

Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería

F. Yépez
A. H. Barbat
J.A. Canas

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería

F. Yépez
A. H. Barbat
J.A. Canas

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA
Edificio C1, Campus Norte UPC
C/ Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España.

MONOGRAFIAS DE INGENIERIA SISMICA
Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

RIESGO, PELIGROSIDAD Y VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERIA
Monografía CIMNE IS-12
© Los Autores

ISBN: 84-87867-50-2
Depósito Legal: B4749-95

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
Referencias	3
2. PELIGROSIDAD, VULNERABILIDAD Y RIESGO	
SÍSMICO	5
2.1 Introducción	5
2.2 Parámetros principales de los sismos fuertes	5
2.2.1 Magnitud sísmica y energía	6
2.2.2 Intensidad sísmica	7
a. Intensidad macrosísmica. Procedimiento subjetivo	7
b. Parámetros obtenidos a partir de registros. Procedimiento analítico	8
2.2.3 Duración efectiva de un sismo	9
2.2.4 Sismicidad	10
2.3 Potencial destructivo de los terremotos	11
2.4 Peligrosidad sísmica	13
2.4.1 Caracterización de zonas fuente	15
a. Localización y geometría	15
b. Cuantificación del potencial sísmico	16
• Métodos deterministas	16
• Métodos probabilistas	16
2.4.2 Propagación de la energía sísmica	19
2.4.3 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional	22
2.4.4 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local	27
a. Efectos de amplificación a escala local	27
b. Efectos indirectos	31
2.5 Vulnerabilidad sísmica	32

2.6 Evaluación del riesgo sísmico	37
2.7 Mitigación del riesgo sísmico	40
Referencias	42

3. MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA ..	49
3.1 Introducción	49
3.2 Método del índice de vulnerabilidad	50
3.3 Índice de vulnerabilidad en edificios de mampostería	51
3.3.1 Formulario para el levantamiento del índice de vulnerabilidad	52
a. Tipo y organización del sistema resistente	52
b. Calidad del sistema resistente. Tipología estructural.....	52
c. Resistencia convencional	53
d. Posición del edificio y de la cimentación.....	55
e. Forjados horizontales.....	56
f. Configuración en planta.....	57
g. Configuración en elevación.....	58
h. Espaciamiento máximo entre muros.....	59
i. Tipo de cubierta	59
j. Elementos no estructurales	60
k. Estado de conservación	61
3.3.2 Comentarios al formulario de levantamiento	61
3.3.3 Cuantificación del índice de vulnerabilidad (I_v)	62
3.3.4 Correlaciones del índice de Vulnerabilidad con el índice de daño global	62
3.4 Aplicación del método del índice de vulnerabilidad al “Eixample” de Barcelona	65
3.4.1 Proceso seguido para la evaluación de la zona	65
3.4.2 Resultados y discusión de los mismos	69
Referencias	75

4. VULNERABILIDAD OBSERVADA PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.....	79
4.1 Introducción	79
4.2 Estudios de vulnerabilidad observada a partir de levantamientos post-terremoto	82
4.2.1 Tipo de daño considerado en cada elemento estructural	82
a. Tipo de daño considerado en paneles verticales.....	82
b. Tipo de daño considerado en paneles de mampostería en arco.....	83
c. Tipo de daño considerado para cubiertas de teja sobre sub-estructura de madera o acero	83
d. Tipo de daño considerado para cubiertas en arco de mampostería	84
e. Tipo de daño en escaleras de madera	84
f. Tipo de daño en escaleras de mampostería	84
4.2.2 Determinación del índice de daño de la estructura	84
4.3 Aplicación de la metodología en la provincia de Almería-Andalucía	88
4.3.1 Fuente de datos y formulario de levantamiento	88
4.3.2 Proceso seguido para el estudio post-terremoto en la provincia de Almería; resultados obtenidos	92
4.3.3 Consideraciones sobre la función obtenida.....	94
Referencias	95
A. APENDICE 1	99

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

La mayoría de las pérdidas, tanto de vidas como económicas, ocasionadas por terremotos han sido causadas por un deficiente comportamiento sísmico de las estructuras, llegándose muchas veces a colapsos parciales e incluso totales. Sin embargo, a pesar de que las normativas de construcción antisísmica existentes mejoran día a día, enriquecidas con la información obtenida de nuevas investigaciones, todavía continúan ocurriendo catastróficas pérdidas en muchos países del mundo, incluso en aquellos en los que los estudios en el campo de la Ingeniería Sísmica constituyen una de sus actividades prioritarias^(1,2).

