecian mejor los armónicos en las diversas señales al haber filtrado las frecuencias altas.

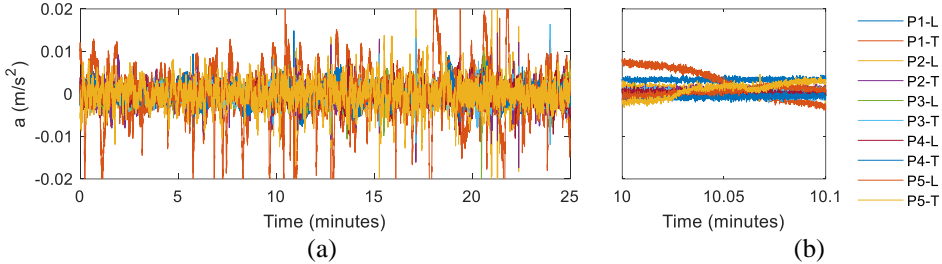


Figura 7-3. Series temporales de las medidas de aceleración sin procesar (a) completas y (b) fragmentos de 6 s (del 10.0 a 10.1 min).

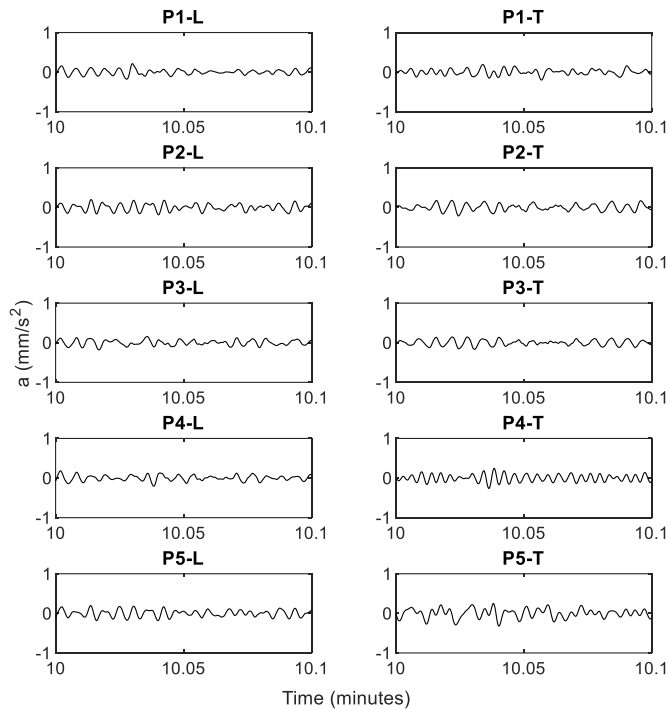


Figura 7-4. Secciones de 6 s (de 10.0 a 10.1 min) de las señales temporales de aceleración para los 10 canales adquiridos en los 5 puntos de medición.

7.2.2 Resultados de las medidas de aceleración

Para poder detectar las frecuencias naturales de la estructura, el contenido frecuencial de las señales de aceleración fue investigado por medio de la densidad espectral de potencia (PSD) mediante el método de Welch (1967). El análisis de las señales se ha realizado únicamente en el rango de frecuencias de 1-5 Hz (periodos de 0.2 a 1.0 s).

7.2.2.1 Densidad espectral de potencia

La Figura 7-5 muestra las PSD para los 10 canales. El primer término de la nomenclatura de los canales corresponde al punto de medición mientras que el segundo término corresponde a la dirección de la medición. Como puede observarse, las PSD presentan una forma espectral similar en los diferentes canales. Las

frecuencias de los primeros tres picos que sobresalen son resaltadas con líneas verticales de color rojo, azul y verde para las frecuencias 2.49, 2.79 y 3.98 Hz, respectivamente. En la Tabla 7-1 se muestran los valores de los picos encontrados en las PSD de cada canal, en términos de frecuencia y periodo. Cabe resaltar que los mismos picos se encuentran presentes en ambas direcciones de la estructura. Esto podría indicar la presencia de modos de vibrar combinados de traslación en ambas direcciones y/o torsión. También, existen picos que no están presentes en algunos canales.

En este punto sería prematuro asignar los valores de los picos de frecuencias resonantes a los modos de vibrar del edificio. Es decir, se requiere un análisis más detallado del movimiento de partícula de cada uno de los puntos de medición para verificar que los picos corresponden a la vibración de la estructura y descartar que sean producidos por otra fuente.

Tabla 7-1. Valores de frecuencia de los 3 primeros picos encontrados para cada dirección del edificio.

Punto	Dirección	1		2		3	
		f(Hz)	T(s)	f(Hz)	T(s)	f(Hz)	T(s)
P1	L	2.487	0.402	2.785	0.359	3.969	0.252
P1	T	2.487	0.402	2.786	0.359	3.984	0.251
P2	L	-	-	2.786	0.359	3.969	0.252
P2	T	2.504	0.399	2.786	0.359	-	-
P3	L	2.487	0.402	2.784	0.359	4.009	0.249
P3	T	2.503	0.400	2.786	0.359	-	-
P4	L	2.473	0.404	2.784	0.359	3.984	0.251
P4	T	-	-	2.786	0.359	3.984	0.251
P5	L	-	-	2.786	0.359	3.969	0.252
P5	T	-	-	2.842	0.352	3.984	0.251

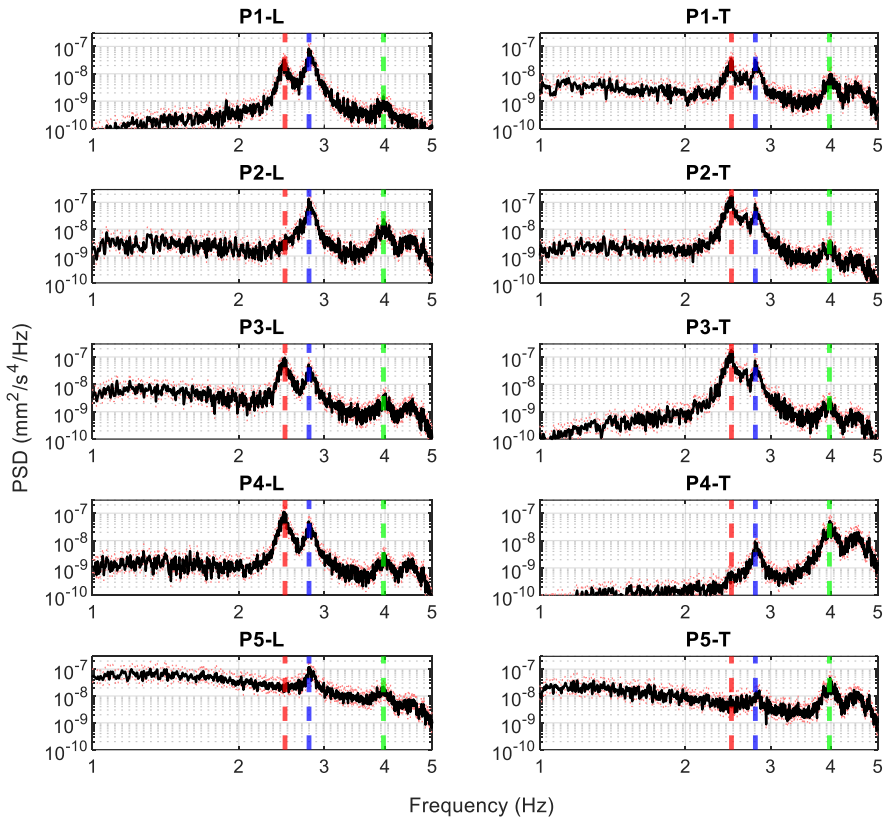


Figura 7-5. Densidades espectrales de potencia (PSD) para las 10 señales temporales de aceleración, Las líneas discontinuas verticales indican las frecuencias 2.49 Hz (rojo), 2.79 (azul) y 3.98 (verde).

7.2.2.2 Densidad espectral de potencia cruzada

Como se mencionó anteriormente, mediante la CPSD se puede estudiar la similitud entre las componentes espectrales de dos señales. En este caso tenemos 5 señales temporales por cada una de las direcciones L y T, por lo que se calcularon un total de 20 espectros entre combinaciones distintas de señales (10 por cada dirección). Los resultados individuales de los espectros cruzados para cada combinación de señales se muestran en el Anexo G.

Analizando la media de los espectros cruzados entre las diferentes combinaciones de señales se busca la relación en el contenido de frecuencias de un

canal con el resto de canales de la misma dirección. En la Figura 7-6 se muestra un ejemplo de las CPSD entre las señales del punto P3 y el resto de señales correspondientes a los otros cuatro puntos. Los resultados se muestran para la combinación de señales en cada dirección L (Figura 7-6a) y T (Figura 7-6b) y los espectros promedio se resaltan en negro. Se puede ver que los picos en las frecuencias de 2.49, 2.79 y 3.98 Hz, indicadas con líneas discontinuas rojas, azules y verdes, respectivamente, se enfatizan, mientras que los otros picos tienden a atenuarse. Ambos picos se aprecian en ambas direcciones. Los resultados de los espectros medios de los otros canales se encuentran en el Anexo H.

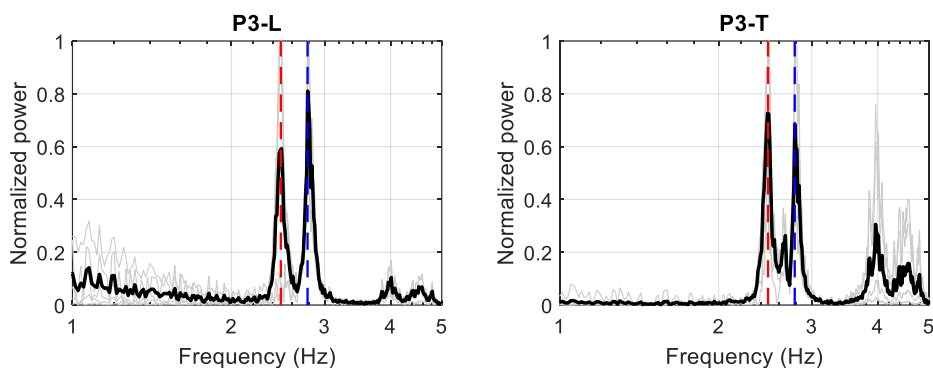


Figura 7-6. Densidades espectrales de potencia cruzada (CPSD) (líneas grises) de la combinación entre las señales longitudinales (a) y transversales (b) en el punto P3 y el resto de las señales en las mismas direcciones. Las líneas negras corresponden a la CPSD media y las frecuencias 2.49, 2.79 y 3.98 Hz se indican con líneas discontinuas rojas, azules y verdes, respectivamente.

7.2.2.3 Coherencia

Análogamente a la densidad espectral de potencia cruzada, se calculan los espectros de coherencia media entre las distintas combinaciones de señales para cada dirección, los resultados se muestran en el Anexo I. La Figura 7-7 muestra la estimación de coherencia para el punto P3 como ejemplo. Las líneas grises representan la coherencia entre el canal seleccionado y el resto de canales para la misma dirección, es decir, entre P3-L y P1-L, P2-L, P4-L y P5-L para la dirección longitudinal. (Figura 7-7a) y entre P3-L y P1-L, P2-L, P4-L y P5-L para la dirección

transversal (Figura 7-7b). El espectro medio de coherencia se muestra en negro. Se puede observar que, al igual que en los CPSD, hay picos predominantes en las frecuencias correspondientes a 2.49, 2.79 y 3.98 Hz, resaltados con líneas discontinuas de color rojo, azul y verde, respectivamente. Cabe mencionar que existe una coherencia significativa en el pico de 3.98 Hz y se observa un nuevo pico de alta coherencia cercano a los 4.5 Hz que podría indicar otra frecuencia natural; sin embargo, este último pico es difuso en comparación con los otros. Los resultados de los espectros medios para los demás canales se encuentran en el Anexo J.

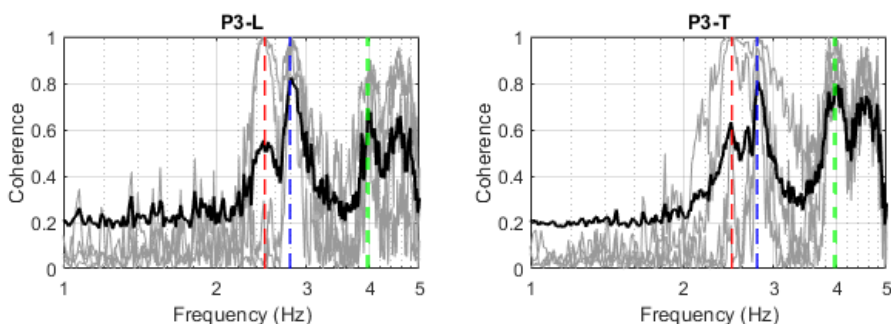


Figura 7-7. Espectros de coherencia (líneas grises) de la combinación entre las señales longitudinales (a) y transversales (b) en el punto P3 y el resto de las señales en las mismas direcciones. Las líneas negras corresponden al espectro medio y las frecuencias 2.49, 2.79 y 3.98 Hz se indican con líneas discontinuas rojas, azules y verdes, respectivamente.

7.2.2.4 Formas modales

Las formas modales, probablemente relacionadas con los dos picos frecuenciales identificados, son estimadas mediante la técnica de movimiento de partículas (Caselles et al., 2015), usando las señales temporales registradas de los acelerómetros. Esta técnica requiere filtrar las señales en un paso de banda estrecho (p. Ej., 0.01 Hz) y establecer las frecuencias resonantes identificadas como la frecuencia central del paso de banda. Para este propósito, se usó un filtro de paso de banda Butterworth. El ancho del paso de banda fue lo suficientemente estrecho para evitar que las frecuencias cercanas contaminen las frecuencias naturales analizadas.

Se estimó el movimiento de partícula para la primera frecuencia de resonancia de 2.49 Hz en cada uno de los puntos medidos. Para esto, se aplicó un filtro de paso de banda Butterworth de tercer orden en todos los canales entre las frecuencias de 2.485 y 2.495 Hz. La Figura 7-8a muestra el movimiento de partículas de las señales de aceleración en ambas direcciones para cada uno de los puntos.

El movimiento de partícula de los distintos puntos parece indicar que el modo correspondiente a la frecuencia de 2.49 Hz es torsional, generando mayores aceleraciones a lo largo del eje T de la fachada N–W, correspondiente al eje de la dirección más flexible de la estructura.

El modo de torsión, frecuente en edificios de esquina, puede explicar la presencia de las mismas frecuencias naturales identificadas en ambas direcciones. También se puede observar que el punto P5 tiene las aceleraciones más bajas en este rango de frecuencia. Este hecho podría deberse al posible acoplamiento con otro edificio en la fachada S–W, o a una rigidez superior en las fachadas S–W y N–W debido a la ausencia de ventanas y aberturas por ser un edificio de esquina.

Para la segunda frecuencia identificada, la componente de aceleración correspondiente a la frecuencia de 2.79 Hz se aisló usando un filtro de paso de banda entre las frecuencias de corte de 2.785 y 2.795 Hz. En la Figura 7-8b, se muestran los resultados del movimiento de partículas de aceleración para cada uno de los cinco puntos medidos en la cubierta del edificio estudiado. Se puede observar que esta frecuencia probablemente corresponde a un modo de traslación combinada entre las direcciones L y T. La amplitud de la aceleración para este modo es similar en los cinco puntos medidos de la estructura y sigue una dirección E–W.

Se puede observar cómo la densidad espectral de potencia está relacionada con la amplitud del movimiento de partícula. Se observa en el punto P5 (Figura 7-8a), por ejemplo, que la amplitud de aceleración es menor al resto de puntos para la frecuencia de 2.49 Hz. Esto puede deducirse de la PSD (Figura 7-5) donde se muestran unos picos tenues correspondientes a esa frecuencia. Por otro lado, se observa que el movimiento de partícula presenta una amplitud mayor en el punto P3, el cual cuenta

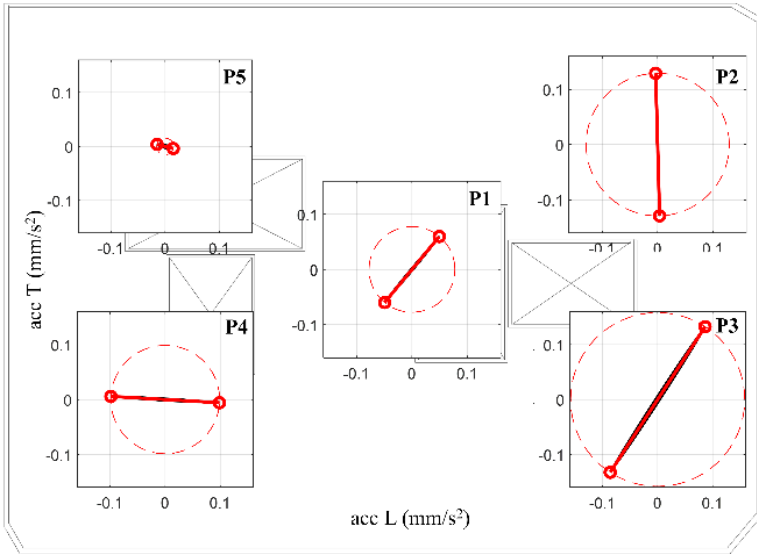
con picos más destacables en la PSD. Este punto coincide con la zona de medición del RAR.

Las probables formas modales de vibración se pueden estimar a partir de la observación conjunta de los movimientos de partícula y de la geometría de los puntos de medición. Para ello primero se crea un modelo simplificado, en este caso de la planta de la estructura, que consiste en un rectángulo de 4 nodos conectados entre sí por líneas. Cada nodo corresponde a una esquina del edificio. A cada nodo se le asigna el movimiento de partícula del punto correspondiente a ese vértice. Finalmente se analiza el movimiento sincronizado de todos los nodos y se proyectan los puntos máximo y mínimo de un ciclo.

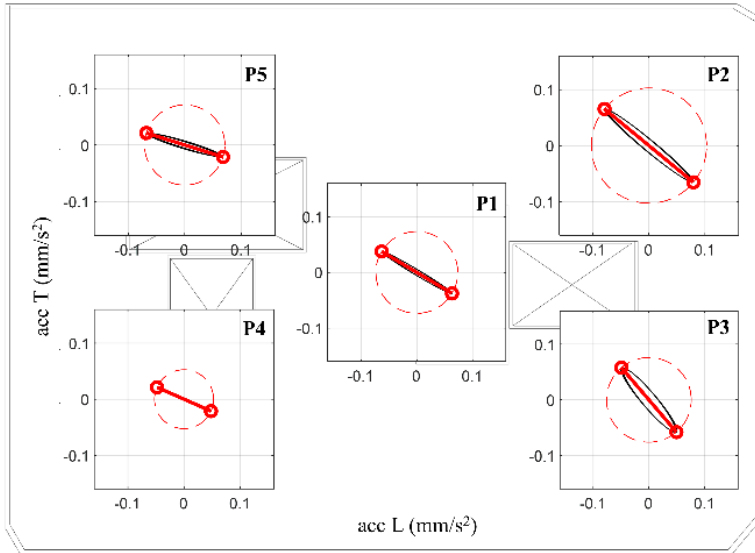
Las formas modales estimadas con el conjunto de acelerómetros se describen en la Figura 7-9, donde se representan los modos primero y segundo del edificio. La primera frecuencia mostrada de 2,49 Hz (Figura 7-9a) corresponde a un modo de torsión, mientras que el segundo modo (Figura 7-9b), con una frecuencia de 2,79 Hz, presenta traslación sobre ambos ejes L y T. Los resultados de estas dos primeras frecuencias y modos, se muestran en la Tabla 7-2.

Tabla 7-2. Frecuencias, periodos y formas modales de los dos primeros modos de vibración del edificio La Viña

Modo	Tipo	f (Hz)	T (s)
1	Torsión	2.49	0.40
2	Traslación en direcciones L y T	2.79	0.36



(a)



(b)

Figura 7-8. Gráfico de movimiento de partículas de la aceleración de los cinco puntos medidos en la cubierta del edificio La Viña. (a) El primer modo de vibración a una frecuencia de 2.49 Hz (filtrado entre 2.485 y 2.495 Hz); (b) el segundo modo de vibración a una frecuencia de 2.79 Hz (filtrado entre 2.785 y 2.795 Hz).

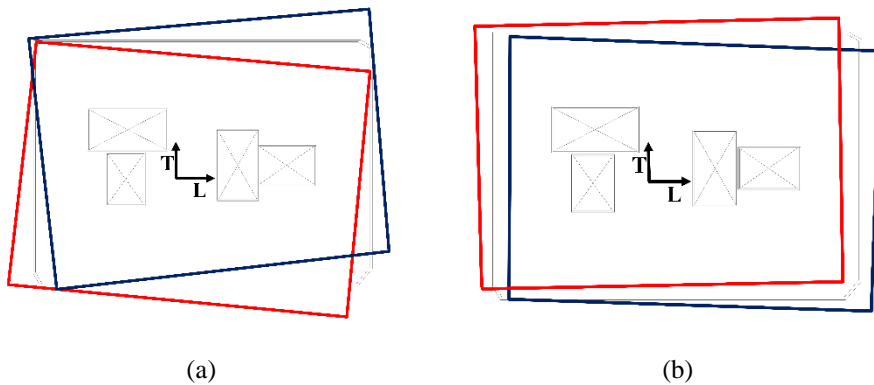


Figura 7-9. Probables formas modales de los modos primero (a) y segundo (b) del edificio La Viña, correspondientes a una frecuencia de 2,49 y 2,79 Hz, respectivamente. Las líneas azul y roja indican la aceleración máxima positiva y negativa de un ciclo de vibración.

7.2.3 Medidas de desplazamiento desde fuera del edificio

La campaña de medición con el RAR fue realizada el 14 de septiembre de 2012. Las medidas fueron realizadas con el fin de investigar la posibilidad de estimar las frecuencias de vibraciones de edificios urbanos ante excitaciones de ruido ambiental de forma remota. Estas mediciones se realizan sin tener contacto alguno con la estructura, una ventaja importante sobre las técnicas invasivas, sobre todo cuando el edificio se halla en malas condiciones. El procedimiento de medición y el funcionamiento del RAR se han detallado en los capítulos 4 y 5.

7.2.3.1 Geometría de las medidas. Los Rbin

El RAR tiene la capacidad de realizar mediciones síncronas de desplazamiento en diferentes puntos de la estructura, gracias a los distintos Rbin que el aparato puede registrar. Haciendo uso de la geometría de las mediciones, se pueden estimar los puntos o zonas de la estructura que detecta cada Rbin del RAR. Por lo tanto, es fundamental tener un registro detallado de la geometría de las mediciones realizadas para poder determinar el punto de la estructura que corresponde a cada Rbin.

Para las mediciones en el edificio de La Viña, el sistema de radar se posicionó enfrente de la fachada longitudinal de la estructura, al otro lado de la Calle Curtidores, a una distancia $R_0 = 15.74 \text{ m}$. En la Figura 7-2 se muestra una fotografía del sitio de muestreo y la ubicación del RAR. Como se puede apreciar, la línea de visión (LOS) del radar apuntaba a la parte superior del edificio, en la esquina correspondiente al punto P3 medido con acelerómetros (ver Figura 7-2). El ángulo de medición fue $\alpha = 41^\circ$ sobre la horizontal por lo que la distancia del aparato a la estructura fue $D_0 = 19.1 \text{ m}$. La altura de las antenas del radar fue de $h_r = 1.4 \text{ m}$. Un esquema con los distintos parámetros y geometría del muestreo con RAR se presenta en la Figura 7-10. Las alturas del edificio que corresponden a cada Rbin ($h_{Rbin i}$) y las distancias de medición de cada uno en el LOS se muestran en Tabla 7-3. Una figura de la interfaz gráfica del aparato durante la adquisición de señales se muestra en el Anexo K.