Es evidente que los nuevos logros que se alcanzan en el campo del diseño de estructuras pueden aplicarse únicamente a las nuevas construcciones, cuyo número es un ínfimo porcentaje del número total de estructuras existentes. Por otra parte, si la ocurrencia de los fenómenos sísmicos está aún fuera del control de la ciencia, es necesario mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras existentes, para así mitigar las pérdidas que los terremotos están produciendo en el mundo. De esta necesidad nacen los estudios de Vulnerabilidad Sísmica de estructuras, los cuales merecen una atención prioritaria hoy en día, con miras a cualquier plan de mitigación de futuros desastres por sismos.

El objetivo de los estudios de Vulnerabilidad es determinar el daño esperado en una estructura, en un grupo de estructuras o en toda una zona urbana, si llegara a ocurrir un sismo de determinadas características. Una vez conocido el daño esperado, se pueden buscar soluciones para reducirlo, a fin de disminuir las pérdidas que producirían futuros terremotos. Tales soluciones repercutirán en el coste económico, el cual se podrá contrastar con los costes de las pérdidas esperadas, para así decidir si se justifica realizar inversiones de mejora y reforzamiento de dichas estructuras. Por todo ello, los estudios de Vulnerabilidad Sísmica constituyen un componente de los estudios de Riesgo Sísmico⁽³⁾.

Observando los estudios de vulnerabilidad desde esta perspectiva, puede concluirse que son aplicables a todo tipo de estructuras, desde edificios, puentes, muros, taludes, presas, depósitos, hasta líneas vitales, etc. La presente monografía está encaminada a realizar estudios de vulnerabilidad de estructuras de

edificación de mampostería. Es importante notar la casi inexistente bibliografía sobre trabajos realizados en este campo en España y los escasos trabajos realizados en otros países, lo cual justifica la necesidad del presente estudio⁽⁴⁾. Más importante aún resulta ser el hecho de que, debido a los importantes movimientos sísmicos ocurridos en los últimos años, es una necesidad imperiosa mitigar el efecto de estos fenómenos, lo cual hace posible que los estudios sobre vulnerabilidad sísmica ocupen uno de los primeros lugares de atención de los investigadores en todo el mundo^(5,6).

Es de singular importancia el estudio de los edificios de mampostería no reforzada, que generalmente constituyen la gran mayoría de las estructuras antiguas existentes en zonas urbanas⁽⁷⁾. Por lo tanto, el objetivo principal de la presente monografía es el de desarrollar un procedimiento que permita evaluar la vulnerabilidad sísmica de estos edificios, enfrentando los problemas que se presenten en su determinación y proponiendo soluciones y procedimientos que satisfagan el objetivo buscado. De las soluciones que se encuentren dependerá la posibilidad de disponer de una herramienta que permita evitar que futuros terremotos se conviertan en catástrofes impredecibles y reducir el riesgo sísmico en las estructuras. Sin embargo, antes de entrar de lleno en lo que constituye el campo de la vulnerabilidad sísmica, es preciso introducir ciertos conceptos que ayuden a comprender cómo se enmarca la vulnerabilidad sísmica dentro de los estudios de riesgo y su gran importancia como mecanismo de solución para la mitigación del Riesgo Sísmico en zonas urbanas.

El objetivo principal del presente trabajo puede desglosarse en la solución de los siguientes aspectos:

- Describir los conceptos previos necesarios en la definición de la problemática de los estudios de Riesgo Sísmico y plantear los estudios de vulnerabilidad en este contexto.
- Describir la metodología italiana del índice de vulnerabilidad para edificios de mampostería no reforzada y aplicarla a un caso real en España. Específicamente se estudiará un sector de la zona céntrica de la ciudad de Barcelona. Se hará uso de un Sistema de Información Geográfico (G.I.S.), automatizando completamente el proceso y facilitando la obtención de los resultados.
- Efectuar estudios de vulnerabilidad sísmica observada, basados en levantamientos de daños ocasionados por sismos en el pasado y estudiar sus posibles relaciones con el método descrito anteriormente. Se propone un esquema eficiente para realizar investigaciones post-terremoto, aplicándolo directamente a un caso real —los terremotos ocurridos en la provincia de Almería en Diciembre de 1993 y Enero de 1994—, y detallando la manera de aprovechar eficazmente los resultados. Para alcanzar este objetivo, se han recopilado datos sobre los efectos de los mencionados terremotos y, mediante el procesamiento de esta información, se pretende obtener la primera función

de vulnerabilidad observada en territorio español. Esta función permitiría la evaluación de futuras pérdidas por sismos en este país⁽⁸⁾.