Tabla 7-3. Geometría de las medidas RAR; altura y distancia de los distintos Rbins.

Número de Rbin	Altura h_{Rbin} (m)	Distancia D_{Rbin} (m)
38	10.2	18.5
39	11.2	19.0
40	12.1	19.5
41	13.0	20.0
42	13.8	20.5
43	14.3	21.0

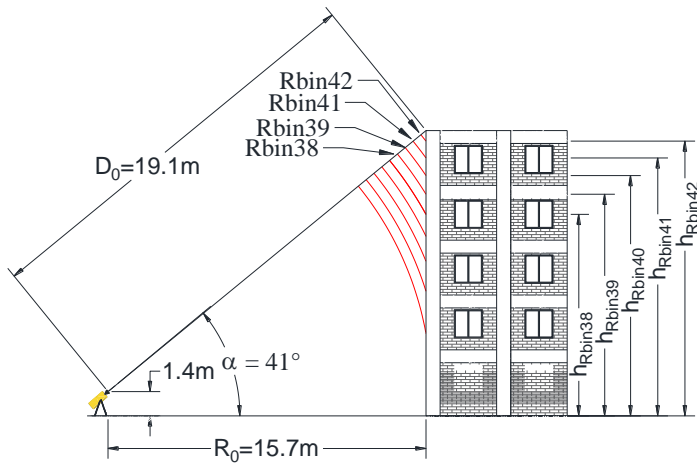


Figura 7-10. Geometría del muestreo del edificio La Viña con RAR.

7.2.3.2 Perfil de rango (Range profile)

La Figura 7-11 muestra el perfil de rango (RP) de los Rbins de la campaña de medición del edificio La Viña en términos de la relación señal a ruido (SNR) y el número de Rbin. Con base en la geometría de las mediciones, se estimó que los Rbin38, Rbin39, Rbin40, Rbin41, Rbin42 y Rbin43 contienen información sobre la estructura.

También se puede observar que la SNR es más alta entre los Rbins seleccionados, lo que sugiere una buena calidad de las señales de microondas reflejadas por el edificio. Cabe destacar en esta figura que los valores del pico más alto de SNR corresponden a los Rbin41 y Rbin42 con 72.6 y 75.6 dB, respectivamente.

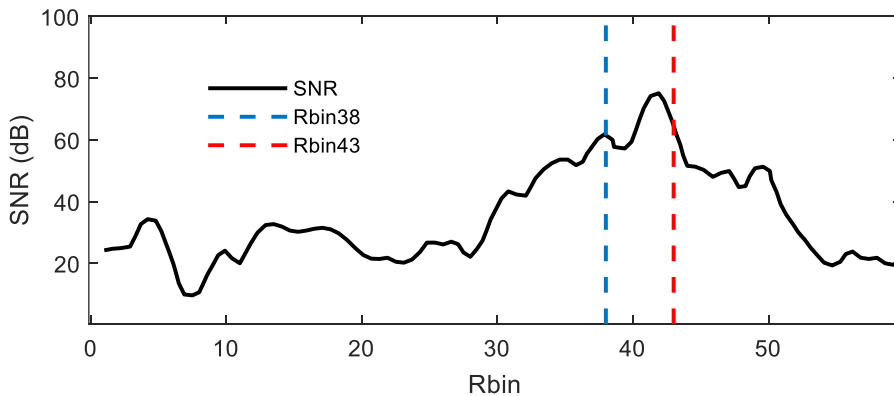


Figura 7-11. Perfil de rango de los contenedores del radar (Rbins). Valores altos de SNR muestran mejor calidad de las señales de desplazamiento.

7.2.3.3 Duración de las medidas

La medición tuvo un comienzo a las 18h 08min y una duración de 38.55 min (2,313 s). La frecuencia de muestreo resultante fue de 149 Hz y se obtuvieron seis series temporales, una por cada Rbin seleccionado, con un total de 345285 muestras por serie. La Figura 7-12a muestra las señales de desplazamiento obtenidas de los cinco Rbins seleccionados y la Figura 7-12b muestra un fragmento de seis segundos (0.1 min) de las mismas. Como se puede apreciar, las señales obtenidas del radar presentan una línea base inestable. Además, se puede observar que estas contienen una cantidad de ruido importante, lo que sugiere que el RAR recibía distintas señales, ajenas a la estructura.

Como parte del procesamiento de la señal, es necesario corregir la línea base. En este caso, las vibraciones fuera del rango de frecuencias de interés se filtraron usando un filtro Butterworth de fase nula de tercer orden. El paso-banda se definió en el rango de frecuencias de interés (1-5 Hz). Con esto se pretende no solo corregir la línea base, si no también filtrar gran parte del ruido presente en las señales temporales.

La Figura 7-12c muestra las señales después del filtrado. Finalmente, la Figura 7-12d es una ampliación de la anterior donde se muestra un fragmento de seis segundos de las señales procesadas. Como puede observarse, la línea base ha sido

corregida y al analizar el fragmento de señal se pueden ver la presencia de armónicos estables en las señales.

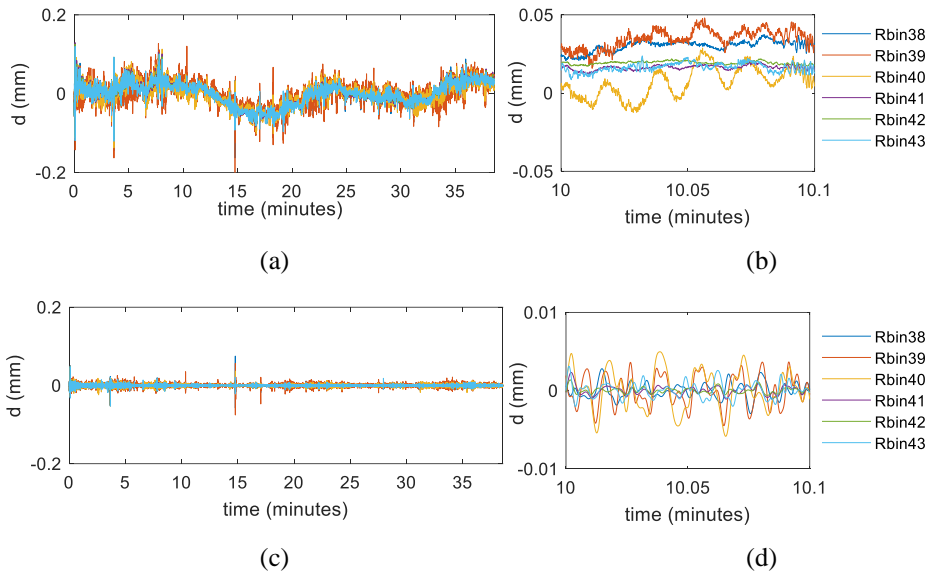


Figura 7-12. Historias temporales de desplazamiento registradas por medio de RAR: (a) la grabación completa; (b) un fragmento de seis segundos. Historias temporales procesadas: (c) el registro completo; (d) un fragmento de seis segundos.

7.2.4 Resultados obtenidos con RAR

7.2.4.1 Densidad espectral de potencia

Para investigar la viabilidad de encontrar frecuencias resonantes utilizando el método PPM, se calcularon las PSD para cada Rbin. En la Figura 7-13 se muestran las PSD calculadas y se indican con líneas discontinuas azules y rojas, a modo de comparación, las frecuencias de los primeros dos picos identificadas por medio de los acelerómetros. Para calcular las PSD, se utilizó una ventana de Hamming con una superposición del 50%. Los bins Rbin41 y Rbin42 presentan los picos más claros que, además, se encuentran cerca de las frecuencias identificadas con los acelerómetros. Esto puede deberse a una mayor precisión que se puede obtener con estos Rbins, ya que son los que tienen la SNR más alta. Hay que tener en cuenta que

las señales de los Rbin 41 y Rbin 42 son las que presentan una mejor calidad de señal y encuentran en el pico más alto del perfil de rango (ver Figura 7-11).

Entre los demás Rbins analizados no se aprecian con claridad picos sobresalientes cerca de las frecuencias identificadas previamente con la red de acelerómetros. Cabe mencionar que estos Rbins cuentan con una SNR relativamente alta y que, de acuerdo a la geometría de las mediciones, también se pueden relacionar con el edificio. El uso del PPM, en este caso, parece presentar complicaciones.

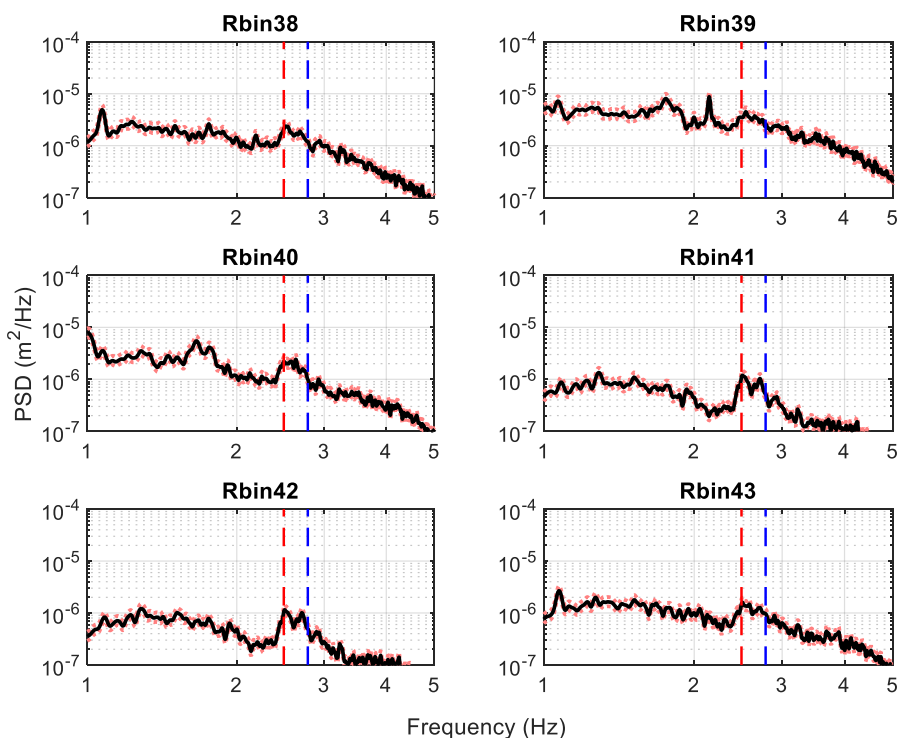


Figura 7-13. Densidad espectral de potencia (PSD) calculadas por el método de Welch para las señales registradas de los Rbin38 a Rbin43. Las líneas discontinuas indican las frecuencias resonantes identificadas con las señales de acelerómetros 2,49 Hz (rojo) y 2,71 Hz (azul).

7.2.4.2 Correlación de señales

La correlación lineal entre las señales de los Rbins seleccionados se ha calculado utilizando el coeficiente de correlación lineal de Pearson (PLCC), (Benesty et al.,

2009). El PLCC es una cantidad estadística que estima la correlación lineal punto a punto entre dos señales. El coeficiente varía de -1 a 1, lo que indica una correlación total negativa y positiva, respectivamente, y 0 indica una correlación nula.

La Figura 7-14 muestra la matriz de correlación PLCC, donde se observa que todas las señales presentan correlación positiva entre ellas. Nótese que las señales del Rbin41 y el Rbin42 están altamente correlacionadas entre sí, con un PLCC de aproximadamente el 95%. Esto se puede intuir de la Figura 7-13, donde se muestra la similitud de las PSD entre estos dos Rbins. Por otro lado, la correlación es relativamente baja en las señales con PSD claramente diferentes.



Figura 7-14. Matriz de correlación lineal entre las señales de los Rbins seleccionados. Color azul oscuro indica una mayor correlación.

Con lo anterior, podríamos suponer que los Rbin41 y Rbin42 son los más adecuados para analizar su contenido de frecuencias en una banda más estrecha, a partir de las técnicas convencionales que se han utilizado hasta el momento.

En la Figura 7-15 se muestran las PSD de los Rbin 41 y Rbin 42 para un rango de frecuencias de 2-4 Hz. Podemos apreciar que los picos principales corresponden a frecuencias de 2,49 y 2,71 Hz, indicadas con líneas discontinuas verticales. Estas frecuencias son similares a las identificadas con la red acelerométrica, y que probablemente correspondan al primer y segundo modo de la estructura. Sin embargo, solo analizar los PSD no aclara si estas bandas de frecuencia corresponden a las frecuencias resonantes del edificio. Además, la tercera frecuencia resonante de 3,98

Hz, identificada con la red acelerométrica, no se puede apreciar en las PSD de estas señales. Esto posiblemente pueda deberse a la disminución de la amplitud de los desplazamientos asociados a frecuencias altas. Este efecto se menciona más adelante.

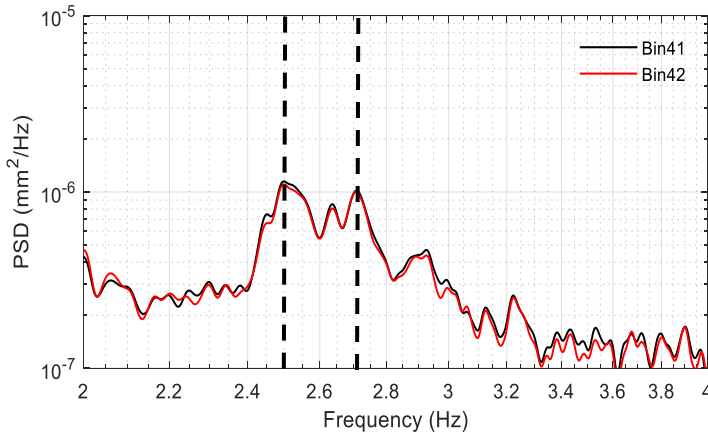


Figura 7-15. Densidad espectral de potencia de las señales obtenidas de los Rbin41 y Rbin 42. Las líneas verticales discontinuas corresponden a las frecuencias 2.49 Hz y 2.71 Hz, respectivamente.

7.2.4.3 Densidad espectral de potencia cruzada

Hasta ahora, nos hemos centrado en los datos registrados por cada Rbin y hemos tratado de obtener características de las propiedades dinámicas de la estructura basadas en el estudio de los resultados por separado. Las técnicas comúnmente utilizadas para encontrar las frecuencias resonantes de estructuras se limitan a analizar únicamente las señales con mayor calidad (SNR) y obtener los picos correspondientes. Sin embargo, como se ha mencionado anteriormente, el RAR permite medir sincrónicamente diferentes puntos de la estructura y obtener múltiples señales. Esta característica puede ser de mucha utilidad ya que, con las técnicas propuestas, podemos analizar simultáneamente el contenido frecuencial de distintas señales. De esta manera podemos identificar y enfocarnos en los armónicos que tengan las señales en común, los cuales probablemente corresponden al movimiento de la estructura.

Análogamente a las medidas de aceleración se analizan las señales obtenidas de los diferentes Rbins del RAR. En la Figura 7-16, se presentan las estimaciones de CPSD para los distintos Rbins seleccionados.

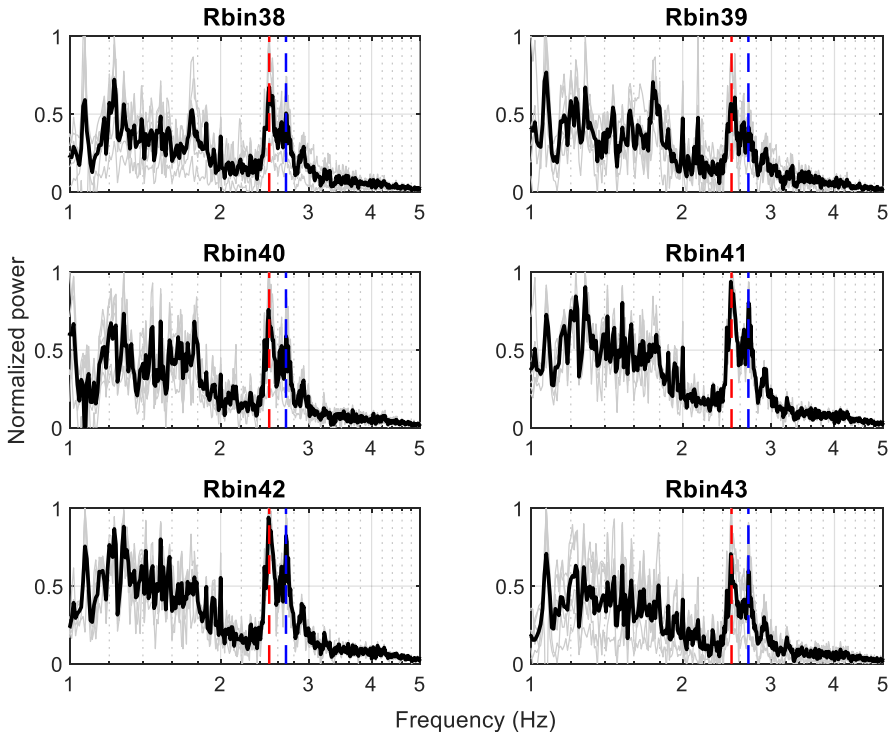


Figura 7-16. Las CPSD (líneas grises) de la combinación entre el Rbin seleccionado y el resto de los Rbins y el CPSD promedio (negro). Las frecuencias 2.49 y 2.71 Hz se indican con líneas verticales discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Las CPSD para todas las combinaciones entre los Rbin seleccionados y el resto de los Rbins se muestran en gris. Por ejemplo, para Rbin38, los CPSD entre Rbin38 y Rbin39, Rbin38 y Rbin40, Rbin38 y Rbin41, Rbin38 y Rbin42 y Rbin38 y Rbin43 se representan conjuntamente en líneas grises. Finalmente, el valor promedio de las combinaciones de CPSD se resalta en negro. Los picos en las frecuencias de resonancia de 2.49 y 2.71 Hz se destacan claramente. Los picos de diferentes frecuencias en el rango de 1 a 2 Hz también son visibles en la mayoría de los CPSD.

Sin embargo, estos picos están fuera del rango de frecuencia de interés para este edificio y no parecen ser estables en todos los CPSD. El resultado de los CPSD entre todas las combinaciones de señales se puede encontrar en el Anexo L.

7.2.4.4 *Coherencia*

La Figura 7-17 muestra el MMSC entre las combinaciones de Rbin y el resto de los Rbins seleccionados (líneas grises), es decir, entre Rbin41 y Rbin38, Rbin39, Rbin40, Rbin42 y Rbin43; el MMSC medio se muestra en negro. El resultado individual de MSC para cada combinación se puede encontrar en el Anexo M. Se puede observar que los picos de coherencia más altos están presentes en las frecuencias de 2.49 y 2.71 Hz. Las mismas frecuencias se encuentran en los picos de la PSD de Rbin41 y Rbin42 y en los picos de espectro cruzado medio. También se puede ver que los picos de frecuencia más bajos, entre 1 y 2 Hz, se atenúan. Sorprendentemente, las frecuencias resonantes identificadas con el CPSD y el MMSC son prácticamente las mismas que las encontradas con los acelerómetros.

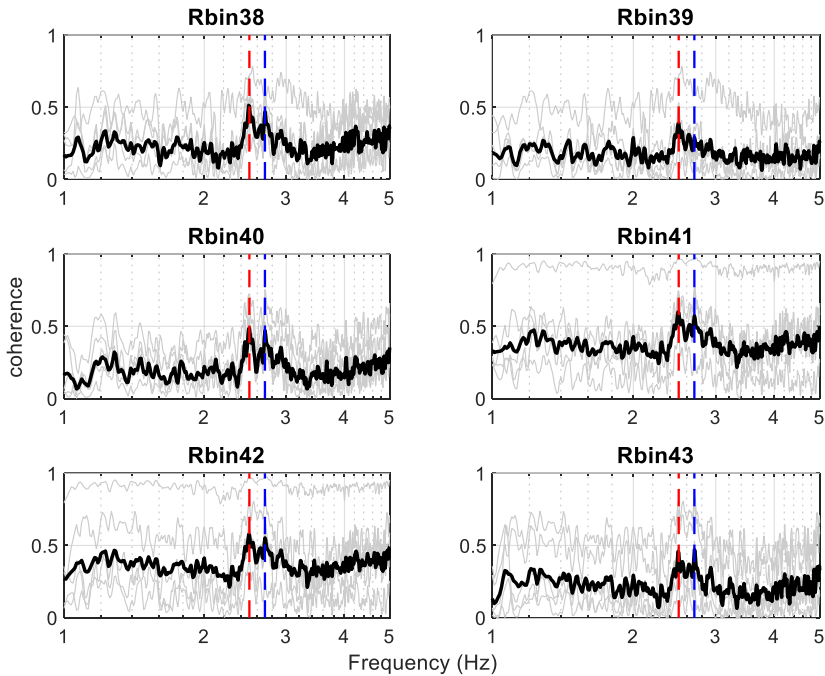


Figura 7-17. MMSC medias entre cada señal Rbin y la matriz del resto de las señales seleccionadas (negro). Un 1 indica alta coherencia y 0 indica que no hay coherencia en absoluto; Las líneas grises indican los diferentes MMSC para cada una de las combinaciones de señales. Las frecuencias 2.49 y 2.71 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

7.2.4.5 Formas modales

Los avances recientes en las técnicas de teledetección confirman la posibilidad de extraer las formas modales con el uso de RAR en edificios de gran altura (Hu et al., 2018). Sin embargo, los mayores desplazamientos asociados a los rascacielos simplifican la estimación de las formas modales. Para investigar la posibilidad de estimar las formas modales de la estructura estudiada utilizando RAR, se consideraron las siguientes hipótesis:

- a) el RAR mide el movimiento de la estructura a diferentes elevaciones en cada Rbin (ver Figura 7-10);

- b) el movimiento registrado de los diferentes Rbins está sincronizado y
- c) el desplazamiento relativo entre el RAR y la base de la estructura es despreciable.

La Figura 7-18a muestra un ciclo de 0.4 s (de 60.25 a 60.65 s) a partir de la historia del desplazamiento medido por cada uno de los contenedores para una frecuencia de 2.49 Hz, correspondiente al primer modo identificado del edificio La Viña. Para esto, se usó un filtro de paso de banda Butterworth entre 2.489 y 2.492 Hz. Cinco instantes de tiempo diferentes están representados por los círculos de colores. La Figura 7-18b muestra los cinco instantes de desplazamiento de cada uno de los Rbins. Debido a la resolución de los Rbins del RAR, es difícil asignar un punto de medición exacto a cada uno (cada Rbin mide los desplazamientos en un rango de distancia de 0.5m). Se puede ver que el movimiento es similar en los diferentes puntos medidos y que la amplitud del movimiento varía con cada uno de los contenedores. Notablemente, se pueden observar patrones de movimiento similares entre estos Rbins. Esto se debe a que, una vez que el período se ha aislado mediante filtrado, las historias de desplazamiento-tiempo correspondientes se asocian con el movimiento de puntos a diferentes alturas (ver Figura 7-10) de la parte superior de la fachada del edificio, en este caso debido al primer modo de vibración. Por lo tanto, en condiciones adecuadas y mediciones muy precisas en edificios probablemente más flexibles, incluso se podrían observar las formas modales. Además, Rbin41 y Rbin42 presentan los desplazamientos más altos, y esto puede estar relacionado con la mayor SNR que presentaron esos Rbins. El movimiento presentado en la Figura 7-18b probablemente esté relacionado con la proyección en el RAR LOS de la primera forma modal del edificio. Sin embargo, se necesita más investigación sobre el uso, la resolución y las capacidades del radar para poder profundizar en este aspecto. Además, una comparación con otras técnicas, por ejemplo, un arreglo vertical de acelerómetros, en los diferentes niveles de la estructura podría validar los resultados aquí presentados.

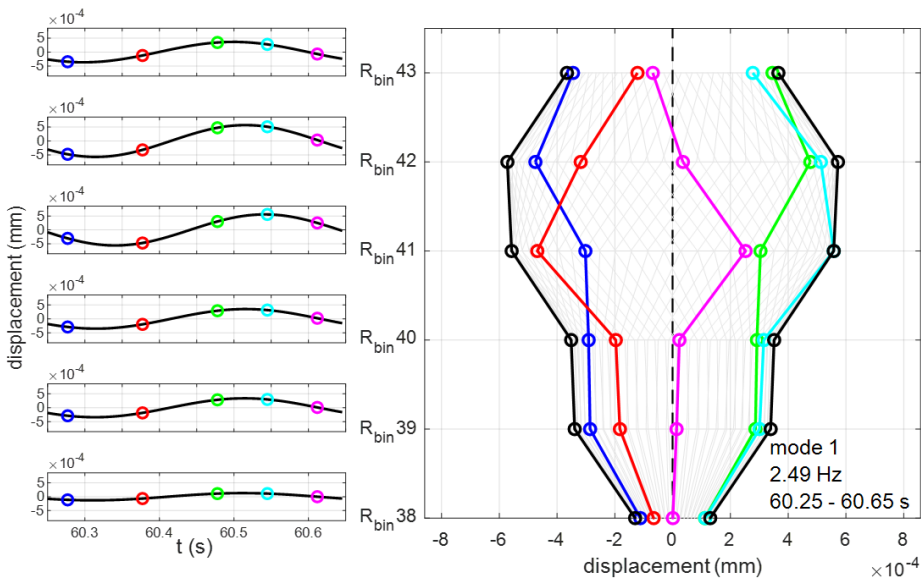


Figura 7-18. (a) Historias de desplazamiento-tiempo de los Rbins, de 60.25 a 60.65 s (0.4 s), correspondientes a un período de la frecuencia fundamental de la estructura (2.49 Hz). Los círculos de colores representan cinco instantes de tiempo diferentes. (b) Desplazamiento de los cinco instantes de tiempo para cada uno de los Rbins; Las líneas negras corresponden a los desplazamientos máximos y mínimos del fragmento de 0.4 s.

7.2.5 Comparación de resultados

7.2.5.1 Frecuencias naturales

Analizando los resultados de los diferentes métodos en el dominio de la frecuencia, el PSD, el CPSD y el MMSC, podemos identificar las frecuencias correspondientes probablemente al primer y segundo modo del edificio. El CPSD y el MMSC conducen a mejores resultados al aprovechar las mediciones simultáneas y nutrirse de la información combinada de diferentes registros. La Tabla 7-4 muestra una comparación de las frecuencias de vibración obtenidas tanto con los acelerómetros en el sitio como con la técnica RAR no invasiva.

Tabla 7-4. Comparación de las frecuencias resonantes y los períodos correspondientes al primer y segundo modo, obtenidos con el método de contacto, usando acelerómetros, y la técnica de teledetección, usando RAR.

Modo	ACC		RAR		Diferencia (%)
	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)	
1	2.487	0.402	2.491	0.401	0.2
2	2.786	0.359	2.708	0.369	2.8
3	3.984	0.251	-	-	-

Las dos primeras frecuencias fundamentales obtenidas a través de RAR son prácticamente las mismas, con diferencias de menos del 3% en comparación con las obtenidas con la red de acelerómetros. Por otro lado, en este estudio de caso particular, fue posible encontrar las dos primeras frecuencias resonantes con detección RAR porque las formas modal primera y segunda del edificio tienen componentes en la LOS de la RAR. Para lograr una mejor comprensión de las características dinámicas de los edificios, se deben realizar mediciones en ambas direcciones de las estructuras. No fue posible analizar más modos utilizando el RAR, probablemente debido a las limitaciones en la resolución de desplazamiento del dispositivo utilizado en este estudio.

Un requisito importante para obtener buenas mediciones de desplazamiento dinámico con RAR es una buena reflectividad en la superficie donde caen las microondas transmitidas. Por lo general, las buenas SNR en el perfil de rango de Rbin indican una calidad adecuada de las señales reflejadas. La rugosidad de la superficie, la geometría y la forma de la estructura e incluso el material de los edificios afectan la calidad de la señal retro dispersada. Antes de comenzar a registrar el desplazamiento de los Rbin, es importante analizar la SNR en el perfil de rango, buscando los Rbin con SNR altos que indican que la señal del RAR está siendo reflejada en la estructura exitosamente. En casos especiales, se pueden instalar reflectores artificiales ad hoc en puntos seleccionados de la estructura para mejorar la SNR y la calidad de las grabaciones (Negulescu et al., 2013; Luzi et al., 2017), aunque esto supondría tener que acceder al edificio.

Los resultados menos claros que se obtuvieron con la técnica RAR pueden deberse a la baja amplitud de las señales de desplazamiento producidas por las excitaciones ambientales en los edificios de mediana altura, en comparación con las amplitudes de la señal de aceleración. El uso del radar en estructuras con periodos bajos puede estar limitado debido a la resolución del RAR. Este inconveniente, sin embargo, no ocurre en estructuras altas o flexibles donde el radar ha dado excelentes resultados (Tarchi et al. 2000; Hu et al., 2018).

A pesar de ello, los resultados confirman la capacidad de encontrar al menos la frecuencia fundamental del edificio utilizando RAR.

7.2.5.2 *Formas modales*

Los resultados de formas modales obtenidos con los registros de acelerómetros no pueden ser comparados con los obtenidos del RAR. Las formas modales obtenidas con los registros de aceleración representan el movimiento horizontal de la cubierta del edificio, mientras que con el RAR se obtiene la forma modal de una sección de la esquina estructura en elevación. Como se mencionó anteriormente, sería interesante contrastar los resultados del RAR con medidas de aceleración tomadas en los puntos de medición de los distintos Rbin. Esto sería útil también para validar los resultados obtenidos del RAR en este tipo de estructuras, por lo que se propone como una línea de investigación futura.

Por otro lado, para poder comparar las formas modales de la estructura dañada con un modelo numérico, se realizó un análisis modal mediante un modelo modificado, basado en el modelo de la estructura no-dañada presentado en el capítulo anterior. El modelo fue calibrado al primer modo identificado de 2.49 Hz (0.4s). Para ello, se redujo la rigidez de los muros mediante un factor de escala hasta igualar la frecuencia fundamental. El factor de degradación de rigidez resultó ser de 0.38, es decir, que la rigidez de los muros fue reducida a un 38% de la inicial para incrementar el periodo de 0.27 s, el periodo no dañado, a 0.4 s, el periodo dañado. En este caso, la rigidez de los marcos de concreto no fue modificada ya que aporta relativamente poco

a la rigidez de la estructura, asimismo, se observó poco daño en estos elementos, en comparación con los daños observados en los muros de mampostería.

Las formas modales de los primeros 2 modos son finalmente comparadas en la Figura 7-19 mientras que las que corresponden al segundo modo se comparan en la Figura 7-20. Como se puede observar, existe una similitud importante entre las formas modales identificadas con la red de acelerómetros y las obtenidas del modelo numérico considerando degradación de rigidez por daño.

Los resultados de los 3 primeros periodos y frecuencias modales de este modelo se comparan con los obtenidos de la red de acelerómetros en la Tabla 7-5.

El primer modo del modelo numérico corresponde a un modo de traslación sobre el eje T con una ligera torsión y el segundo modo presenta principalmente traslación sobre el eje L.

Tabla 7-5. comparación de periodos y frecuencias entre el modelo numérico y los medidos a partir de la red de acelerómetros

Modo	Modelo		ACC	
	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)
1	0.402	2.488	0.402	2.487
2	0.340	2.944	0.359	2.786
3	0.264	3.786	0.251	3.984

En particular, se observa que el modelo numérico presenta menores efectos de torsión. Estas diferencias podrían deberse a un posible acoplamiento de la estructura analizada con el edificio adyacente. Sin embargo, en términos generales, se muestra que el modelo de la estructura reproduce de forma adecuada las propiedades modales de la estructura real. Notablemente, las frecuencias naturales correspondientes a los tres primeros modos encontrados con las mediciones de aceleración, son muy similares a las obtenidas con el modelo numérico.

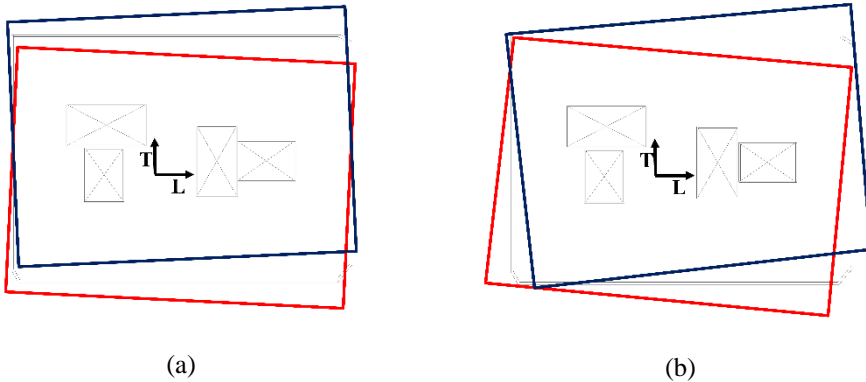


Figura 7-19. Comparación de la forma modal del edificio La Viña correspondiente al primer modo: (a) del análisis numérico; (b) determinado a partir de las medidas de aceleración.

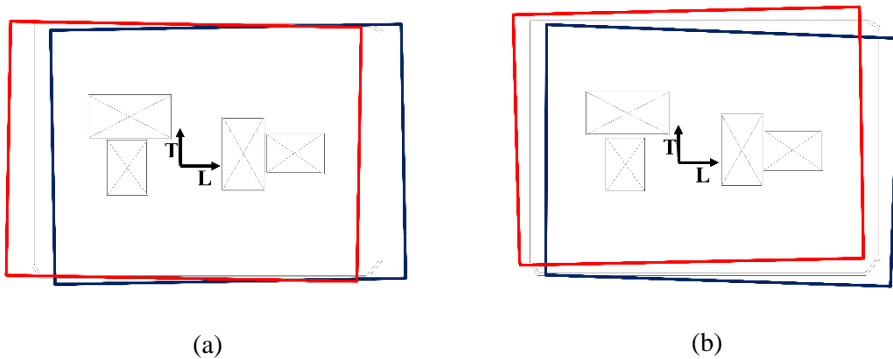


Figura 7-20. Comparación de la forma modal del edificio La Viña correspondiente al segundo modo: (a) del análisis numérico; (b) determinado a partir de las medidas de aceleración.

7.3 Estimación rápida de daño y costos de reparación

Los métodos actuales de estimación de daño estructural y pérdidas económicas por catástrofes sísmicas, así como el análisis de riesgo, han sido desarrollados enfocándose en la estimación a nivel regional y no han sido centrados en el estudio de edificaciones en particular (Lagomarsino y Giovinazzi, 2006). Un ejemplo ampliamente conocido es el manual de HAZUS (FEMA-NIBS, 2003). Este manual, así como el software asociado, ofrecen una metodología para evaluar la respuesta sísmica, el daño estructural y estimar pérdidas económicas para diferentes tipologías

estructurales, basándose en funciones de capacidad y fragilidad. Sin embargo, no sería del todo correcto aplicar esta metodología para estimar el daño estructural y los costes de reparación de una estructura en particular.

En este sentido, sería útil proponer una metodología para hacer una estimación preliminar, de forma rápida y objetiva, del daño estructural y los costes de reparación, basándose en una inspección o medición rápida de la estructura dañada. Por otro lado, esta estimación puede basarse en medidas del periodo fundamental de las estructuras, que como vimos en capítulos anteriores, se puede relacionar con el daño. El periodo fundamental de las estructuras puede medirse de forma remota, no solo en estructuras altas, sino también en edificaciones de mediana altura (Alva et al., 2019; 2020). Esta característica podría evitar en muchos casos la necesidad de entrar en estructuras dañadas y simplificaría la tarea de medición.

A continuación, se presenta una propuesta para estimar de forma rápida el daño estructural en edificios, tomando como caso de estudio el edificio de La Viña. Posteriormente, se presenta una propuesta para la estimación del costo de reparación en función del daño estructural.

7.3.1 El periodo fundamental como indicador de daño

Como mencionamos en los capítulos anteriores, los daños en las edificaciones causan cambios en la respuesta dinámica de la estructura. La degradación de la rigidez inducida por el daño conduce a una disminución de la frecuencia natural o aumento del periodo fundamental de la estructura. Un claro ejemplo de lo anterior se presenta en Vidal et al. (2014). Este trabajo experimental presenta expresiones que relacionan el período fundamental de edificios típicos españoles con el estado de daño de los mismo según la Escala Macrosísmica Europea EMS-98 (Grünthal, 1998), Las expresiones propuestas son las siguientes:

$$T_{G0} = (0.054 \pm 0.002) N \quad (7-1)$$

$$T_{G1} = (0.065 \pm 0.002) N \quad (7-2)$$

$$T_{G2} = (0.077 \pm 0.002) N \quad (7-3)$$

$$T_{G3 \text{ y } G4} = (0.089 \pm 0.008) N \quad (7-4)$$

donde N es el número de pisos del edificio y T es el período del edificio de acuerdo al grado de daño correspondiente. Estas fórmulas se basan en la medición de la respuesta dinámica ante ruido ambiental en las cubiertas de las edificaciones, medidas antes y después del terremoto del 11 de mayo del 2011 de Lorca, la misma región en donde se encuentra el edificio de La Viña. Cabe mencionar que los edificios considerados en este trabajo comparten características estructurales similares a nuestro caso de estudio. Si utilizamos estas expresiones podemos estimar los períodos y frecuencias fundamentales que probablemente presentaría el edificio de La Viña según el grado de daño en la escala EMS-98. Los resultados son mostrados en la Tabla 7-6.

Tabla 7-6. Estimación del período / frecuencia fundamental del edificio La Viña en función del grado de daño de acuerdo con la escala EMS-98.

EMS Grado de daño	Daño (%)	T (s)	f (Hz)
G0: Daño nulo	0	0.27	3.70
G1: Daño leve;	0–1	0.34	3.07
G2: Daño moderado	1–20	0.39	2.59
G3: Daño Severo	20–60	0.45	2.24
G4-G5: Daño generalizado-Colapso	60–100	>0.45	<2.24

De acuerdo al informe oficial de daños (Ratzlaff, 2011), el edificio La Viña presentó daños no estructurales de moderados a severos y daño estructural leve, lo cual correspondería a un grado de daño EMS-98 entre G2 y G3, es decir, entre moderado y severo. Por lo tanto, de acuerdo a los resultados anteriores, se estima que la frecuencia fundamental del edificio pueda estar en el rango de 2.24 a 2.59 Hz. Los resultados de estimaciones son congruentes con las frecuencias fundamentales obtenidas del OMA por medio de acelerómetros y RAR con el daño estructural observado en el edificio de La Viña. Como se puede observar, es posible establecer una relación simplificada entre el daño estructural y el periodo fundamental de las estructuras. En el caso anterior, las relaciones se obtuvieron de forma estadística e

indican valores medios de incremento de periodo en estructuras de similares características; sin embargo, es posible estudiar casos en particular y establecer una relación de daño-periodo específica para una estructura, como veremos a continuación.

7.3.1.1 *Relación entre el daño y el periodo fundamental*

Las curvas capacidad, fragilidad y daño nos dan información sobre cómo evolucionaría el daño de una estructura respecto a un parámetro de demanda, generalmente desplazamiento. Sin embargo, pueden representarse también en términos de otros parámetros como, por ejemplo, el periodo fundamental de la estructura o la elongación del mismo (Navarro, 2013; Pujades et al, 2016). De esta forma se podría relacionar directamente el daño estructural, en función de, por ejemplo, un índice de daño normalizado, con el periodo fundamental de la estructura en términos de valores absolutos o de incremento de periodo respecto al periodo inicial de la estructura sana.

Para ilustrar lo anterior, se muestra en la Figura 7-21 el índice de daño propuesto en este trabajo, en función del incremento del periodo fundamental para el edificio de La Viña. El valor del periodo fundamental se obtuvo del espectro de capacidad en formato $Sd - T$ del análisis *pushover* del capítulo anterior. De esta manera se puede observar el cambio de la respuesta del periodo fundamental en función de la aceleración y desplazamiento espectrales, es decir del espectro de capacidad. Por otro lado, en el capítulo anterior se obtuvo también el índice de daño estructural y no estructural del edificio de La Viña, utilizando como parámetro de demanda el desplazamiento de la cubierta. Vinculando directamente estas dos funciones es posible obtener el índice de daño en función del incremento del periodo del modo fundamental de la estructura, relacionado al periodo inicial. En nuestro caso de estudio se desconoce el periodo fundamental de la estructura “sana”. Por esta razón, se utiliza el periodo inicial estimado en el capítulo anterior a partir del modelo computacional.

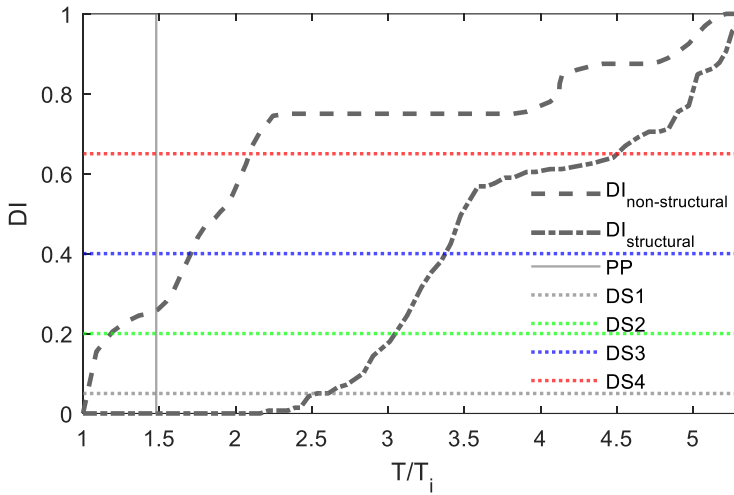


Figura 7-21. Índice de daño estructural y no estructural en función del incremento de periodo fundamental para el edificio de La Viña.

De la figura anterior, es posible estimar el índice de daño que presenta la estructura en función de la elongación de su periodo fundamental. Este último puede ser estimado de forma relativamente fácil como vimos en capítulos anteriores.

Para el caso de estudio, la relación entre el periodo fundamental del edificio sano y dañado, T/T_i se estimó en 1.49, lo que representa unos índices de daño estructural de 0 y no estructural de 0.28. Cabe recordar que el periodo fundamental de la estructura dañada fue determinado a partir de la campaña de medición con RAR y acelerómetros, mientras que el periodo inicial fue estimado con base en el modelo estructural y los datos de periodos fundamentales de estructuras sanas de similares características en la región.

7.3.2 Estimación rápida de costos de reparación

Para poder realizar una estimación rápida de costos de reparación es posible establecer relaciones empíricas entre el daño estructural, en función de un índice de daño normalizado, por ejemplo, y el costo real de reparación. Un ejemplo de ello puede encontrarse en De Martino et al. (2017). En este estudio se proponen relaciones costo-daño basadas en datos reales del costo de reparación de las estructuras y del

grado de daño sufrido en 1500 edificios de hormigón armado, dañados durante el sismo del 2009 en L'Aquila, Italia. En la Figura 7-22 se muestran los datos del costo real de reparación (*Actual Repair Cost*, ARC) contra la función de daño normalizada (DF), donde cero representa daño nulo y 1 representa el colapso. El costo de reparación (Cr) es el ARC normalizado al costo de demolición y reconstrucción medio de la región de L'Aquila, que se estableció en 1192 €/m².

Los diferentes puntos de la figura indican los siguientes tipos de estructuras de hormigón armado:

- *L-S*: Edificios bajos de hasta 4 niveles diseñados por sismo (construidos después de 1981)
- *MH-S*: Edificios de mediana altura y altos (más de 4 niveles) diseñados por sismo (construidos después de 1981)
- *L-LS*: Edificios bajos de hasta 4 niveles sin diseño sísmico (construidos antes de 1981)
- *MH-LS*. Edificios de mediana altura y altos (más de 4 niveles) sin diseño sísmico (construidos antes de 1981)

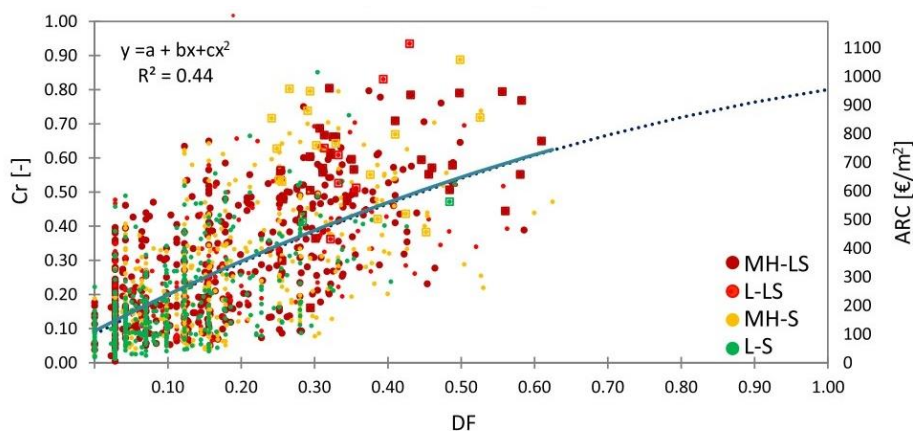


Figura 7-22. Relación entre el costo de reparación normalizado (Cr), el costo de reparación real (ARC) y la función de daño (DF) para edificios de hormigón armado (De Martino et al., 2017).

Finalmente, la relación empírica entre la función de daño normalizada y el costo de reparación unitario es la siguiente:

$$C_r = 0.09 + 1.1DF - 0.4DF^2 \quad (7-5)$$

Está claro que esta expresión es característica de las estructuras de la región de L'Aquila (Italia) y puede no ser representativa en otras regiones. Sin embargo, para el caso de estudio del edificio de La Viña, ha sido utilizada bajo la hipótesis de que, en ambas regiones, las estructuras de hormigón armado se comportan de manera similar. Por otro lado, podemos adecuar la estimación del costo estableciendo un precio de demolición y reconstrucción específico para la región de estudio. En este sentido, en un estudio realizado por Salgado-Gálvez et al. (2016) se estimó que el costo unitario de demolición y reconstrucción en la región de Lorca, después del sismo del año 2011, fue de aproximadamente 1247 €/m² para el caso de edificios de hormigón armado.

Partiendo de lo anterior, es posible definir una relación entre el daño estructural, en términos de un índice de daño normalizado, y el costo de reparación para edificaciones de hormigón armado de la región de Lorca. En la Figura 7-23 se muestra la relación del costo de reparación con el índice de daño normalizado para el caso de estudio.