Una vez solucionados estos objetivos se dispondrá tanto de una metodología de estudio del Riesgo Sísmico, como de un procedimiento completo que permita evaluar la vulnerabilidad sísmica de toda una zona en un entorno urbano en forma totalmente automatizada, haciendo posible la evaluación de las pérdidas probables ocasionadas por terremotos de diferentes intensidades. Podrá incluso hablarse de dichas pérdidas en términos probabilistas, lo que completará aún más la metodología.

La elaboración de este estudio ha sido posible gracias al apoyo del Servicio Geológico de la Generalitat de Catalunya y en especial de los doctores Antoni Roca y Xavier Goula. Importante ha sido también el apoyo prestado por el personal del Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, en especial de su director el Dr. Francisco Vidal y de todas las autoridades de Defensa Civil y Municipales de Adra y Berja.

REFERENCIAS

1. V. Bertero, "Lessons Learned from Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research", *Primera Conferencia Internacional Torroja 1989*, Madrid, 1992.
2. L. Van Essche, "Planning and management for earthquake disaster mitigation in urban areas", *Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, 1, 98-109, Dushambe, 1986.
3. H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 7, 11-69, Lisbon, 1986.
4. A. J. Martin, "Probabilistic seismic hazard analysis and damage assessment in Andalusia, Spain", *Tectonophysics*, 167, 235-244, 1989.
5. G. Bonacina, M. Indirli y P. Negro, "The January 17, 1994 Northridge Earthquake", *Safety Technology Institute-European Laboratory for Structural Assessment*, Special Publication I.94.14, Italy, 1994.
6. X. Goula, C. Olivera, T. Susagna y F. Yépez, "Visita de Reconeixement a la Regió de Berja-Adra (Almería), afectada pels Sismes dels dies 23.12.1993 i 4.1.1994.", *Departament de Política Territorial i Obres Públiques, Servei Geològic de la Generalitat de Catalunya*, GS 042 94, Barcelona, 1994.
7. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 183-201, 1988.

CAPÍTULO 2

PELIGROSIDAD, VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO

2.1 INTRODUCCIÓN

Los grandes terremotos son considerados por muchos como las más grandes catástrofes naturales que azotan a la humanidad. Esta idea ha sido confirmada en todas las latitudes del planeta, calculándose que unos catorce millones de personas han perecido desde que se tienen reseñas relativamente bien documentadas de terremotos, comenzando por aquel que destruyó Lisboa en 1755⁽¹⁾. Desde principios de siglo, más de 1100 terremotos catastróficos se han producido en el mundo, ocasionando la pérdida de vida de más de un millón y medio de personas⁽²⁾. Ejemplos muy recientes como los de Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987,1989,1994), Colombia (1985,1994) y Japón (1994), son muestras palpables de su potencial destructivo, observándose cuantiosas pérdidas, tanto humanas como materiales. Por todo ello, muchas investigaciones que se realizan en todo el mundo se dirigen a encontrar medidas que permitan mitigar el efecto de los desastres sísmicos.

2.2 PARÁMETROS PRINCIPALES DE LOS SISMOS FUERTES

Es comúnmente aceptado que los terremotos pueden definirse como fracturas súbitas de la corteza terrestre debidas a la liberación quasi-instantánea de la energía acumulada en el interior de la Tierra. Su origen puede ser volcánico, por colapso de cavidades subterráneas, debido a explosiones provocadas y de carácter tectónico; estos últimos están asociados a los movimientos de la litósfera terrestre, resultando ser los más fuertes y frecuentes y por ello, cuando se hable de sismos en la presente monografía nos estaremos refiriendo exclusivamente a ellos^(3,4,5).