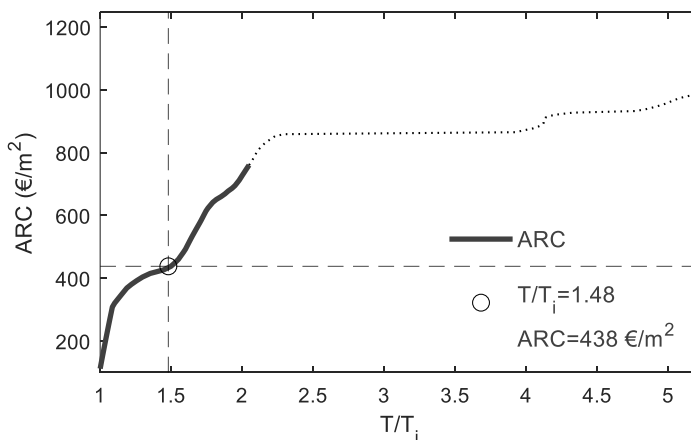


Figura 7-23. Estimación del costo unitario de reparación a partir del incremento de periodo fundamental con el índice de daño para el edificio de La Viña.

7.4 Resumen

En este capítulo se ha descrito la aplicación de técnicas remotas e in situ para estimar la respuesta dinámica de un edificio ante vibraciones ambientales: se han analizado los datos adquiridos a través de un Radar interferométrico de Apertura Real (RAR) y acelerómetros convencionales. Se ha utilizado como caso de estudio un edificio de viviendas de hormigón armado de cinco pisos, el cual sufrió daños severos durante el terremoto del 11 de mayo de 2011 en Lorca (España). Aunque el edificio sufrió daños estructurales significativos, los daños más importantes ocurrieron en los elementos no-estructurales (muros de mampostería).

La respuesta dinámica del edificio a ruido ambiental fue medida utilizando ambos tipos de instrumentos: acelerómetros y RAR. Las propiedades dinámicas del edificio se han estimado primero tomando medidas de aceleración mediante una red de 10 acelerómetros de alta precisión instalados en la cubierta del edificio. Posteriormente, se han analizado las historias temporales de desplazamiento, registradas con el dispositivo RAR apuntando a una esquina del edificio.

Luego, se ha investigado la capacidad y las limitaciones de las mediciones con acelerómetros y RAR para lidiar con las frecuencias fundamentales y los modos de vibración de la estructura. Para identificar las frecuencias y modos fundamentales del edificio de La Viña, fue necesario no solo encontrar las frecuencias naturales mediante PPM, sino también aislar y estudiar los movimientos asociados a cada una de las frecuencias seleccionadas. Esto es necesario para averiguar si las frecuencias naturales corresponden al movimiento de la estructura y no a un elemento aislado o externo, lo que podría introducir picos de alta energía en la PSD. El aislamiento de estas dos frecuencias para todos los sensores de aceleración nos ha permitido representar los movimientos de partículas correspondientes a cada frecuencia en diferentes sitios de la cubierta de la estructura. Este análisis ha permitido vincular el movimiento registrado y los modos de vibración. Para el caso del RAR, los resultados sugieren que se puede encontrar la componente vertical de la forma modal en la parte medida del edificio; sin embargo, estos resultados no han podido ser contrastados con medidas dentro del edificio.

A continuación, se destacan y discuten las ventajas y limitaciones de las mediciones desde dentro del edificio, usando acelerómetros y desde afuera, mediante RAR. También se comparan los resultados obtenidos del análisis modal mediante un modelo numérico de la estructura, considerando el daño por medio de la degradación de rigidez.

Finalmente, se propone una metodología para estimar el daño estructural y el costo de reparación a partir del incremento del periodo fundamental en la estructura.

7.4.1 Comparación observacional-computacional

Al comparar los resultados obtenidos del monitoreo remoto e in situ con los del modelo estructural numérico se observa que son consistentes. Se obtienen prácticamente las mismas frecuencias naturales, correspondientes a los 2 primeros modos de vibrar, con ambas técnicas. Sin embargo, no fue posible detectar modos de vibración superiores mediante la técnica remota.

Comparando las propiedades modales identificadas con la red de acelerómetros y con el modelo numérico, se observan frecuencias y formas modales similares. Para obtener estos resultados con el modelo numérico resultó imprescindible su calibración. En este caso al tratarse de una estructura dañada, fue necesario considerar el daño como por medio de una degradación en la rigidez de los muros no-estructurales.

Comparando el modelo numérico de la estructura no dañada, presentado en el capítulo anterior, con el modelo de la estructura dañada, no se observan cambios considerables en las formas modales de los 3 primeros modos de vibrar; únicamente se observa un incremento en los periodos de dichos modos. Esto podría deberse a que la reducción de la rigidez fue generalizada y no se consideró reducción de rigidez diferente por elemento (daño local).

Finalmente, podemos concluir que es posible representar de manera adecuada las propiedades modales de una estructura a partir de un modelo numérico, tomando en cuenta las consideraciones antes mencionadas.

7.4.2 Ventajas y limitaciones

Cada una de las técnicas presentadas en este capítulo cuenta con características que las hacen útiles para ciertas aplicaciones; sin embargo, también presentan restricciones que limitan su uso. En esta sección se resumen las ventajas y limitaciones, tanto del análisis numérico como de las medidas del interior del edificio, por medio de acelerómetros, y de las medidas remotas. Finalmente se presentan las ventajas y limitaciones del RAR para su aplicación en mediciones remotas.

7.4.2.1 *Del análisis computacional*

La principal ventaja del análisis computacional es que no se necesita ningún equipo experimental. El modelo de una estructura se puede desarrollar y calibrar previo a tener la necesidad de una evaluación. Esto no solo simplificaría la evaluación post-sísmica, en caso de ser necesaria, sino que también permitiría mejorar la estimación del riesgo sísmico o plantear diseños más eficientes.

El análisis numérico es relativamente fácil de realizar. En la actualidad existen diversos programas comerciales con una interfaz gráfica que facilita su uso e implementación. Además, estos programas de computadora se encuentran en continuo desarrollo y actualmente cuentan con herramientas avanzadas de análisis, por lo que se pueden generar modelos cada vez más avanzados que reproduzcan de mejor manera el comportamiento no-lineal de las estructuras.

Las limitaciones de los modelos estructurales radican en que estos son idealizaciones o simplificaciones de la realidad, por lo que los datos obtenidos de ellos no pueden reemplazar a los datos reales. Por más complejos que sean los modelos, no se pueden incorporar todas las variables y se pueden obviar detalles y/o resultados importantes. Además, muchas veces los modelos complejos dejan de ser representativos de la realidad, al acumular incertidumbres. En este sentido, modelos numéricos más simplificados pueden llegar a ser más representativos, si son calibrados con datos reales, ya que se disminuyen incertidumbres asociadas.

7.4.2.2 De las medidas de aceleración desde el interior del edificio

Una clara ventaja de las mediciones en el interior del edificio es que nos aseguran que lo que se esté midiendo es lo que está en contacto con los sensores, en este caso la estructura en estudio. Esto permite también una mayor precisión y calidad de los datos obtenidos. Además, existe mucho desarrollo en torno a los acelerómetros y su uso se ha extendido, por lo que su costo es relativamente bajo.

Por otro lado, la principal desventaja de las mediciones in situ es la necesidad de instalación y mantenimiento de estos sensores. Esto puede ser una importante limitación, en particular cuando se trata de una estructura dañada donde muchas veces es imposible el acceso ya que involucra un riesgo para las personas encargadas de la instalación y mediciones. Una alternativa sería tener un monitoreo continuo o permanente; sin embargo, el costo y la complejidad asociados limita a que solo sea factible en un número limitado de estructuras, generalmente importantes.

7.4.2.3 De las medidas desde el exterior

La principal ventaja de este tipo de medidas es que no se necesita acceder a la estructura para realizarlas. Además, no se requiere preparación previa, instalación o permiso de acceso a la estructura por lo que pueden agilizarse las mediciones. Esto permite que se puedan medir gran número de estructuras en relativamente poco tiempo, en comparación con los métodos in situ.

Se ha mostrado que mediciones remotas pueden ser aplicadas para estimar los parámetros modales en una amplia gama de estructuras, no solo altas y flexibles, sino también en edificios convencionales como el estudiado en este capítulo. Con ello, surge la posibilidad de detectar daño en estructuras de edificación de forma remota, una ventaja fundamental cuando se desean evaluar estructuras que tienen riesgo de colapso.

Este tipo de medidas no se recomienda para realizar monitoreo continuo o durante sismo ya que el movimiento de la base puede afectar directamente las mediciones. También su uso está limitado a estructuras cuya ubicación y entorno

permitan tener una clara visión de la estructura desde el punto de medición. Cualquier objeto entre el dispositivo y la estructura a medir puede comprometer la medición. Además, los objetos sueltos o que no pertenezcan a la estructura que se encuentren en la superficie de medición, i.e. ventanas, persianas o fachadas aparentes, pueden contaminar las señales e impedir este tipo de medidas.

Por otro lado, únicamente se pueden realizar mediciones en la proyección de LOS del aparato. De requerirse mediciones en más de una dirección se necesitarían múltiples aparatos.

7.4.2.4 De la tecnología RAR

Este tipo de instrumentos tiene la ventaja de poder proporcionar información valiosa de la estructura en estudio de manera global. Por otro lado, el dispositivo tiene como inconveniente que no sea posible localizar con precisión el punto de la estructura que es medido por cada Rbin. Debido a que todos los puntos que se encuentren dentro de la celda de resolución del Rbin contribuyen en la medición, las señales temporales de desplazamiento contienen mucha información innecesaria que esconde las señales provenientes de la estructura, dificultando su análisis.

Por otro lado, a pesar de tener una alta precisión, esta puede ser insuficiente para obtener resultados tan claros como con los sensores que se encuentran en contacto con estructuras rígidas, debido a los pequeños desplazamientos asociados a las mismas. Esta limitación no se presenta en puentes, chimeneas, torres y edificios altos que son más flexibles y cuya vibración implica mayores desplazamientos.

Las vibraciones del propio aparato y del suelo sobre el que se está midiendo también son reflejadas en las series temporales obtenidas, por lo que es necesario tenerlas en cuenta a la hora de procesar los datos. Esto deja de ser un problema en modelos más recientes de RAR donde se incorporan acelerómetros dentro del mismo aparato y software de control más desarrollado que permite reducir la influencia de estas vibraciones en las mediciones.

Finalmente, cabe destacar que esta es una tecnología relativamente reciente, más aún en este ámbito de la ingeniería. El RAR aún continúa en desarrollo por lo que se

esperan mejoras en la precisión y resolución del aparato. Además, aún se requiere de más investigación en lo referente al tratamiento de datos e interpretación de resultados. Pese a todo ello, ofrece ya resultados prometedores por lo que se reconoce al RAR como una herramienta valiosa para la evaluación de estructuras. En especial sirviendo como una alternativa viable en aquellos casos donde el uso de técnicas de contacto esté restringido.

7.5 Conclusiones

Para estimar las frecuencias resonantes de estructuras bajas y rígidas con este tipo de mediciones remotas basadas en desplazamiento, es necesario optimizar la capacidad y la resolución de los métodos en el dominio de la frecuencia, aprovechando las múltiples mediciones sincronizadas que el RAR puede realizar. Los resultados mostraron que la fusión de datos mediante el uso de diferentes técnicas, como el MMSC y el CPSD, mejora la identificación de las frecuencias fundamentales.

A pesar de las limitaciones del uso de RAR en edificios de mediana altura, como la sensibilidad al ruido ambiental y la baja amplitud de desplazamiento, para esta tipología estructural, fue posible encontrar, al menos la frecuencia fundamental de la estructura mediante teledetección. Cabe destacar que la frecuencia fundamental identificada de la estructura estudiada es consistente con las estimaciones realizadas por fórmulas empíricas.

La técnica RAR presenta una clara ventaja sobre los métodos tradicionales al no requerir contacto con la estructura. Por otro lado, es posible relacionar el daño estructural en edificios convencionales con el cambio de frecuencia fundamental, que se puede monitorear con precisión utilizando la teledetección con RAR. La posibilidad de evaluar de forma simplificada y remota los daños estructurales y no estructurales en los edificios resulta especialmente útil después de un fuerte terremoto. El método para la estimación de daño y costo de reparación, presentado al final del capítulo, es un ejemplo del potencial de las mediciones de periodos sin contacto. Sin embargo, más investigación es necesaria en este aspecto para verificar la precisión de las evaluaciones y las limitaciones que podría tener este método.

8 Síntesis de resultados, conclusiones y recomendaciones

Los resultados de este trabajo muestran el potencial, las ventajas y limitaciones del uso de medidas remotas con Radar Interferométrico de Apertura Real (RAR) para identificar y medir los periodos y modos fundamentales no solo de estructuras altas y flexibles, sino también de estructuras rígidas. En este caso en particular, la estructura rígida en estudiada se trató de un edificio de mediana altura de pórticos de hormigón armado y muros de relleno de mampostería, una tipología muy común en España, Europa y el resto del mundo. Más aún, se mostró la posibilidad del uso de estas medidas para la identificación y estimación del daño y como posible herramienta para la toma de decisiones sobre las opciones de ocupación y/o reparación de edificios después de una catástrofe sísmica. Otra conclusión importante es que, este tipo de medidas, puede usarse también para estimar el costo de reparación de las estructuras utilizando índices de daño, como el propuesto en este trabajo, y relaciones empíricas entre costo de reparación unitario y el nivel de daño asociado.

Para lograr que las medidas remotas sean fiables, resulta de suma importancia una buena práctica en la campaña de medición. Considerar aspectos como el sitio de la medición, la duración de la misma, frecuencia de muestreo, factores ambientales, entre otros, resulta imprescindible para obtener resultados útiles y de calidad. Por otro lado, el tratamiento de señales es una tarea fundamental que resulta poco trivial y sumamente compleja. En este sentido, es necesario contar con las herramientas adecuadas para el análisis y, de acuerdo a las características de cada señal o grupo de señales, la selección mismo puede mejorar considerablemente la calidad de los resultados.

A continuación, se presentan las principales conclusiones sobre cada tema considerado en esta tesis.

8.1 Sobre el análisis estructural computacional.

En este trabajo se realizaron distintos tipos de análisis estructural utilizando programas propios y comerciales: el análisis modal (MA), análisis *pushover* (PA) y el Análisis Dinámico Incremental (IDA), una variante del análisis dinámico no-lineal.

El análisis modal fue necesario, no solo para entender la vibración natural de las estructuras estudiadas, sino también para poder determinar, ya sea la ubicación óptima de los sensores de aceleración o la dirección hacia donde apuntar el RAR para obtener los mejores resultados posibles. Este aspecto resulta importante ya que, en la práctica, suele omitirse el modelado o análisis estructural de los edificios previo a realizar las campañas de medición de vibración ambiental. Así, en las mediciones con RAR, es importante buscar la dirección donde se genere el mayor desplazamiento. Esto, especialmente, en estructuras rígidas, como edificios de baja y mediana altura, donde la respuesta de la estructura ante excitación ambiental en términos de desplazamiento fácilmente puede llegar a ser menor que la resolución del propio RAR.

El análisis *pushover* es un procedimiento no lineal simplificado. El uso de este tipo de análisis simplifica la evaluación de la capacidad de las estructuras. Por este motivo, el análisis *pushover* se ha popularizado y es ampliamente utilizado por diversas guías y directrices para evaluación de estructuras existentes y diseño basado en desempeño. Sin embargo, es bien sabido que presenta inconvenientes en estructuras cuyos modos superiores participan considerablemente en la respuesta global de la estructura. Al utilizar este tipo de análisis se debe prestar especial atención a edificios altos y/o irregulares y utilizar distintos métodos que permitan considerar, de alguna forma, la participación de dichos modos o el cambio en la respuesta modal con el daño. Ejemplos de algunos métodos de análisis que consideran estos efectos son el *pushover* adaptativo (*Adaptive Pushover Analysis* -APA-) (Gupta y Kunnath, 2000) y el *pushover* modal (*modal pushover analysis* -MPA-) (Chopra y Goel, 2002).

Las curvas de capacidad obtenidas de los análisis *pushover* relacionan la respuesta de las estructuras ante distintos niveles de fuerzas laterales. Mediante un cambio de variable, las curvas de capacidad pueden establecerse en función de diferentes parámetros, tales como desplazamiento espectral y aceleración espectral.

Sin embargo, también es posible establecer estas curvas en función del periodo estructural. Esta última representación resulta conveniente para poder estudiar la influencia que tiene el daño estructural en el incremento del periodo fundamental.

Para el caso de estudio del edificio de La Viña, fue necesario crear un modelo numérico detallado de la estructura. Fue necesario también considerar la participación de los elementos no-estructurales (muros de mampostería) en el modelo de cálculo para reproducir, de la mejor manera posible, el comportamiento real de la estructura. Se observó que la participación de los muros de mampostería influye considerablemente en la capacidad y el daño esperado al proporcionar una mayor rigidez y resistencia, particularmente en estructuras localizadas en zonas de sismicidad baja o moderada.

Por este motivo, para edificaciones con elementos no estructurales conectados a la estructura, consideramos que no es del todo adecuado el uso de índices de daño para estructuras de pórticos hormigón armado. Tal es el caso del ampliamente utilizado índice de daño de Park y Ang, que no toman en cuenta la participación de los elementos no estructurales que proporcionan una disipación de energía por daño importante.

Para modelar los muros de mampostería se siguió el enfoque propuesto por Panagiotakos y Fardis (1996) que emplea puntales diagonales equivalentes. Este modelo fue previamente calibrado para muros de mampostería de relleno de similares características a las del edificio de La Viña (Uva et al., 2012). Este tipo de modelo presentó buenos resultados y resultó más simple su implementación que, por ejemplo, el uso de rótulas plásticas tipo fibras, que no toman en cuenta la falla por corte del muro de mampostería, y que otros modelos de puntales equivalentes como el propuesto por Crisafulli (1997) que, en nuestro caso, no fue posible implementar debido a problemas numéricos generados por inestabilidad fuera del plano utilizando el programa Ruaumoko 3D (Carr, 2007). De igual manera, El autor sugiere el uso de modelos simplificados de muros de mampostería para el análisis estructural de estructuras compuestas.

Otro punto importante es la orientación de los ejes principales de la estructura. Esta fue considerada para la definición de las acciones sísmicas ya que, por las características del sismo, la direccionalidad influye en el daño esperado.

Al realizar el análisis modal del modelo estructural, se encontró congruencia con los modos obtenidos en la campaña de medición del edificio y con las diversas expresiones que existen en la literatura para estimar periodos fundamentales de edificios con características similares.

Se obtuvieron las curvas de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no lineal o *pushover analysis* y mediante Análisis Dinámico Incremental o *Incremental Dynamic Analysis (IDA)*; este último es el tipo de análisis estructural que se considera más realista.

Se estudió el incremento del periodo fundamental de la estructura ante los distintos niveles de daño. En el caso del PA, los periodos se obtuvieron a partir del espectro de capacidad en formato $Sd - T$, mientras que los periodos de la curva de capacidad dinámica fueron resultado de una serie de análisis modales usando las matrices de rigidez extraídas al final de cada etapa del análisis dinámico incremental (IDA).

Al comparar estos resultados, se encontró consistencia entre las curvas de capacidad estática y dinámica ante demandas de desplazamiento bajas y medias. Esto sugiere que la curva de capacidad estática puede ser útil para estimar la relación del incremento de periodo con el daño, ante demandas de desplazamiento que producen daño leves y moderados, es decir, reparables. Sin embargo, ante demandas altas, las curvas dejan de parecerse. Algo que podría deberse al uso de la aproximación lineal equivalente para estimar el punto de desempeño.

La fragilidad y el daño esperado de la estructura ante el sismo de Lorca 2011 fueron evaluados por medio del procedimiento propuesto en el proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski 2003) y por el procedimiento propuesto en Pujades et al. (2015). Se mostró que estas curvas pueden representarse también en términos del incremento del periodo estructural.

Se propuso también un nuevo modelo de daño que permite describir por separado el daño estructural, de los pórticos de hormigón armado, y no estructural, de los muros de mampostería. De esta manera, se puede tener un mejor entendimiento del daño en cada uno de los sistemas, de la capacidad real de la estructura y de los costes de reparación asociados.

8.1.1 Contribución de elementos no-estructurales

Después de una catástrofe sísmica, los costos de reparación de los elementos no estructurales pueden llegar a ser muy elevados y provocar que las estructuras queden inoperables durante largos periodos de tiempo. Un ejemplo de ello es el caso del terremoto de Northridge en 1994, donde el costo de reparación de elementos no estructurales ascendió a billones de dólares, únicamente contando los edificios esenciales como estaciones de policía, bomberos, subestaciones eléctricas y hospitales (FEMA, 2005). Otro ejemplo, el terremoto de L'Aquila en 2009, causó pérdidas millonarias por daños no estructurales en edificios industriales (EEFIT, 2009).

En los últimos años, el uso de muros de relleno de mampostería ha cambiado a lo largo de Europa debido al mayor interés en la eficiencia térmica y acústica. La búsqueda de la rotura de puentes térmicos en los muros de relleno mejora la eficiencia de las edificaciones, pero puede provocar un incremento en la vulnerabilidad sísmica por la falta de un comportamiento adecuado, tanto de los propios muros como del sistema muro-estructura, al someterse a acciones sísmicas (Vicente et al., 2012).

Los elementos no estructurales, al prescindir de un diseño sísmico y detallado adecuados, resultan especialmente vulnerables ante sismos. Por este motivo, se presentan daños importantes en estos elementos aún bajo demandas sísmicas leves o moderadas. Lo anterior puede generar que los edificios de pórticos de hormigón armado sufran daños importantes ante demandas bajas, comprometiendo la integridad de los usuarios, provocando evacuación inmediata y limitando el uso de la estructura.

El caso de estudio de este trabajo corresponde a un edificio de pórticos de hormigón armado con muros de mampostería de relleno. Generalmente los muros se considerarían, en nuestra opinión, de manera inapropiada como elementos no-

estructurales en este tipo de estructuras. Los muros de mampostería, al estar conectados a los marcos de hormigón armado, aportan rigidez y resistencia considerable. Por lo tanto, consideramos necesario tener en cuenta la participación de dichos elementos en el análisis y modelado de esta tipología estructural. Por la misma razón, el uso de índices de daño para estructuras de hormigón armado generó resultados poco realistas por lo que propusimos un nuevo índice de daño más adecuado para esta tipología.

Se observó que, en el caso de estudio, el daño en elementos estructurales comienza a aparecer una vez que se presenta daño no-estructural moderado-severo. Este comportamiento podría ocasionar que una estructura que sea irreparable por la extensión del daño no-estructural genere, por ejemplo, un índice de daño de Park y Ang (1985) erróneamente bajo y que, aparentemente, indique la posibilidad de reparar, situación que puede tener consecuencias graves.

Finalmente, podemos concluir que los muros de relleno de mampostería, cuando se encuentran conectados con los elementos estructurales, cambian significativamente el comportamiento de las edificaciones. Este cambio puede resultar beneficioso en algunos casos, pero puede generar daños inesperados e, inclusive, el colapso en otros ya que es posible generar mecanismos de falla indeseables (columnas cortas o planta baja débil, por ejemplo). Por esta razón, consideramos que la contribución de los elementos no estructurales debe de ser considerada en el comportamiento sísmico, ya sea en evaluaciones estructurales, durante el diseño de nuevas edificaciones o en el reforzamiento de las mismas. Cabe mencionar que lo anterior es aplicable a zonas con sismicidad baja y moderada, en donde las estructuras no siguen criterios rigurosos de diseño sismoresistente.

Por otro lado, para establecer un indicador de daño que permita determinar el grado de daño de una estructura, y con ello poder determinar la ocupación inmediata o la posibilidad de reparación después de una catástrofe, la consideración de todos los elementos que contribuyan a dar rigidez y resistencia a la estructura resulta esencial.

8.1.2 Periodos y formas modales

La comparación de los resultados del análisis modal mostró resultados congruentes con los modos identificados a partir de las mediciones de vibración ambiental de la estructura. Se observó que las formas modales del modelo numérico son semejantes a las identificadas con la red de acelerómetros. Esto, a pesar de que los modos identificados con la campaña de medición, corresponden a la estructura dañada y, por lo tanto, presentan períodos mayores.

La ligera diferencia en las formas modales medidas y obtenidas del modelo, así como el mayor efecto de rotación identificado en la estructura dañada, podría deberse al daño y/o a la interacción con el edificio adyacente. En este sentido, sería interesante investigar el efecto de estos factores en los periodos y formas modales.

8.1.3 Capacidad

Al comparar las curvas de capacidad estática y dinámica, mediante el análisis *pushover* y el IDA, respectivamente, se puede apreciar coherencia entre los resultados, especialmente ante desplazamientos bajos donde se consiguen virtualmente los mismos valores.

Por lo tanto, el análisis *pushover*, puede ser de utilidad para el estudio de la capacidad estructuras compuestas o híbridas como la estudiada en este trabajo, a pesar de ser un análisis simplificado y menos realista que el análisis dinámico.

8.1.4 Incremento del periodo con el daño

Al estudiar la evolución del periodo fundamental con el daño de la estructura se obtienen resultados relevantes que sugieren que el análisis *pushover* puede ser utilizado para tal fin, de forma simplificada. Se obtuvieron resultados similares entre las relaciones daño-periodo obtenidas por medio de los análisis *pushover* e IDA. Ante demandas de desplazamiento bajas, ambos análisis arrojan virtualmente los mismos resultados. Cabe mencionar que estas demandas de ductilidad bajas corresponden al

rango de especial interés para este trabajo, donde se considera que las estructuras tienen posibilidad de reparación.

En este sentido, el uso de la curva de capacidad para la estimación del periodo no solo por su simplicidad, sino también por la existencia de diversos métodos que permiten estimar curvas de capacidad y el periodo fundamental de las estructuras de forma simplificada (FEMA-NIBS, 2003; Milutinovic y Trendafiloski, 2003, por ejemplo). Esto resulta conveniente ya que, para evaluar el daño utilizando como indicador el periodo fundamental, es imprescindible conocer tanto el periodo de la estructura sana, como la capacidad y el desempeño ante distintas demandas.

Por otro lado, ante demandas de ductilidad elevadas, el análisis *pushover* genera un incremento de periodo fundamental mayor en comparación de los obtenidos con análisis dinámico, lo que sugiere que con este tipo de análisis se obtienen resultados conservadores ante demandas de desplazamiento altas. Lo anterior es congruente con otros estudios donde se encuentra una sobreestimación del daño ante demandas altas de desplazamiento, al utilizar análisis *pushover* en comparación con IDA (Gonzalez-Drigo et al., 2017).

8.1.5 Fragilidad y daño esperado

Los resultados de las curvas de fragilidad y daño esperado, estimadas por medio de las propuestas del Risk-UE y de Pujades et al. (2015) arrojan resultados similares. Estos resultados son congruentes también con el daño observado de los muros de mampostería, los cuales son generalmente considerados como elementos no-estructurales. Sin embargo, tanto en el modelo estructural como el reportado de la inspección visual de la estructura dañada, el daño de los pórticos de hormigón armado resulta considerablemente menor. Esto sugiere que, en este tipo de estructuras donde los elementos no-estructurales aportan resistencia y rigidez, los métodos tradicionales pueden llegar a ser conservadores, en especial si se desea estudiar la capacidad real de la estructura y/o la seguridad ante colapso.

Las curvas de fragilidad pueden ser definidas en términos del incremento de periodo estructural como parámetro de demanda. Esta representación resulta

conveniente para estimar la probabilidad de que una tipología estructural iguale o exceda un determinado estado de daño en función del incremento de su periodo fundamental.

Finalmente, la propuesta del nuevo índice de daño se obtiene fácilmente del modelo computacional y permite separar las contribuciones al daño global, del daño estructural y no-estructural, con lo que se puede tener un mejor entendimiento de la progresión del daño en la estructura.

8.2 Sobre el análisis modal operacional

El análisis modal operacional (Operational Modal Analysis, OMA) trata de obtener conocimiento sobre la respuesta dinámica de las estructuras, la cual puede ser descrita mediante frecuencias naturales, amortiguamiento y formas modales. Para obtener estos parámetros es necesario medir la respuesta ante una excitación.

Se mostraron ejemplos prácticos de la medición de la respuesta estructural ante vibración ambiental de estructuras con distintas características y por medio de dos técnicas diferentes: mediante acelerómetros ubicados en la cubierta de las estructuras y mediante mediciones remotas usando un equipo RAR con el fin de validar el uso de este último dispositivo para realizar OMA.

Además, se utilizó como caso de estudio un edificio de viviendas de hormigón armado de cinco pisos, el cual sufrió daños severos durante el terremoto del 11 de mayo de 2011 en Lorca (España).

La respuesta vibratoria del edificio a ruido ambiental fue medida utilizando dos tipos de instrumentos: acelerómetros y RAR. Las propiedades dinámicas del edificio se estimaron primero tomando medidas de aceleración mediante una red de 10 acelerómetros de alta precisión instalados en la cubierta del edificio. Posteriormente, se analizaron las medidas de desplazamiento, registradas con el dispositivo RAR apuntando a una esquina del edificio.

Se estudió la capacidad y las limitaciones de las mediciones con acelerómetros y RAR para lidiar con las frecuencias fundamentales y los modos de vibración de la estructura. Para identificar las frecuencias y modos fundamentales del edificio de La

Viña, fue necesario no solo encontrar las frecuencias naturales mediante la técnica de PPM, sino también aislar y estudiar los movimientos asociados a cada una de las frecuencias seleccionadas. Esto es necesario para indagar si las frecuencias naturales corresponden al movimiento de la estructura y no a un elemento aislado o externo, lo que podría inducir picos de alta energía en la PSD. El aislamiento de estas dos frecuencias para todos los sensores de aceleración nos ha permitido representar los movimientos de partículas correspondientes a cada frecuencia en diferentes sitios de la cubierta de la estructura. Este análisis permitió vincular el movimiento registrado y los modos de vibración.

8.2.1 El análisis y tratamiento de señales temporales

En este trabajo se mostraron los conceptos básicos para el análisis y tratamiento de señales temporales. Se introdujo al análisis de Fourier como punto de partida para el estudio de señales temporales en el dominio de la frecuencia. En este sentido, la PSD es la forma más adecuada para identificar las frecuencias presentes en las series temporales. La PSD se define, matemáticamente, como la transformada discreta de Fourier (DFT) de la función de auto-correlación de la señal.

En relación con la estimación de la PSD, se utilizó el método de Welch (1967), el cual permite reducir la varianza de la estimación y el llamado manchado espectral, algo deseable para mejorar la identificación de las frecuencias naturales.

Se mostró también el espectrograma como herramienta de análisis de señales en el dominio combinado del tiempo-frecuencia, que nos permite identificar los armónicos que persisten en toda la duración del registro y la presencia de señales transitorias que pueden generar picos no deseados en las densidades espectrales de potencia. En este sentido, se destacó la importancia de la duración y del intervalo de muestreo de la señal para obtener la resolución de tiempo y frecuencia adecuadas, así como la cantidad suficiente de muestras para llegar a resultados estadísticamente aceptables.

Posteriormente, se propuso la fusión de datos mediante dos técnicas de análisis multi-señal: la densidad espectral cruzada CPSD y la coherencia múltiple MMSC. Se

mostró cómo estas herramientas nos permiten indagar en el contenido de frecuencias de dos o más señales y estimar la correlación que existe entre ellas. Estas similitudes o relaciones de las propiedades dinámicas lineales entre dos series temporales pueden resultar muy útiles para detectar modos de vibración compartidos entre diferentes sensores o puntos de medición en edificios instrumentados, especialmente cuando las señales presentan un alto contenido de ruido o una SNR baja, lo que dificulta el análisis de la PSD.

Se mostró cómo en edificaciones altas y relativamente flexibles, es posible identificar las primeras frecuencias resonantes por medio de la selección de picos de las PSD; se presentaron picos bastante claros y congruentes entre las medidas de aceleración y desplazamiento.

Por contrario, en el caso del edificio La Viña, el uso de la PSD para identificar las frecuencias fundamentales de la estructura no resultó ventajoso. En este caso fue necesario investigar una manera de aprovechar las múltiples señales de los diferentes Rbin del RAR para generar resultados más confiables. Se mostró que al utilizar las herramientas de análisis multi-señal propuestas, la CPSD y la MMSC, se puede obtener mucho más provecho de las señales con SNR bajas que el que se obtiene directamente de las medidas RAR individuales, correspondientes a estructuras más rígidas.

Lo anterior sugiere un potencial satisfactorio del uso del Radar de Apertura Real para medir remotamente edificios altos sin necesidad de recurrir a técnicas de fisión de datos y análisis multi-señal. No obstante, en estructuras más rígidas, el RAR puede seguir siendo útil para identificar las frecuencias y formas modales, pero usando análisis multi-señal más sofisticados (CPSD y MMSC).

En cuanto a las formas modales, estas fueron identificadas por medio de la técnica de movimiento de partícula de los registros de aceleración (Caselles et al., 2015). Se pudo observar claramente que las frecuencias con PSD altas producen amplitudes mayores en el movimiento de partícula. Esto sugiere que se obtendría una mejor SNR si las mediciones con RAR son hechas en la dirección con mayor desplazamiento, lo cual requeriría un análisis modal previo a las mediciones.

Por otro lado, en esta investigación solo se pudo contar con un único punto de medición con RAR por cada estructura. Sin embargo, sería ideal realizar múltiples mediciones sincronizadas para estudiar el movimiento armónico de los modos de vibrar en diferentes puntos de las estructuras y poder realizar fusión de datos. Con ello se podría generar un modelo bi- o tri-dimensional de la forma de vibrar de la estructura, análogamente a como se muestra en el capítulo 7 de este trabajo en el que se utilizaron acelerómetros.

Finalmente, podemos concluir que la calidad de los resultados mostrados en estructuras altas y flexibles puede atribuirse a la relativamente alta amplitud del movimiento registrado asociado en estas. En este sentido, la amplitud de la aceleración y del desplazamiento son lo suficientemente grandes para destacar del ruido ambiental que contiene el registro. Por otro lado, si la amplitud del ruido ambiental registrado fuera cercana o mayor a la del movimiento de la estructura, el análisis de la señal por medio de la PSD se vuelve complejo. Esto se mostró con el caso de estudio del edificio de La Viña, cuyos desplazamientos producidos por las vibraciones ambientales apenas son perceptibles por el RAR y fueron requeridas las técnicas de análisis multi-señal.

8.3 Comparación observacional-computacional

Al comparar los resultados obtenidos del monitoreo remoto e in situ con los del modelo estructural numérico se observa que son consistentes. Se obtienen prácticamente las mismas frecuencias naturales, correspondientes a los 2 primeros modos de vibrar, con ambas técnicas. Sin embargo, no fue posible detectar modos de vibración superiores mediante la técnica remota.

Comparando las propiedades modales identificadas con la red de acelerómetros y con el modelo numérico de la estructura dañada, se observan frecuencias y formas modales similares. Para obtener estos resultados con el modelo numérico resultó imprescindible su calibración. En este caso al tratarse de una estructura dañada, fue necesario considerar el daño por medio de una degradación importante en la rigidez de los muros no-estructurales.

Comparando el modelo numérico de la estructura no dañada con el modelo de la estructura dañada, no se observan cambios considerables en las formas modales de los 3 primeros modos de vibrar, únicamente se observa el incremento en los periodos de dichos modos.

8.4 Sobre la de detección de daño y estimación del costo de reparación a partir de medidas remotas

El monitoreo de la salud estructural o *Structural health monitoring* (SHM) se refiere al proceso de implementación de una estrategia de detección de daño en estructuras. Estos métodos, en general, se basan en la comparación de distintos indicadores de daño con un estado de referencia inicial y la propuesta aquí presentada no es la excepción. Por otro lado, los métodos de SHM se dividen en 2 grandes grupos: Globales o locales. Los globales determinan la presencia de daño en la estructura en general mientras que los locales son utilizados para encontrar daño en elementos de la estructura.

En este sentido, en principio, y con base en las aplicaciones aquí implementadas, puede descartarse el uso del RAR para la detección de daño local. Como se mencionó anteriormente, los daños locales producen cambios principalmente en los modos superiores de vibrar, es decir, de frecuencias altas; el RAR, al día de hoy, está físicamente limitado a la medición de frecuencias relativamente bajas. Sin embargo, consideramos que el RAR puede ser una excelente herramienta para la detección de daño global en un gran número de estructuras si tomamos en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Es necesario conocer el periodo fundamental de la estructura sana.
2. Se debe establecer un modelo de daño, en función del periodo fundamental, que sea adecuado para cada tipo de estructura.
3. Esta técnica, como cualquier otra, cuenta con deficiencias y restricciones por lo que no puede utilizarse en todos los casos.

La primera cuestión puede ser resuelta midiendo el periodo fundamental de las estructuras en su estado de servicio y sin daño. Como se menciona anteriormente, es posible hacerlo de forma remota en un gran número de estructuras, lo cual simplificaría enormemente la tarea.

La segunda cuestión requiere el estudio de la evolución del daño estructural en función del periodo fundamental. Como mostramos en este trabajo, dicho estudio puede hacerse de manera relativamente simplificada a través del análisis *pushover* llegando a resultados similares a los obtenidos utilizando análisis estructurales más complejos y computacionalmente costosos.

En cuanto a la tercera cuestión, es importante conocer los límites de la técnica de medición remota con RAR y del propio aparato. Además, es importante destacar que, aunque se pueda obtener una estimación del daño con buena confiabilidad, los resultados deben ser siempre analizados e interpretados por un profesional. El criterio experto es esencial y debe prevalecer sobre cualquier resultado. La metodología propuesta únicamente pretende dotar a los profesionales con una herramienta objetiva que agilice y facilite la toma de decisiones.

Por otro lado, se mostró la posibilidad de la estimación del costo de reparación de una estructura dañada utilizando medidas de periodo fundamental y relaciones empíricas de daño-costo de reparación. Los parámetros necesarios para estimar la pérdida económica por degradación y reparación de las edificaciones son (Lantada (2007):

- a) El costo de reparación o reposición de la unidad de área dañada (€/m^2)
- b) El área del edificio que se debe reparar o reponer
- c) El grado o estado de daño de la estructura

Por lo tanto, es necesario obtener una relación entre el estado o grado de daño y el costo de reparación para el tipo de estructura que se esté analizando, algo que se

propone como línea de investigación futura ya que queda fuera de los límites y objetivos de este trabajo.

Esta función de daño debe ser adecuada para cada tipo de estructura y, para poder establecer una relación entre el daño y el costo de reparación, es necesario contar también con una estimación del costo unitario de demolición y reconstrucción para el tipo de estructura y para la región donde se encuentre. En este sentido, es aceptable considerar que el costo de reparación sea el mismo para todos los edificios típicos de viviendas (Lantada, 2007), ya que los materiales, procedimientos y mano de obra, en la actualidad, tienen costos muy similares. Esto sugiere que las expresiones utilizadas en este trabajo puedan ser útiles para la evaluación de costes de estructuras residenciales de edificación en España.

Finalmente, en la Figura 8-1 se presenta un diagrama de flujo que resume la metodología propuesta en este trabajo. Podemos concluir que, pese a las limitaciones tanto de la técnica de medición remota como de la actual tecnología RAR, la metodología aquí propuesta puede servir como una primera aproximación al problema de estimación rápida de daño estructural y costo de reparación, proporcionando una herramienta que pueda ayudar a los evaluadores de estructuras para tomar decisiones más rápidas y menos subjetivas después de una catástrofe sísmica o incluso en evaluaciones estructurales a lo largo de la vida útil de las edificaciones.

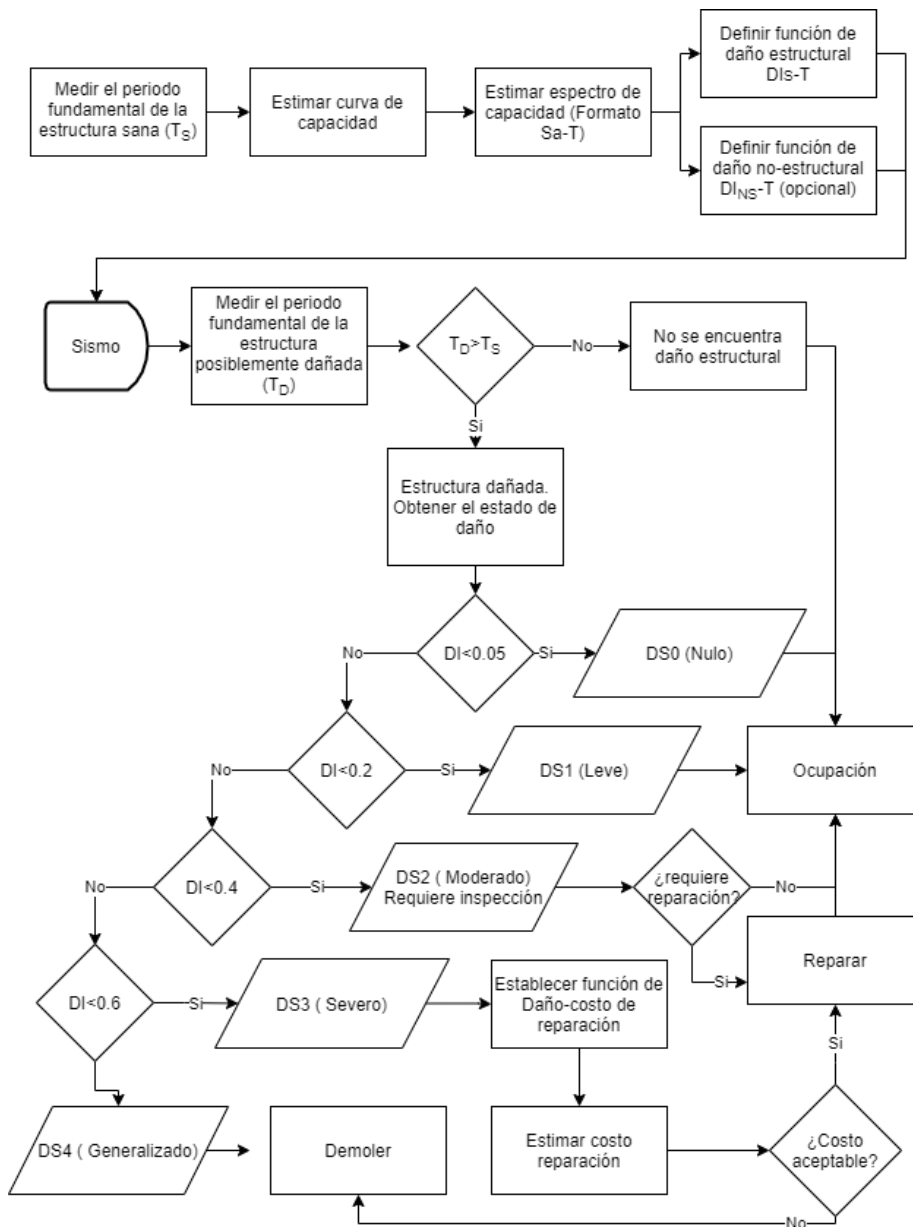


Figura 8-1. Metodología propuesta para la estimación de daño y costo de reparación a partir de la medición remota del periodo fundamental.

8.5 Ventajas y limitaciones

En cuanto a las técnicas y herramientas utilizadas en este trabajo, cada una cuenta con características que las hacen útiles para ciertas aplicaciones; sin embargo, también presentan inconvenientes que limitan su uso. A continuación, se presentan sus principales ventajas y limitaciones.

8.5.1 Del análisis computacional

La principal ventaja del análisis computacional es que no se necesita ningún equipo experimental. El modelo de una estructura se puede desarrollar y calibrar previo a tener la necesidad de una evaluación. El análisis numérico es relativamente fácil de realizar y los programas de computadora se encuentran en continuo desarrollo. Actualmente se pueden generar modelos que reproduzcan de manera fiable el comportamiento no-lineal de las estructuras.

Las limitaciones de los modelos estructurales radican en que estos son idealizaciones o simplificaciones de la realidad, por lo que conviene contrastar los datos obtenidos de ellos con datos reales, que son irremplazables. Por más complejos que sean los modelos, no se pueden incorporar todas las variables y se pueden obviar detalles y/o resultados importantes. Además, muchas veces los modelos complejos dejan de ser representativos de la realidad, al acumular incertidumbres. En este sentido, los modelos numéricos más simplificados pueden llegar a ser más adecuados y generar resultados más confiables, en especial al calibrarlos con datos reales, ya que esto disminuye considerablemente la incertidumbre asociada al modelo.

8.5.2 De las medidas de aceleración desde el interior del edificio

Una clara ventaja de las mediciones en el interior del edificio es que nos aseguran que lo que se esté midiendo es lo que está en contacto con los sensores, en este caso, la estructura objeto de estudio. Esto permite también que se pueda tener una mayor precisión y calidad de los datos obtenidos. Estos sensores están en continuo desarrollo y su uso se ha extendido por lo que su costo es relativamente bajo. Además, su uso

permite calibrar los modelos numéricos con el comportamiento real de puntos de medición específicos que pueden ser seleccionados a conveniencia.

Por otro lado, la principal desventaja de las mediciones in situ es la necesidad de instalación y mantenimiento de estos sensores. Esto puede ser una importante limitación, en particular cuando se trata de una estructura dañada a la que frecuentemente no es aconsejable o incluso no es posible acceder, ya que involucra un riesgo para las personas encargadas de la instalación y mediciones. Una alternativa sería tener un monitoreo continuo o permanente; sin embargo, el costo y la complejidad asociados restringe a que solo sea factible en un número limitado de estructuras, generalmente importantes.

8.5.3 De las medidas desde el exterior

La principal ventaja de este tipo de medidas es que no se necesita acceder a la estructura para realizarlas. Además, no se requiere preparación previa, instalación o permiso de acceso a la estructura por lo que pueden agilizarse las mediciones. Esto permite que se puedan medir gran número de estructuras en relativamente poco tiempo, en comparación con los métodos in situ.

Se ha mostrado que mediciones remotas pueden ser aplicadas para estimar los parámetros modales en una amplia gama de estructuras, no solo altas y flexibles, sino también en edificios convencionales de mediana altura, como el estudiado en este trabajo. Con ello, surge la posibilidad de detectar daño en estructuras de edificación de forma remota, una ventaja fundamental cuando se desean evaluar estructuras que tienen riesgo de colapso.

Este tipo de medidas no se recomienda para realizar monitoreo continuo o durante sismos ya que el movimiento de la base puede afectar directamente las mediciones. También su uso está limitado a estructuras cuya ubicación y entorno permitan tener una clara visión de la estructura desde el punto de medición. Cualquier objeto entre el dispositivo y la estructura a medir puede comprometer los resultados. Además, los objetos que no pertenecen a la estructura pero que están conectados a la misma y que se encuentren en la superficie de medición, *i.e.* ventanas, persianas o

fachadas aparentes, pueden contaminar las señales y dificultar la obtención de resultados fiables en este tipo de medidas.