Los principales fenómenos que se producen durante un terremoto son las

deformaciones tectónicas y la emisión de ondas sísmicas a través de la Tierra. Los factores que afectan a las deformaciones tectónicas son las características geométricas de la fuente sísmica, el mecanismo focal del terremoto y las propiedades elásticas y anelásticas del material, todo ello provocando rupturas en la superficie, desplazamientos relativos entre bloques de corteza, etc. Los factores que afectan la emisión y transmisión de ondas son la radiación de la fuente sísmica, el mecanismo de propagación de dichas ondas y también la geometría y naturaleza del emplazamiento, lo cual ejerce efectos tanto sobre las estructuras, provocando daño en las mismas, como en los suelos, por ejemplo, licuefacción y deslizamientos.⁽⁶⁾

Con el objeto de medir el tamaño de los terremotos y compararlos unos con otros, nacen los conceptos de intensidad, magnitud y momento sísmico, de los cuales el último, por el rango de frecuencias en el que está definido es de escaso interés para la Ingeniería Estructural⁽⁷⁾. Debido a la frecuente utilización de estos términos se los describirá brevemente.

2.2.1 Magnitud sísmica y energía

El concepto de magnitud lo introdujo Richter en 1935, para poder comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos en el foco, principalmente en forma de calor. Afortunadamente, la relación entre la energía disipada por medio de ondas y la energía total es del orden del 1 al 10 %, aproximadamente. En consecuencia, la magnitud resulta ser una medida física de la energía total, calculada a partir de registros obtenidos en estaciones sismográficas. Richter considera entonces, que la amplitud de las ondas sísmicas es una medida de la energía y utilizando datos de terremotos registrados en California establece la relación para la magnitud local M_L

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (2.1)$$

donde A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood-Anderson (amplificación 2800, período 0.85 seg) a una distancia dada y A_0 es una función de atenuación con la distancia correspondiente a la de un terremoto tomado como patrón ($M=0$). La calibración de la escala se hizo tomando el valor de $M=3$ para aquel terremoto que a 100 km de distancia el sismógrafo descrito anteriormente registra una amplitud $A = 1\text{mm}$. El valor de la magnitud así definida (escala Richter) no tiene límite matemático, pero sí físico dado por la constitución de los materiales de la Tierra⁽⁴⁾. Dicho límite, hasta ahora, no ha sobrepasado el grado 9 en la escala mencionada.

Posteriormente aparecieron expresiones propuestas por Richter y por Gutenberg y Richter, en las que se evalúa la magnitud basándose en ondas tanto superficiales (M_s) como internas (m_b)⁽⁸⁾; se han desarrollado también expresiones

de magnitud a nivel local (M_L) que relacionan la amplitud del registro y la distancia epicentral con la magnitud, e incluso expresiones que se basan en la duración del registro^(9,10). Finalmente, se han propuesto muchas expresiones de equivalencia entre las diferentes formas de expresar la magnitud, que ayudan a los investigadores a comparar distintos sismos cuya magnitud ha sido evaluada con diferente escala⁽⁸⁾.

2.2.2 Intensidad sísmica

La intensidad es un parámetro que mide los efectos locales que produce un mismo sismo en diferentes sitios⁽¹⁾, es decir, describe los daños ocasionados en edificios y estructuras, sus consecuencias sobre el terreno y los efectos sobre las personas. Por su definición, este parámetro se relaciona directamente con el tipo o categoría de daño o degradación que sufren los edificios a causa de un sismo en un determinado lugar, por lo que su utilización en la evaluación de daños está muy extendida. Claramente se observa la diferencia entre magnitud e intensidad, ya que mientras la primera es una característica propia del sismo, la segunda depende del lugar y la forma en que se la evalúe.

Existen en la práctica dos procedimientos para determinar la intensidad sísmica, uno subjetivo y otro analítico, de los cuales el más extendido es el primero.

a) Intensidad macrosísmica. Procedimiento subjetivo

Los métodos subjetivos evalúan el conjunto de daños que producen los sismos en las construcciones y en el entorno físico. La intensidad macrosísmica proporciona una clasificación de la severidad del movimiento del terreno a través de sus efectos. Es un parámetro descriptivo por definición, cuya importancia radica en que aprovecha la información sísmica obtenida antes de la aparición de los instrumentos de registro y, aún más, utiliza la información en zonas donde no existen instrumentos o donde éstos no se encuentren operativos⁽¹¹⁾. Por su propia definición, no proporciona una idea precisa de la energía liberada por un terremoto ya que, por ejemplo, un terremoto superficial puede producir, en cierto tipo de terreno, valores de intensidades muy altas y desarrollar al mismo tiempo una energía liberada bastante pequeña.