Por otro lado, únicamente se pueden realizar mediciones en la proyección de LOS (*Line Of Sight*) del aparato. De requerirse mediciones en más de una dirección se necesitarían múltiples medidas y/o múltiples aparatos registrando simultáneamente.

8.5.4 De la tecnología RAR

Este tipo de aparatos tiene la ventaja de poder proporcionar información valiosa de la estructura en estudio de manera global. Obviamente, esto tiene como inconveniente que no sea posible localizar con precisión el punto de la estructura que es medido por cada Rbin. Debido a que todos los puntos que se encuentren dentro de la celda de resolución del Rbin contribuyen en la medición, las señales temporales de desplazamiento contienen mucha información innecesaria que puede esconder las señales provenientes de la estructura, dificultando su análisis.

Por otro lado, a pesar de tener una alta precisión, y debido a los desplazamientos asociados a este tipo de medidas dinámicas, ésta puede ser insuficiente para obtener resultados tan claros como los que pueden proporcionar sensores que se encuentran en contacto con la estructura, sobre todo en estructuras rígidas. Esta limitación no se presenta en puentes, chimeneas, torres y edificios altos que son más flexibles y cuya vibración implica mayores desplazamientos y frecuencias más bajas.

Las vibraciones del propio aparato y del suelo sobre el que se está midiendo también son reflejadas en las series temporales obtenidas por lo que es necesario tenerlas en cuenta a la hora de procesar los datos. Esto deja de ser un problema en modelos más recientes de RAR donde se incorporan acelerómetros dentro del mismo aparato y software de control más desarrollado que permite reducir la influencia de estas vibraciones en las mediciones.

Cabe destacar que esta es una tecnología relativamente reciente, más aún en el ámbito de la ingeniería. El RAR aún continúa en desarrollo por lo que se esperan mejoras en la precisión y resolución del aparato. En la actualidad, los modelos más avanzados de RAR incorporan sensores en el aparato que permiten filtrar el

movimiento del propio aparato. Además, aún se requiere de más investigación en lo referente al tratamiento de datos e interpretación de resultados. Pese a todo ello, la investigación aquí realizada, pone de manifiesto que la tecnología RAR, ofrece ya resultados prometedores por lo que se reconoce como una herramienta valiosa para la evaluación de estructuras. En especial sirviendo como una alternativa viable en aquellos casos donde el uso de técnicas de contacto esté restringido.

Para estimar las frecuencias resonantes de estructuras bajas y rígidas con este tipo de mediciones remotas basadas en desplazamiento, resultó necesario optimizar la capacidad y la resolución de los métodos en el dominio de la frecuencia, aprovechando las múltiples mediciones sincronizadas que el RAR puede realizar. Los resultados mostraron que el uso de fusión de datos y diferentes técnicas multi-señal, como el MMSC y el CPSD, mejora la identificación de las frecuencias fundamentales.

Con todo, y a pesar de las limitaciones del uso de RAR en edificios de mediana altura, debidas a la sensibilidad al ruido ambiental y a la baja amplitud de desplazamiento, para esta tipología estructural, ha sido posible identificar, al menos la frecuencia fundamental de la estructura mediante teledetección con RAR. La frecuencia fundamental de la estructura dañada estudiada también es consistente con las estimaciones realizadas por fórmulas empíricas.

La técnica RAR presenta una clara ventaja sobre los métodos tradicionales al no requerir contacto con la estructura. Por otro lado, es posible relacionar el daño estructural en edificios convencionales con el cambio de frecuencia fundamental, que se puede monitorear con precisión utilizando la teledetección con RAR. La posibilidad de evaluar de forma simplificada y remota los daños estructurales y no estructurales en los edificios resulta especialmente útil después de un fuerte terremoto. El método para la estimación de daño y costo de reparación presentado, es un ejemplo del potencial de las mediciones de periodos mediante técnicas sin contacto. Sin embargo, más investigación es necesaria en este aspecto para verificar la precisión de las evaluaciones y las limitaciones que aún tienen estos métodos, sobre todo en construcciones con altas frecuencias de vibración, cuyos valores típicos varían entre

3 y 10 Hz y, por consiguiente, los desplazamientos asociados son muy bajos, del orden de algunas micras.

8.6 Recomendaciones

Las distintas estrategias de detección de daño en SHM en la actualidad se basan en la comparación de dos estados distintos de la estructura: el estado sano y el dañado. Es conocido y aceptado que el daño causa cambios en las frecuencias naturales, pero también es importante tener en mente que no todos los cambios en frecuencias naturales son producidos por daño. Por lo tanto, es recomendable controlar el nivel de ruido de las mediciones de periodos o frecuencias y de los factores ajenos al daño tales como, por ejemplo, los ambientales, que puedan tener influencia en la estimación de las propiedades modales de la estructura.

Una selección correcta de los sensores a utilizar, así como la determinación de su ubicación en la estructura es también fundamental y permite realizar los análisis de forma óptima. Los avances tecnológicos generan sensores con mayor precisión, de forma que incluso permiten medidas remotas, lo cual elimina la necesidad de acceder al edificio. Además, las nuevas tecnologías de análisis estructural y software disponible permiten desarrollar modelos cada vez más sofisticado, que pueden refinarse aún más mediante la calibración con medidas reales.

Uno de las principales limitantes del SHM es que, frecuentemente, el daño es un fenómeno local y la respuesta estructural al daño local es capturada principalmente por los modos de alta frecuencia de vibración, los cuales son muy difíciles de medir y más aún de interpretar. Por otro lado, los modos de frecuencias bajas, relativamente fáciles de medir e interpretar, reflejan el comportamiento global de la estructura, aunque son menos sensibles a los cambios de rigidez locales debidos a los daños focalizados.

Para evaluar de forma viable la integridad estructural en edificios usando medidas de vibración, es conveniente un método que se base únicamente en el estudio de los primeros modos de vibración y el uso de modelos simplificados de la estructura. Sin embargo, el conocimiento del estado real de la estructura no está exento de

incertidumbres epistémicas. Por esta razón, se debe tener extremo cuidado a la hora de analizar e interpretar los datos, así como los resultados que de ellos se derivan, por lo que el criterio experto nunca puede dejar de ser esencial.

Como mencionamos anteriormente, los resultados del análisis estático no lineal muestran buena correspondencia con los obtenidos del IDA, en especial para demanda de desplazamientos bajos, los cuales corresponden al rango donde se encuentran los límites de reparabilidad y prevención de colapso. La congruencia entre los resultados de los análisis estáticos y dinámicos también se observa en la relación del incremento de periodo con el daño. Estos resultados sugieren que el análisis *pushover* es un procedimiento muy útil, y relativamente sencillo, si se desea estimar el daño con mediciones remotas de periodo fundamental.

En términos generales se recomienda contar con una estimación a priori de los modos de vibrar de la estructura mediante modelos numéricos. La instalación de los sensores debe realizarse en los puntos donde se estime que los modos de vibrar de interés tengan los mayores desplazamientos modales. De esta manera, es posible reducir el error de la estimación con un menor número de sensores (Papadimitriou y Lombaert, 2012)

En la actualidad, las evaluaciones post-sísmicas se basan fundamentalmente en inspecciones visuales. Por este motivo, las guías y criterios de evaluación suelen ser básicas y simples para que puedan ser usadas por profesionales y/o técnicos que no tengan conocimientos profundos sobre el comportamiento dinámico y, en particular sísmico, de estructuras. Contar con una herramienta de SHM para evaluar de forma rápida, simplificada y objetiva el daño estructural, resulta de gran ayuda para esta tarea.

Por otro lado, en el caso de edificios severamente dañados, las técnicas de medición remota permiten la detección de daño global sin necesidad de acceder a entornos de alto riesgo.

9 Líneas de investigación futuras.

Con este trabajo se ha contribuido al SHM utilizando herramientas novedosas de medición remota. Sin embargo, esta línea de investigación ha sido muy poco estudiada, en especial en el ámbito de estructuras comunes, e impropriadamente consideradas como de poca importancia. Con el avance de la tecnología, es posible que, en un futuro próximo, las herramientas de medición remota, como el RAR, permitan cambiar e incluso puedan sustituir por completo la metodología actual de evaluación post-sísmica, cuya base son las inspecciones visuales. Esto no solo mitigaría los costes económicos, sino también los costes sociales expresados en vidas humanas. Por este motivo, se proponen los siguientes temas relacionados con este trabajo, como posibles líneas de investigación futuras.

9.1 Estudiar el problema desde un punto de vista probabilístico

Por el carácter aleatorio asociado a las propiedades físicas de las estructuras civiles, resulta obvio que diferentes edificios puedan sufrir daños distintos ante una misma demanda sísmica. De igual forma, ante un mismo nivel de daño, estructuras similares pueden generar diferentes cambios en sus propiedades dinámicas. Por este motivo, asumir valores deterministas no es lo ideal. Una herramienta de detección de daño debería de enfocarse en determinar la probabilidad de que la estructura se encuentre en un cierto nivel de daño, en vez de establecer de forma determinista un nivel de daño en concreto.

Para lograr esto, sería necesario estudiar la relación del daño con el periodo desde un punto de vista probabilista. La variabilidad tanto de las propiedades físicas de las estructuras, como de las condiciones ambientales que puedan afectar a la determinación de los periodos fundamentales, en nuestro caso, debería de tomarse en cuenta para poder incluir estadísticas y valores de confianza en la estimación. Para ello, es necesario estudiar con más detalle las fuentes de incertidumbre que afectan las medidas y el modelo, entre las que se encuentran las siguientes:

- Incertidumbres en la medición resultantes de la precisión del sensor

- Incertidumbre en el modelo para estimar la frecuencia fundamental:
 - Módulo de Young del Hormigón
 - Módulo de Young de la mampostería
 - Resistencia a compresión del hormigón
 - Resistencia a tracción del acero
- Incertidumbre en la definición de los estados de daño resultantes de la subjetividad en las inspecciones y de las definiciones de los límites de daño
- Incertidumbres en el modelo de daño
- Variabilidad de las condiciones ambientales:
 - Temperatura
 - Humedad
 - Ocupación / utilización de la estructura
 - Horario

Con lo anterior, podría estudiarse la confiabilidad del cambio de periodo como medida de daño y del RAR como técnica de medición remota de periodos fundamentales.

9.2 Validar la técnica de RAR en estructuras con diferentes niveles y tipos de daño

Con los resultados de este trabajo podríamos validar el uso del RAR para medir el periodo fundamental de ciertos tipos de estructuras en particular. Sin embargo, resultaría muy útil poder determinar con exactitud cuáles son las demás tipologías estructurales en las que este dispositivo resulta adecuado. A priori, sabemos que el equipo e instrumental RAR utilizado en este trabajo deja de ser ventajoso en estructuras rígidas. Indagar sobre el límite de los nuevos dispositivos RAR, que cuentan con mejoras sustanciales en cuanto a la eliminación del ruido ambiental,

ayudaría a establecer, con mayor precisión cuáles son las capacidades actuales de esta tecnología y su potencial uso en diversas edificaciones.

9.3 Uso de técnicas modernas de fusión de datos en mediciones sincronizadas de RAR

Finalmente, se propone continuar con el estudio de distintas técnicas de fusión de datos, para analizar las múltiples mediciones sincronizadas que permite el RAR. La fusión de datos es utilizada en diversos ámbitos de la ciencia y de las ingenierías, pero no es del conocimiento del autor que sea haya empleado fusión de datos, fuera de este trabajo, para mejorar las estimaciones de periodos estructurales con dispositivos RAR.

Anexos

Anexo A. Análisis de cargas gravitacionales del edificio La Viña

Tabla A-1. Análisis de cargas muertas.

Cargas muertas	Carga (kg/m^2)	Normativa
Pavimentos y relleno de piso	80	MV-101-1962 T.2.5/C
Pavimentos y relleno de azotea	100	MV-101-1962 T.2.5/D
Muros divisorios e=5cm	35	MV-101-1962 T.2.5/A
Escaleras	480	MV-101-1962 T.2.1/D

Tabla A-2. Análisis de cargas vivas.

Cargas vivas	Carga (kg/m^2)	Normativa
Habitaciones en viviendas	200	MV-101-1962 T.3.1/B
Azoteas	20	MV-101-1962 T.3.1/B
Escaleras y accesos	300	MV-101-1962 T.3.1/B

Tabla A-3 Combinaciones de cargas gravitacionales añadidas al peso propio.

Cargas totales por gravedad	Carga (kg/m^2)
Muerta (DL)	115
Viva (LL)	200
Sísmica (DL+0.25LL)	165

Anexo B. Especificaciones de vigas y columnas

Tabla B-1. Dimensiones y refuerzo de vigas.

Vigas	Dimensiones	Acero inferior	Acero superior
ID	(cm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)
B1	25x22	16	2.54
B2	20x22	12	2.54

Tabla B-2. Dimensiones y refuerzo de columnas.

Columnas	Dimensiones	Acero longitudinal	Acero transversal
ID	(cm)	A_s (mm)	A_v (mm@cm)
C1	25x25	4ø14	ø6@25
C2	30x30	4ø16	ø6@25
C3	30x35	4ø18	ø6@25
C4	35x35	4ø18	ø6@25
C5	35x40	4ø18	ø6@25

Anexo C. Propiedades de los materiales

Tabla C-1. Propiedades consideradas para el hormigón.

Propiedades del concreto	Cantidad	Unidades
Peso específico, γ	23.5	kN/m ³
Masa específica, ρ	2,400	kg/m ³
Módulo de elasticidad, E	19,000	MPa
Módulo de cortante, G	8,333	MPa
Coefficiente de expansión térmica, A	0.0000099	-
Resistencia característica del concreto, f_{ck}	18.6	MPa

Tabla C-2. Propiedades consideradas para el acero de refuerzo.

Propiedades del acero de refuerzo	Cantidad	Unidades
Peso específico, γ	7,850	kN/m ³
Masa específica, ρ	4,200	kg/m ³
Módulo de elasticidad, E	200,000	MPa
Módulo de cortante, G	0.0000117	-
Esfuerzo de fluencia, F_y	420	MPa
Esfuerzo último, F_u	620	MPa
Esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye}	455	MPa
Esfuerzo ultimo esperado, F_{ue}	680	MPa

Tabla C-3. Propiedades consideradas para la mampostería de tabique refractario.

Propiedades de la mampostería	Cantidad	Unidades
Peso específico, γ	11	kN/m ³
Masa específica, ρ	1,100	kg/m ³
Módulo de elasticidad, E	6,041	MPa
Módulo de cortante, G	2,547	MPa
Coefficiente de expansión térmica, A	0.0000081	-
Resistencia nominal a compresión, F_m	8.6	MPa
Resistencia nominal al corte, F_{vm}	0.4	MPa

Anexo D. Detalle de vigas de sección mixta



Figura D-1. Cata en viga de primer nivel. Se muestra la barra de acero longitudinal superior y perfiles transversales de las vigas mixtas.

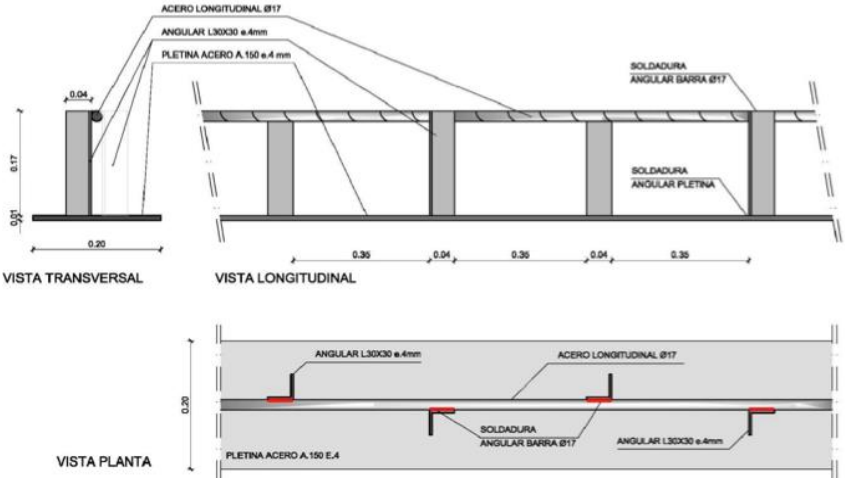


Figura D-2. Plano de detalle de la viga mixta.

Anexo E. Modelo de diagonales equivalentes (Panagiotakos y Fardis, 1996, 1997)

- Rigidez inicial del muro de relleno (sin agrietamiento)

$$K_1 = \frac{G_w t_w l_w}{h_w} \quad (0-1)$$

donde G_w es el módulo de elasticidad al cortante de la mampostería, t_w , l_w y h_w son el espesor, el largo y la altura del panel del muro, respectivamente.

- Fuerza cortante de agrietamiento

$$F_y = f_{tp} t_w l_w \quad (0-2)$$

donde f_{tp} es la resistencia a cortante el muro de mampostería

- Rigidez del muro agrietado

$$K_2 = \frac{E_w b_w t_w}{d_w} \quad (0-3)$$

donde E_w y d_w son el módulo de elasticidad y la longitud de la diagonal

- Fuerza máxima:

$$F_m = 1.30 F_y \quad (0-4)$$

- Rigidez negativa:

$$K_3 = -\alpha_m K_2 \quad (0-5)$$

donde α_m es un parámetro que controla la degradación de rigidez en función de la rigidez de la segunda rama y que puede tomar valores entre 0.005 y 0.1, para este caso de estudio se ha tomado el valor mínimo.

- Fuerza residual: toma valores entre 0 F_y y 0.1 F_y , para este caso de estudio se utilizará 0.1 F_y
- Desplazamiento en el punto de fluencia

$$S_y = \frac{F_y}{K_1} \quad (0-6)$$

- Desplazamiento correspondiente a la Resistencia máxima (F_m)

$$S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_2} \quad (0-7)$$

- Desplazamiento último S_r o S_u , correspondientes a la fuerza residual:

$$S_r = S_m + \frac{F_m - F_r}{K_3} \quad (0-8)$$

Algunos autores como Dolšek y Fajfar (2005 y 2008) proponen el uso de las siguientes modificaciones al modelo, basados en datos experimentales, y que han sido las consideradas en este estudio:

$$F_m = \frac{F_y}{0.6} \quad (0-9)$$

$$S_m = 0.002 l_w \text{ (para muros sin aperturas)} \quad (0-10)$$

$$S_m = 0.001 l_w \text{ (para muros con aperturas)} \quad (0-11)$$

$$\frac{S_r}{S_m} = 5 \quad (0-12)$$

Tabla E-1. Parámetros del modelo constitutivo (fuerza-desplazamiento) de los puntales equivalentes considerados en el caso de estudio.

ID	b_r (m)	b_w (m)	t_w (cm)	F_y (kN)	F_m (kN)	F_u (kN)	S_y (mm)	S_m (mm)	S_u (mm)
M1	1.5-2.5	2	10	66	110	6.6	0.4	3.3	16.5
M2	2.5-3.5	3	10	106	176	10	0.4	5.3	26.5
M3	3.5-4.5	4	10	146	243	14	0.4	7.3	36.5
M4	4.5-5.5	5	10	186	310	18	0.4	9.3	46.5
M5	1.5- 2.5	2	15	99	165	9	0.4	3.3	16.5
M6	2.5-3.5	3	15	159	265	15	0.4	5.3	26.5
M7	3.5-4.5	4	15	219	365	21	0.4	7.3	36.5

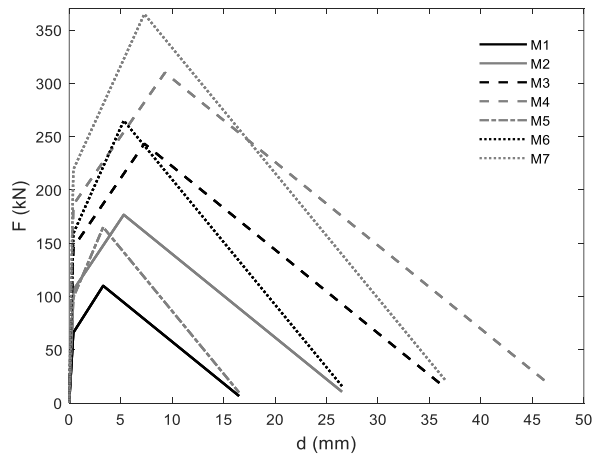


Figura E-1. Modelo constitutivo (fuerza-desplazamiento) de los puntales equivalentes considerados en este estudio.

Anexo F. Reporte de daño del edificio de La Viña

NIVELES	PILARES PROYECTOR INSITU	PATOLOGIA	CUADRO DE COLUMNAS DAÑADAS DEL EDIFICIO LA VIÑA																														No.										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		31	32	33							
PB	Fisuras horizontales en la cabeza Fisuras horizontales en el fuste Fisuras longitudinales en la base Fisuras oblicuas en la cabeza Fisuras oblicuas en el fuste Desconchamientos en los vertices																																										
P1ª	Fisuras horizontales en la cabeza Fisuras horizontales en el fuste Fisuras longitudinales en la base Fisuras oblicuas en la cabeza Fisuras oblicuas en el fuste Desconchamientos en los vertices																																										
P2ª	Fisuras horizontales en la cabeza Fisuras longitudinales en la base Fisuras oblicuas en la cabeza Fisuras oblicuas en el fuste Desconchamientos en los vertices																																										
P3ª	Fisuras horizontales en la cabeza Fisuras horizontales en el fuste Fisuras longitudinales en la base Fisuras oblicuas en la cabeza Fisuras oblicuas en el fuste Desconchamientos en los vertices																																										
P4ª	Fisuras horizontales en la cabeza Fisuras horizontales en el fuste Fisuras longitudinales en la base Fisuras oblicuas en la cabeza Fisuras oblicuas en el fuste Desconchamientos en los vertices																																										

LEVANTAMIENTO DE NIVEL DE DAÑO EN COLUMNAS (INSPECCION VISUAL)

CALIFICACION DE DEFICIENCIA DEL LOGO DE ENSAYO DE ULTRASONIDO



D

Anexo G. Resultados individuales de CPSD para cada combinación de señales

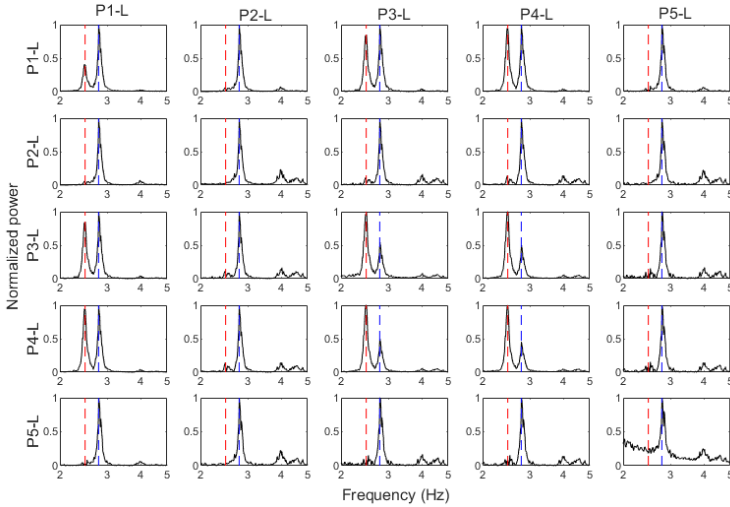


Figura G-1. Matriz de espectros de CPSD de la combinación entre cada una de las señales de la dirección longitudinal. Las filas y columnas representan distintas señales. Las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

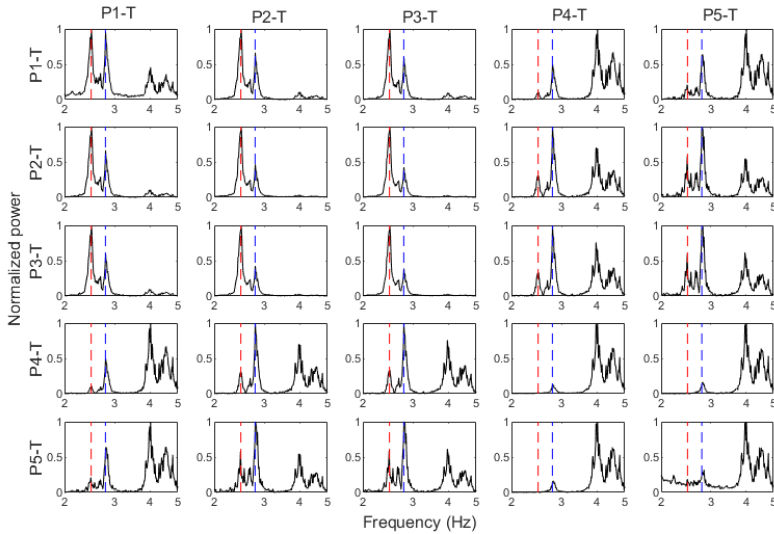


Figura G-2. Matriz de espectros de CPSD de la combinación entre cada una de las señales de la dirección transversal. Las filas y columnas representan distintas señales. Las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Anexo H. Resultados de CPSD media por canal de aceleración

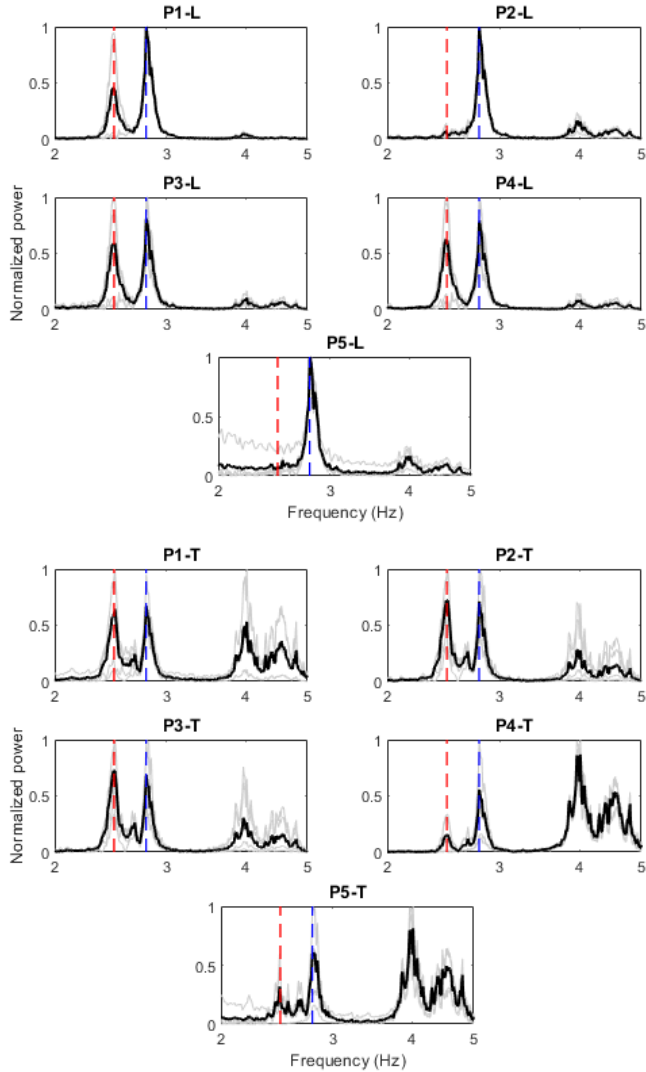


Figura 0-1. Las densidades espectrales de potencia cruzada (CPSD) (líneas grises) de la combinación entre cada una de las señales longitudinales y el resto de las señales en las mismas direcciones. Las líneas negras corresponden al espectro promedio y las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Anexo I. Matriz de MSC entre las combinaciones de señales

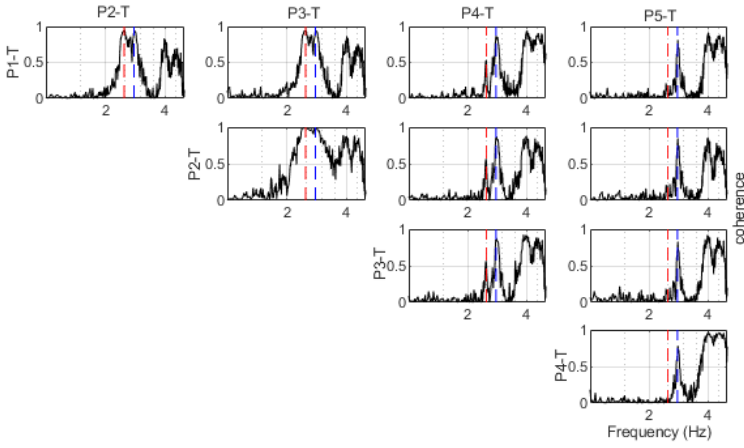


Figura I-1. Matriz de espectros de coherencia entre las distintas combinaciones de señales de la dirección transversal. Las filas y columnas representan distintas señales. Las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

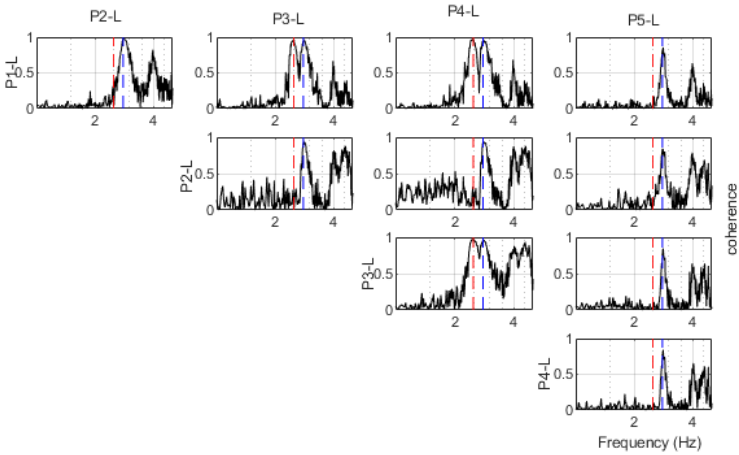


Figura I-2. Matriz de espectros de coherencia entre las distintas combinaciones de señales de la dirección longitudinal. Las filas y columnas representan distintas señales. Las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Anexo J. Resultados de coherencia media por canal de aceleración

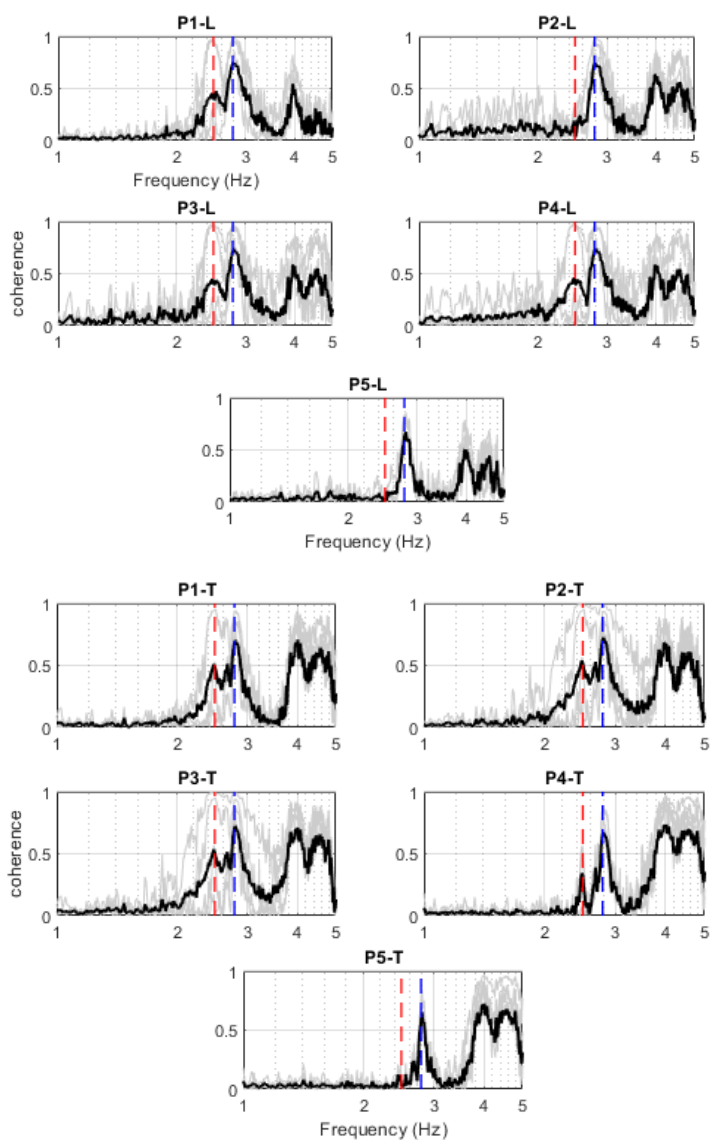


Figura J-1. Los espectros de coherencia (líneas grises) de la combinación entre cada una de las señales y el resto de las señales en las mismas direcciones. Las líneas negras corresponden al espectro promedio y las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Anexo K. Proceso de adquisición de señales RAR

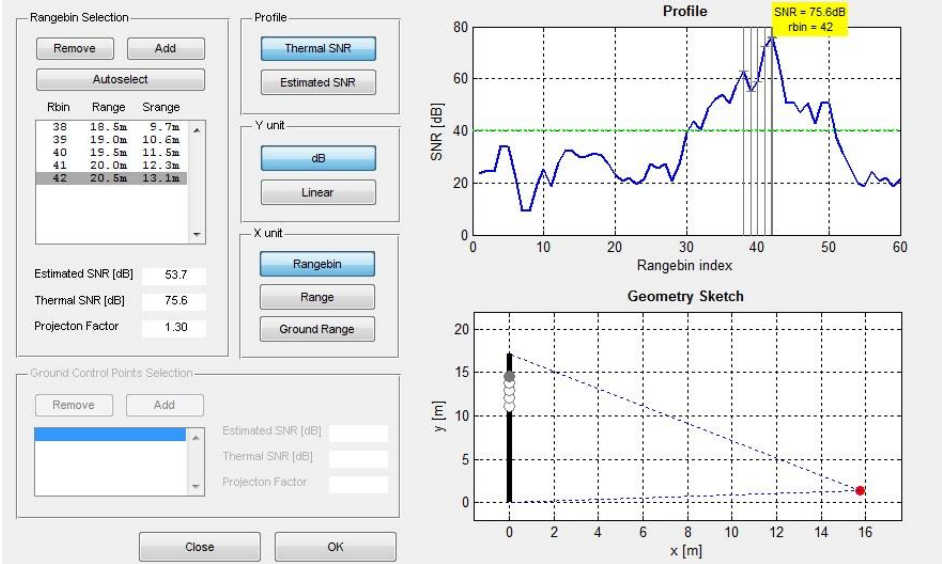


Figura K-1. Interfaz del software de adquisición de señales de RAR

Anexo L. Matriz CPSD entre las combinaciones de señales RAR

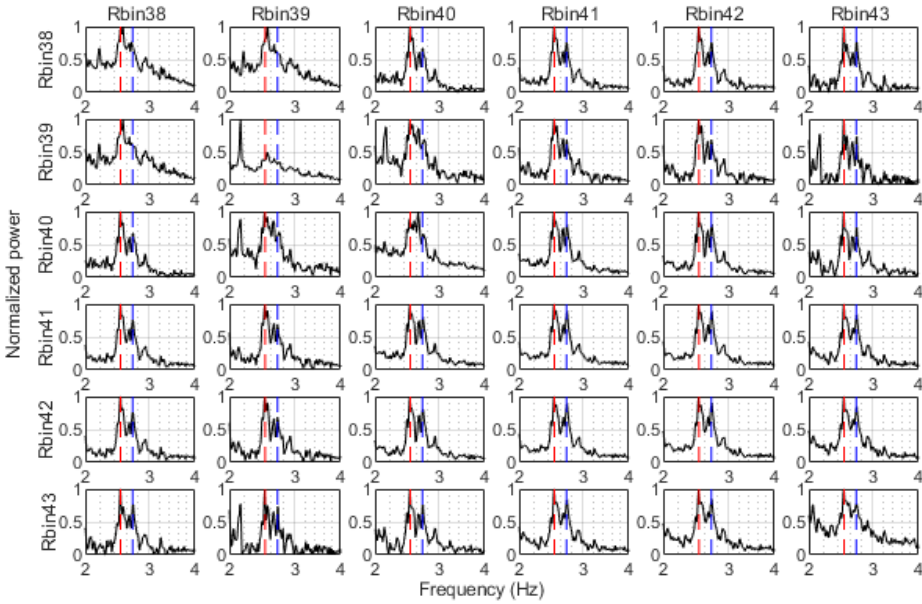


Figura L-1. Matriz de CPSD entre las distintas combinaciones de señales de los Rbins seleccionados. Las filas y columnas representan distintas señales. Las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Anexo M. Matriz de MSC entre las combinaciones de señales RAR

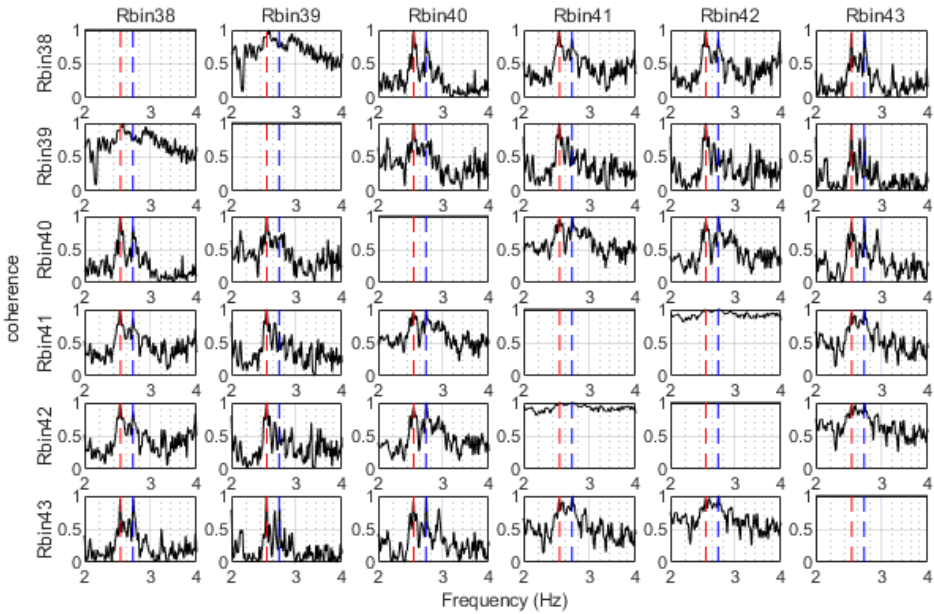


Figura M-1. Matriz de espectros de coherencia entre las distintas combinaciones de señales de los Rbins seleccionados. Las filas y columnas representan distintas señales. Las frecuencias 2.49 y 2.79 Hz se indican con líneas discontinuas rojas y azules, respectivamente.

Referencias

- ACI-318 (2014) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14). American Concrete Institute
- Alarcón E, Benito MB (2014) Foreword special issue LORCA's earthquake. *Bull Earthq Eng* 12:1827-1829. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9602-4>
- Alva RE, González-Drigo JR, Luzi G, et al (2019) Remote ambient vibration measurements with Real-Aperture Radar to estimate buildings dynamic properties. En: ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2019: 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: An IACM Special Interest Conference. Greece
- Alva RE, Pujades LG, González-Drigo R, et al (2020) Dynamic Monitoring of a Mid-Rise Building by Real-Aperture Radar Interferometer: Advantages and Limitations. *Remote Sens* 12:1025. <https://doi.org/10.3390/RS12061025>
- Anagnostopoulos S, Moretti M (2008a) Post-earthquake emergency assessment of building damage, safety and usability-Part 1: Technical issues. *Soil Dyn Earthq Eng* 28:223-232. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.05.007>
- Anagnostopoulos S, Moretti M (2008b) Post-earthquake emergency assessment of building damage, safety and usability-Part 2: Organisation. *Soil Dyn Earthq Eng* 28:233-244. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.05.008>
- Antonelli K, Astakhov VP, Bandyopadhyay A (1999) Displacement measurement, linear and angular. En: *The Measurement, Instrumentation and Sensors Handbook on CD-ROM*. CRC Press
- ASCE 41-06 (2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers
- ATC 40 (1996) 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Appl Technol Council*. <https://doi.org/10.1193/1.1586093>
- B.O.E. (1963) Norma MV-101/1962, «Acciones en la Edificación»
- Baggio C, Studi D, Tre R, et al (2009) Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica. Roma, Italia
- Barbat AH, Vargas YF, Pujades LG, Hurtado JE (2016) Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Rev Int Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing* 32:39-47. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.11.001>
- Begg RD, Mackenzie AC, Dodds CJ, Loland OD (1976) Structural Integrity Monitoring Using Digital Processing Of Vibration Signals. En: *Offshore Technology Conference*. Offshore Technology Conference
- Belvaux M, Macau A, Figueras S, et al (2015) Recorded Ground Motion and Estimated Soil Amplification for the 11 May 2011 Lorca Earthquake. *Earthq Spectra* 31:2301-2323. <https://doi.org/10.1193/122212EQS354M>
- Benavent-Climent A, Escobedo A, Donaire-Avila J, et al (2014) Assessment of expected damage on buildings subjected to Lorca earthquake through an energy-based seismic index method and nonlinear dynamic response analyses. *Bull Earthq Eng* 12:2049-2073. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9513-9>
- Bendat JS, Piersol AG (1980) Engineering applications of correlation and spectral analysis.

New York

- Benedettini F, Dilena M, Morassi A (2015) Vibration analysis and structural identification of a curved multi-span viaduct. *Mech Syst Signal Process* 54:84-107. <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2014.08.008>
- Benesty J, Chen J, Huang Y, Cohen I (2009) Pearson Correlation Coefficient. En: *Noise Reduction in Speech Processing*. Springer, Berlin, Heidelberg, Germany, pp 1-4
- Bergamo O, Campione G, Donadello S, Russo G (2015) In-situ NDT testing procedure as an integral part of failure analysis of historical masonry arch bridges. *Eng Fail Anal* 57:31-55. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.07.019>
- Bindi D, Luzi L, Parolai S, et al (2011) Site effects observed in alluvial basins: The case of Norcia (Central Italy). *Bull Earthq Eng* 9:1941-1959. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9273-3>
- Bindi D, Petrovic B, Karapetrou S, et al (2015) Seismic response of an 8-story RC-building from ambient vibration analysis. *Bull Earthq Eng* 13:2095-2120. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9713-y>
- Borg RC, Rossetto T (2010) Comparison of seismic damage indices for reinforced concrete structures. En: *14th European Conference on Earthquake Engineering (14ECEE)*. Ohrid, Republic of Macedonia, pp 6746-6754
- Boroschek R, Aguilar A, León P (2014) Structural health monitoring using strong and weak earthquake motions. En: *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Anchorage, Alaska, p 12
- Brincker R, Ventura CE (2015) Introduction to Operational Modal Analysis. *Introd to Oper Modal Anal* 1-360. <https://doi.org/10.1002/9781118535141>
- Brüel&Kjaer (2020) Accelerometer type 8340. In: *Vibration-transducers*. <https://www.bksv.com/en/products/transducers/vibration/Vibration-transducers/accelerometers/8340%0A%0A>. Accessed 20 abr 2020
- Burgos DAT, Gomez Vargass RC, Pedraza C, et al (2020) Damage Identification in Structural Health Monitoring: A Brief Review from its Implementation to the Use of Data-Driven Applications. *Sensors* 20:32. <https://doi.org/10.3390/s20030733>
- Cabañas L, Alcalde JM, Carreño E, Bravo JB (2014) Characteristics of observed strong motion accelerograms from the 2011 Lorca (Spain) Earthquake. *Bull Earthq Eng* 12:1909-1932. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9501-0>
- Cabañas L, Carreño E, Arancha H, et al (2011) Informe del Sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011. Madrid, España
- Capellari G, Chatzi E, Mariani S (2018) Cost-Benefit Optimization of Structural Health Monitoring Sensor Networks. *Sensors* 18:2174. <https://doi.org/10.3390/s18072174>
- Carr AJ (2007) *Ruaumoko Theory Manual*. 1:3-4. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.1872.2728>
- Caselles O, Martínez G, Clapés J, et al (2015) Application of Particle Motion Technique to Structural Modal Identification of Heritage Buildings. *Int J Archit Herit* 9:310-323. <https://doi.org/10.1080/15583058.2013.784824>
- Cavaleri L, Trapani F Di (2014) Cyclic response of masonry in filled RC frames: Experimental results and simplified modeling. 65:224-242. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>
- Chang PC, Flatau A, Liu SC (2003) Review Paper: Health Monitoring of Civil Infrastructure. *Struct Heal Monit* 2:257-267. <https://doi.org/10.1177/1475921703036169>
- Cho S, Yun C-B, Lynch JP, et al (2008) Smart wireless sensor technology for structural health monitoring of civil structures. *Steel Struct* 8:267-275
- Chopra AK (2007) *Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering* Prentice Hall international series in civil engineering and engineering mechanics.

- Pearson/Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.
- Chopra AK, Goel RK (2002) A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq Eng Struct Dyn Earthq Engng Struct Dyn* 31:561-582. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Clough RW, Penzien J (1993) *Dynamics of Structures*, Second edi. McGraw-Hill Book Co., New York, NY
- Cosenza E, Manfredi G (2000) Damage indices and damage measures. *Prog Struct Eng Mater* 2:50-59. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1528-2716\(200001/03\)2:1<50::AID-PSE7>3.0.CO;2-S](https://doi.org/10.1002/(SICI)1528-2716(200001/03)2:1<50::AID-PSE7>3.0.CO;2-S)
- Cosenza E, Manfredi G, Ramasco R (1993) The use of damage functionals in earthquake engineering: A comparison between different methods. *Earthq Eng Struct Dyn* 22:855-868. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290221003>
- Cremen G, Baker JW (2018) Quantifying the benefits of building instruments to FEMA P-58 rapid post-earthquake damage and loss predictions. *Eng Struct* 176:243-253. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.017>
- Crisafulli FJ (1997) Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. *Civ. Eng.* 404
- CSI (2016a) ETABS. Analysis Reference Manual. CSI Berkeley (CA, USA) Comput Struct INC
- CSI (2016b) SAP2000. Analysis Reference Manual. CSI Berkeley (CA, USA) Comput Struct INC
- CSMIP (2020) California Strong Motion Instrumentation Program. <https://www.conservation.ca.gov/cgs/smip>. Accessed 27 jul 2020
- Dai K, Boyajian D, Liu W, et al (2014) Laser-Based Field Measurement for a Bridge Finite-Element Model Validation. *J Perform Constr Facil* 28:04014024. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000484](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000484)
- De Luca F, Verderame GM, Gómez-Martínez F, Pérez-García A (2014) The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. *Bull Earthq Eng* 12:1999-2026. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9500-1>
- De Martino G, Di Ludovico M, Prota A, et al (2017) Estimation of repair costs for RC and masonry residential buildings based on damage data collected by post-earthquake visual inspection. *Bull Earthq Eng* 15:1681-1706. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0039-9>
- Deraemaeker A, Reynders E, De Roeck G, Kullaa J (2008) Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment. *Mech Syst Signal Process* 22:34-56. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2007.07.004>
- Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, et al (2017a) Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake: part II- "heavy damage" reconstruction. 15:693-729. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9979-3>
- Di Ludovico M, Prota A, Moroni C, et al (2017b) Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake: part I- "light damage" reconstruction. 15:667-692. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9877-8>
- Dipasquale E, Cakmak AS (1989) On the relation between local and global damage indices
- Ditommaso R, Vona M, Mucciarelli M, Masi A (2010) Identification of building rotational modes using an ambient vibration technique. En: 14th European Conference on Earthquake Engineering. Ohrid
- Doebling SWS, Farrar CRC, Prime MBM, Shevitz DWD (1996) Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration

- characteristics: a literature review. Los Alamos Natl Lab 133p.
<https://doi.org/10.2172/249299>
- Dolce M (2010) Emergency and Post-emergency Management of the Abruzzi Earthquake. *Geotech Geol Earthq Eng* 17:463-494. https://doi.org/10.1007/978-90-481-9544-2_19
- Dolce M, Goretti A (2015) Building damage assessment after the 2009 Abruzzi earthquake. 13:2241-2264. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9723-4>
- Dolšek M, Fajfar P (2005) Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthq Eng Struct Dyn* 34:49-66. <https://doi.org/10.1002/eqe.411>
- Dolšek M, Fajfar P (2008) The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame-a deterministic assessment. *Eng Struct* 30:1991-2001. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.001>
- EC8 (2005) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Eurocode 8 3:232
- Enomoto T, Navarro M, Sánchez F, et al (1999) Evaluación del comportamiento de los edificios en Almería mediante el análisis del ruido ambiental. En: 1a Asamblea Hispano-Lusa. Aguadulce. Almería, Spain
- Ewins DJ (2000) Basics and state-of-the-art of modal testing. *Sadhana - Acad Proc Eng Sci* 25:207-220. <https://doi.org/10.1007/BF02703540>
- Fajfar P, Gašperšič P (1996) the N2 Method for the Seismic Damage Analysis of Rc Buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 25:31-46. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199601\)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V)
- Farahani R V., Penumadu D (2016) Damage identification of a full-scale five-girder bridge using time-series analysis of vibration data. *Eng Struct* 115:129-139. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.008>
- Fardis MN, Panagiotakos TB (1997) Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings part II: infilled structures. *J Earthq Eng* 1:475-503
- Farrar CR, James GH (1997) System identification from ambient vibration measurements on a bridge. *J Sound Vib.* <https://doi.org/10.1006/jsvi.1997.0977>
- Farrar CR, Worden K (2012) *Structural health monitoring : a machine learning perspective*, 1.^a edn. Wiley
- Farrar CR, Worden K (2007) An introduction to structural health monitoring. *Philos Trans R Soc A Math Phys Eng Sci* 365:303-315. <https://doi.org/10.1098/rsta.2006.1928>
- FEMA-306 (1998) Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Applied Technology Council, Redwood City, CA
- FEMA-356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, DC
- FEMA-440 (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington DC
- FEMA-NIBS (2003) Earthquake loss estimation methodology - HAZUS Technical Manual
- FEMA (1999) Earthquake Loss Estimation Methodology, HAZUS 99, Technical Manual
- Fiorentino G, Quaranta G, Mylonakis G, et al (2019) Seismic Reassessment of the Leaning Tower of Pisa: Monitoring, Site Response and SSI. *Earthq Spectra* 35:703-736. <https://doi.org/10.1193/021518eqs037m>
- Freeman SA, Nicoletti JP, Tyrell JV (1975) Evaluations of existing buildings for seismic risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. En: U.S. National Conference on Earthquake Engineering. EERI, Berkeley, Ca., pp 113-122
- Friswell MI, Penny JET (1997) Is Damage Location using Vibration Measurements Practical? En: EUROMECH 365 International Workshop: DAMAS 97, Structural Damage Assessment using Advanced Signal Processing Procedures. Sheffield, UK
- Gattulli V, Lepidi M, Potenza F (2016) Dynamic testing and health monitoring of historic and

- modern civil structures in Italy. *Struct Monit Maint* 3:71-90. <https://doi.org/10.12989/smm.2016.3.1.071>
- Gentile C, Bernardini G (2008) Output-only modal identification of a reinforced concrete bridge from radar-based measurements. *NDT E Int* 41:544-553. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2008.04.005>
- Gentile C, Bernardini G (2010) An interferometric radar for non-contact measurement of deflections on civil engineering structures: laboratory and full-scale tests. *Struct Infrastruct Eng* 6:521-534. <https://doi.org/10.1080/15732470903068557>
- Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A (1999) Response-based damage assessment of structures. *Earthq Eng Struct Dyn* 28:79-104. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199901\)28:1<79::AID-EQE805>3.0.CO;2-J](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199901)28:1<79::AID-EQE805>3.0.CO;2-J)
- Gómez González A, Rodríguez J, Sagartzazu X, et al (2010) Multiple coherence method in time domain for the analysis of the transmission paths of noise and vibrations with non stationary signals. En: *ISMA 2010 - International Conference on Noise and Vibration Engineering*, pp 3927-3942
- Gonzalez-Drigo R, Avila-Haro J, Pujades LG, Barbat AH (2017) Non-linear static procedures applied to high-rise residential URM buildings. *Bull Earthq Eng* 15:149-174. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9951-2>
- Gonzalez-Drigo R, Cabrera E, Luzi G, et al (2019) Assessment of Post-Earthquake Damaged Building with Interferometric Real Aperture Radar. *Remote Sens* 11:1-18. <https://doi.org/10.3390/rs11232830>
- Google (2019) Google Earth. <https://www.google.com/intl/es/earth/>. Accessed 6 abr 2019
- Goretti A (2001) Post-earthquake building usability: An assessment; Technical Report SSN/RT/01/03. Servizio Sismico Nazionale (SSN), Rome, Italy
- Grünthal G (1998) European Macroseismic Scale 1998. *Cah du Cent Eur Géodynamique Séismologie* 15:99
- Gueguen P, Jolivet V, Michel C, Schweitzer AS (2010) Comparison of velocimeter and coherent lidar measurements for building frequency assessment. *Bull Earthq Eng* 8:327-338. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9137-2>
- Gupta B, Kunnath SK (2000) Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures. *Earthq Spectra* 16:367-391. <https://doi.org/10.1193/1.1586117>
- Hall P, River US (2009) *Spectral Analysis of Signals*
- Hermanns L, Fraile A, Alarcón E, Álvarez R (2014) Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake. *Bull Earthq Eng* 12:1977-1997. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9499-3>
- Hu J, Guo J, Zhou L, et al (2018) Dynamic vibration characteristics monitoring of high-rise buildings by interferometric real-aperture radar technique: Laboratory and full-scale tests. *IEEE Sens J* 18:6423-6431. <https://doi.org/10.1109/JSEN.2018.2825331>
- IGN (2011) Instituto Geográfico Nacional. <https://www.ign.es/web/ign/portal/sis-area-sismicidad>. Accessed 30 abr 2020
- Im SB, Hurlbauss S, Kang YJ (2013) Summary Review of GPS Technology for Structural Health Monitoring. *J Struct Eng* 139:1653-1664. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000475](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000475)
- Kamat VR, El-Tawil S (2007) Evaluation of Augmented Reality for Rapid Assessment of Earthquake-Induced Building Damage. *J Comput Civ Eng* 21:303-310. <https://doi.org/10.1061/ASCE0887-3801200721:5303>
- Kaminosono T, Kumazawa F, Nakano Y (2002) Quick inspection manual of damaged reinforced concrete buildings due to earthquakes quick inspection manual for damaged reinforced concrete buildings due to earthquakes based on the Disaster of 1999 Kocaeli

Earthquake in Turkey

- Kappos AJ (1997) Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures. *Prog Struct Eng Mater* 1:78-87. <https://doi.org/10.1002/pse.2260010113>
- Kornfield L (2015) ATC-20-3 Case Studies in Rapid Postearthquake Safety Evaluation of Buildings ATC-20-3 Case Studies in Rapid Postearthquake Safety Evaluation of Buildings
- Krawinkler H, Seneviratna G (1998) Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Eng Struct* 20:452-464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- Kreslin M, Fajfar P (2012) The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bull Earthq Eng* 10:695-715. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9319-6>
- Lagomarsino S, Giovinazzi S (2006) Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bull Earthq Eng* 4:415-443. <https://doi.org/10.1007/s10518-006-9024-z>
- Lantada N (2007) Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya
- Lantada N, Pujades LG, Barbat AH (2009) Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Nat Hazards* 51:501-524. <https://doi.org/10.1007/s11069-007-9212-4>
- Li H-N, Ren L, Jia Z-G, et al (2016) State-of-the-art in structural health monitoring of large and complex civil infrastructures. *J Civ Struct Heal Monit* 6:3-16. <https://doi.org/10.1007/s13349-015-0108-9>
- Li H, Dong S, El-Tawil S, Kamat VR (2013) Relative Displacement Sensing Techniques for Postevent Structural Damage Assessment: Review. *J Struct Eng* 139:1421-1434. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000729](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000729)
- Lin TK, Chang YS (2017) Development of a real-time scour monitoring system for bridge safety evaluation. *Mech Syst Signal Process* 82:503-518. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2016.05.040>
- Liu L, Chen QF, Wang W, Rohrbach E (2014) Ambient noise as the new source for urban engineering seismology and earthquake engineering: A case study from Beijing metropolitan area. *Earthq Sci* 27:89-100. <https://doi.org/10.1007/s11589-013-0052-x>
- Loh C-H, Leer Z-K (1997) Seismic monitoring of a bridge: Assessing dynamic characteristics from both weak and strong ground excitations. *Earthq Eng Struct Dyn* 26:269-288
- López-Comino J-Á, Mancilla F de L, Morales J, Stich D (2012) Rupture directivity of the 2011, Mw 5.2 Lorca earthquake (Spain). *Geophys Res Lett* 39:n/a-n/a. <https://doi.org/10.1029/2011GL050498>
- Luzi G, Crosetto M, Cuevas-González M (2014) A radar-based monitoring of the Collserola tower (Barcelona). *Mech Syst Signal Process* 49:234-248
- Luzi G, Crosetto M, Fernández E (2017) Radar interferometry for monitoring the vibration characteristics of buildings and civil structures: Recent case studies in Spain. *Sensors (Switzerland)* 17:16. <https://doi.org/10.3390/s17040669>
- Luzi G, Gonzalez-Drigo R, Beneit LP, et al (2018) Using an Interferometric radar to assess post-earthquake damage status of an urban building: a case study. *J Phys Conf Ser* 1149:012024. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1149/1/012024>
- Luzi G, Monserrat O, Crosetto M (2012) The potential of coherent radar to support the monitoring of the health state of buildings. *Res Nondestruct Eval* 23:125-145
- Luzi L, D'Amico M, Massa M, Puglia R (2019) Site effects observed in the Norcia intermountain basin (Central Italy) exploiting a 20-year monitoring. *Bull Earthq Eng*

- 17:97-118. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0444-3>
- Mahin SA (1998) Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake. *Eng Struct* 20:261-270
- Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *J Struct Eng* 114:1804-1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Martínez-Díaz JJ, Masana E, Hernández-Enrile JL, Santanach P (2003) Effects of repeated paleoearthquakes on the Alhama de Murcia fault (Betic Cordillera, Spain) on the Quaternary evolution of an alluvial fan system. *Ann Geophys.* <https://doi.org/10.4401/ag-3455>
- MATLAB (2018) version 9.5.0.1033004 (R2018b) Update 2. The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts
- Milutinovic Z, Trendafiloski G (2003) Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Rep to WP4 vulnerability Curr Build 1-83
- Montuori A, Luzi G, Bignami C, et al (2016) A non-invasive methodology for the urban monitoring based on the combined use of INSAR, GBSAR and RAR sensors: from the surface deformations to single-building dynamical behavior. En: Living Planet Symposium. Prague, Czech Republic
- Morales J, Cantavella J V., de Lis Mancilla F, et al (2014) The 2011 Lorca seismic series: Temporal evolution, faulting parameters and hypocentral relocation. *Bull Earthq Eng* 12:1871-1888. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9476-x>
- Moreno-Gomez A, Carlos ·, Perez-Ramirez A, et al (2018) Sensors Used in Structural Health Monitoring. *Arch Comput Methods Eng* 25:901-918. <https://doi.org/10.1007/s11831-017-9217-4>
- Navarro A de M (2013) Relación entre el periodo fundamental de vibración y el índice de daño de un edificio de hormigón armado. Universitat Politècnica de Catalunya
- NCSE-02 (2002) Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación. Real Decreto 997/2002, de 27 de Septiembre, 244.^a edn.
- Negulescu C, Luzi G, Crosetto M, et al (2013) Comparison of seismometer and radar measurements for the modal identification of civil engineering structures. *Eng Struct* 51:10-22. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.005>
- NTC-08 (2008) Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministero delle Infrastrutture, 14 gennaio.
- NZSEE (2009) Building Safety Evaluation During a State of Emergency Guidelines for Territorial Authorities
- Okada H, Suto K (2003) The Microtremor Survey Method. Society of Exploration Geophysicists
- Oliveira CS, Navarro M (2010) Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bull Earthq Eng* 8:609-642. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9162-1>
- Ostachowicz W, Soman R, Malinowski P (2019) Optimization of sensor placement for structural health monitoring: a review. *Struct Heal Monit* 18:963-988. <https://doi.org/10.1177/1475921719825601>
- Ott HW (1988) Noise reduction techniques in electronic systems. Wiley New York
- Panagiotakos TB, Fardis MN (1996) Seismic response of infilled RC frames structures. En: 11th world conference on earthquake engineering
- Papadimitriou C, Lombaert G (2012) The effect of prediction error correlation on optimal sensor placement in structural dynamics. *Mech Syst Signal Process* 28:105-127.

- <https://doi.org/10.1016/j.ymsp.2011.05.019>
- Park Y, Ang AH -S. (1985) Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *J Struct Eng* 111:722-739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))
- Park YJ, Ang AH-S, Wen YK (1987) Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings. *Earthq Spectra* 3:1-26. <https://doi.org/10.1193/1.1585416>
- Pettai R (1984) *Noise in receiving systems*, 1.^a edn. Wiley-Interscience, New York
- Pieraccini M (2013) Monitoring of civil infrastructures by interferometric radar: A review. *Sci World J* 2013:. <https://doi.org/10.1155/2013/786961>
- Pieraccini M, Fratini M, Parrini F, et al (2008) Interferometric radar vs. accelerometer for dynamic monitoring of large structures: An experimental comparison. *NDT E Int* 41:258-264. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2007.11.002>
- Pinzón LA, Pujades LG, Diaz SA, Alva RE (2018) Do directionality effects influence expected damage? A case study of the 2017 central Mexico earthquake. *Bull Seismol Soc Am* 108:2543-2555. <https://doi.org/10.1785/0120180049>
- Pujades LG, Vargas-Alzate YF, Barbat AH, et al (2016) New parametric model for capacity curves and a new capacity based damage index. *11th Int Work Seism Microzoning Risk Reduct* 3-5:8
- Pujades LG, Vargas-Alzate YF, Barbat AH, González-Drigo JR (2015) Parametric model for capacity curves. *Bull Earthq Eng* 13:1347-1376. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9670-5>
- Rabiner LR, Gold B (1975) *Theory and application of digital signal processing*. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, Inc, 1975 777 p
- Rainieri C, Fabbrocino G (2014) *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*
- Rainieri C, Fabbrocino G, Cosenza E (2010) Integrated seismic early warning and structural health monitoring of critical civil infrastructures in seismically prone areas. *Struct Heal Monit An Int J* 10:291-308. <https://doi.org/10.1177/1475921710373296>
- Ratzlaff S (2011) Informe estructural de edificios de viviendas tras el terremoto de Lorca del 11/05/2011 «Edificio La Viña y Viña N°1». Murcia, Spain
- Reinoso E, Jaimes M (2009) Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas. *Rev Ing Sísmica* 18:1-18
- Ren W, Zong Z (2004) Output-only modal parameter identification of civil engineering structures. 17:
- Reynders E, Wursten G, De Roeck G (2014) Output-only structural health monitoring in changing environmental conditions by means of nonlinear system identification. *Struct Heal Monit An Int J* 13:82-93. <https://doi.org/10.1177/1475921713502836>
- Rödelsperger S, Läufer G, Gerstenecker C, Becker M (2010) Monitoring of displacements with ground-based microwave interferometry: IBIS-S and IBIS-L. *J Appl Geod.* <https://doi.org/10.1515/jag.2010.005>
- Rodríguez M, Castrillón E (1995) *Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico City
- Rodríguez ME, Padilla D (2009) A damage index for the seismic analysis of reinforced concrete members. *J Earthq Eng* 13:364-383. <https://doi.org/10.1080/13632460802597893>
- Rojah C (2005) *ATC-20-1 Field Manual: Postearthquake Safety Evaluation of Buildings*. Appl Technol Counc Redw City, CA, USA
- Roufaiel MSL, Meyer C (1987) Analytical modeling of hysteretic behavior of r/c frames. *J Struct Eng* 113:429-444
- Rytter A (1993) *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*
- Sadeghi K, Angin M (2018) Characteristic formulas of damage indices for reinforced concrete

- structures: a general guideline. *Acad Res Int* 9:
- Salawu OS (1997) Detection of structural damage through changes in frequency: a review. *Eng Struct* 19:718-723. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(96\)00149-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(96)00149-6)
- Salgado-Gálvez MA, Barbat AH, Darío Cardona O, Carreño ML (2016) Comparing observed damages and losses with modelled ones using a probabilistic approach: The Lorca 2011 case. *Int J Disaster Risk Reduct* 355-365. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2016.09.008>
- Santoyo MA (2014) Finite fault analysis and near-field dynamic strain and rotation estimates due to the 11/05/2011 (Mw5.2) Lorca earthquake, south-eastern Spain. *Bull Earthq Eng* 12:1855-1870. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9492-x>
- Shakal A, Huang M (2013) Recent developments and status of the California strong motion instrumentation program. In: *Semin. Util. Strong Motion Data, SMIP13*. <http://bata.mtc.ca.gov/bridges/>. Accessed 27 jul 2020
- Shradhanjali A, Chowdhury S, Kumar N (2013) Power Spectral Density Estimation of EMG Signals Using Parametric and Non-Parametric Approach. 2:111-116
- Sinha R, Shiradhonkar SR (2012) Seismic Damage Index for Classification of Structural Damage-Closing the Loop. En: *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*. Lisboa, Portugal, p 10
- Sohn H (2006) Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring. *Philos Trans R Soc A Math Phys Eng Sci* 365:539-560. <https://doi.org/10.1098/rsta.2006.1935>
- Sohn H, Farrar CR, Hemez F, Czarnecki J (2002) A Review of Structural Health Monitoring Literature 1996 – 2001. *Third World Conf Struct Control* 1-7. <https://doi.org/LA-13976-MS>
- Sohn H, Farrar CR, Hemez FM, et al (2004) A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001. California
- Srinivasan MG, Kot CA (1992) Effect of damage on the modal parameters of a cylindrical shell. En: *Conference: 10. international modal analysis conference (IMAC)*. San Diego, CA
- Stanbridge AB, Ewins DJ (1999) Modal testing using a scanning laser doppler vibrometer. *Mech Syst Signal Process* 13:225-270
- Stoica P, Moses R (2005) *Spectral analysis of signals*, 1.^a edn. Prentice Hall
- Su WC, Huang CS, Chen CH, et al (2014) Identifying the Modal Parameters of a Structure from Ambient Vibration Data via the Stationary Wavelet Packet. *Comput Civ Infrastruct Eng* 29:738-757. <https://doi.org/10.1111/mice.12115>
- Sun H, Büyüköztürk O (2015) Optimal sensor placement in structural health monitoring using discrete optimization. *Smart Mater Struct* 24:125034. <https://doi.org/10.1088/0964-1726/24/12/125034>
- Sung YC, Lin TK, Chiu YT, et al (2016) A bridge safety monitoring system for prestressed composite box-girder bridges with corrugated steel webs based on in-situ loading experiments and a long-term monitoring database. *Eng Struct* 126:571-585. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.006>
- Tarchi D, Rudolf H, Pieraccini M, Atzeni C (2000) Remote monitoring of buildings using a ground-based SAR: Application to cultural heritage survey. *Int J Remote Sens*. <https://doi.org/10.1080/014311600750037561>
- Tsang AHC, Chen H, Nunes MB, et al (2010) *Journal of Quality in Maintenance Engineering*"Expanding the concept of requirements traceability: The role of electronic records management in gathering evidence of crucial communications and negotiations". *Maint Eng J Prop Invest Financ Aslib Proc Aslib Proc* 1:494-509
- Ulusoy HS, Kalkan E, Banga K (2013) Real-time seismic monitoring of Veterans Affairs

- hospital buildings. En: Lynch JP, Yun C-B, Wang K-W (eds) *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2013*. SPIE, p 869
- Ulusoy HS, Kalkan E, Fletcher JPB, et al (2012) Design and Implementation of A Structural Health Monitoring and Alerting System for Hospital Buildings in the United States. 15th World Conf Earthq Eng
- Uva G, Raffaele D, Porco F, Fiore A (2012) On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Eng Struct* 42:83-94. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.005>
- Valla M, Gueguen P, Augère B, et al (2015) Remote Modal Study of Reinforced Concrete Buildings Using a Multipath Lidar Vibrometer. *J Struct Eng* 141:D4014005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001087](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001087)
- Vamvatsikos D, Cornell AC (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthq Eng Struct Dyn* 31:491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vandiver JK (1975) Detection of structural failure on fixed platforms by measurement of dynamic response. En: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*. Offshore Technology Conference, pp 243-251
- Vargas-Alzate YF (2013) Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño. Politechnic University of Catalonia (UPC)
- Vargas Alzate YF, Pujades Beneit LG, Barbat AH, et al (2018) Probabilistic seismic damage assessment of reinforced concrete buildings considering directionality effects. *Struct Infrastruct Eng* 14:817-829. <https://doi.org/10.1080/15732479.2017.1385089>
- Vidal F, Feriche M, Ontiveros A (2009) Basic techniques for quick and rapid postearthquake assessments of building safety
- Vidal F, Navarro M, Aranda C, Enomoto T (2014) Changes in dynamic characteristics of Lorca RC buildings from pre- and post-earthquake ambient vibration data. *Bull Earthq Eng* 12:2095-2110. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9489-5>
- Webb SC (2007) The Earth's «hum» is driven by ocean waves over the continental shelves. *Nature* 445:754-756. <https://doi.org/10.1038/nature05536>
- Welch PD (1967) The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms. *IEEE Trans Audio Electroacoust.* <https://doi.org/10.1109/TAU.1967.1161901>
- Williams MS, Sexsmith RG, Martin S. Williams, Robert G Sexsmith (1995) Seismic damage indices for concrete structures: A State-of-the-Art review. *Earthq Spectra* 11:319-348. <https://doi.org/10.1193/1.1585817>
- Zuccaro G, Papa F (2002) Multimedia handbook for seismic damage evaluation and post event macroseismic assessment. Proc XXIII Gen Assem Eur Seismol Comm Genova (CD ROM)