Para la descripción de la severidad de los sismos se han elaborado más de 40 escalas diferentes en el mundo, empezando por la de Rossi-Forel (1873), continuando por todas las versiones de la de Mercalli (1902) y Mercalli Modificada (MM 1931, 1956, 1965), la de Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS 1917, 1942), la de Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK 1964-1992) y otras más. Cada escala posee varios grados de intensidad, los cuales evalúan los efectos del terremoto sobre las personas, objetos y edificaciones, describiendo el efecto esperado para cada grado. La MM suele ser utilizada en el continente americano, mientras que la MSK se utiliza en Europa. La figura 2.1 de la referencia (6) muestra una comparación entre las diversas escalas macrosísmicas.

Rossi-Forel 1873	Mercalli 1902	Mercalli Cancani Sieberg 1917	Mercalli modifié 1931 (Wood-Neumann)	OBS Central Japon 1932 (Ishimoto)	Mercalli Cancani Sieberg 1942 (modifié Rothe)	OBS Central Japon 1951 (modifié Kawasumi)	Geofian URSS 1953 (Medvedev)	Mercalli modifié 1956 (Richter)	Mercalli modifié New Zealand 1965 (Eiby)	EMI (Echelle macrosismique internationale)	MSK 1964 Medvedev Sponheuer Karnik
I	I	I	I	0	I	0	I	I	I	I	I
II	II	II	II	I	II	I	II	II	II	II	II
III	III	III	III	II	III	II	III	III	III	III	III
IV	IV	IV	IV	III	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
V	V	V	V	IV	V	IV	V	V	V	V	V
VI	VI	VI	VI	V	VI	IV	VI	VI	VI	VI	VI
VII	VII	VII	VII		VII	V	VII	VII	VII	VII	VII
VIII	VIII	VIII	VIII		VIII	VI	VIII	VIII	VIII	VIII	VIII
IX	IX	IX	IX		IX		IX	IX	IX	IX	IX
X	X	X	X	VI	X	VII	X	X	X	X	X
		XI	XI		XI		XI	XI	XI	XI	XI
		XII	XII		XII		XII	XII	XII	XII	XII

Figura 2.1 Comparación entre diferentes escalas de intensidad macrosísmica⁽⁶⁾.

No obstante, debido a las continuas revisiones realizadas en las escalas propuestas, existen problemas en el momento de asignar los valores de intensidades en los distintos sitios. Las escalas dependen, entre otros aspectos, de la opinión de los observadores, de la uniformidad en las tipologías de las construcciones clasificadas por cada escala y de la no linealidad entre los grados de las escalas mismas.⁽¹⁾

b) Parámetros obtenidos a partir de registros. Procedimiento analítico

Los métodos analíticos se basan en medidas instrumentales para cuantificar la intensidad de los terremotos. Una de las medidas se conoce como la intensidad espectral de Housner, en la que la severidad de las vibraciones que excitan un oscilador puede evaluarse a partir del espectro de respuesta de velocidades de la masa de dicho oscilador. Un promedio de la severidad del movimiento sísmico puede obtenerse mediante la expresión⁽¹²⁾

$$SI_{\nu} = \int_{0.1}^{2.5} S_{pv}(T, \nu) dT \quad (2.2)$$

donde SI_{ν} es la intensidad espectral, S_{pv} es la velocidad espectral, T es el período natural de vibración y ν es la fracción del amortiguamiento del oscilador con respecto al crítico. Una variante de la intensidad espectral corresponde a la "raíz cuadrada del valor medio" (R_s), dada por la expresión

$$R_s = \left[\frac{1}{t_1} \int_0^{t_1} \ddot{z}^2 dt \right]^{1/2} \quad (2.3)$$

Otra de las importantes medidas de un terremoto es la denominada intensidad de Arias, basada en la capacidad de daño de un sismo y que es independiente de si existen o no edificios en la zona y sin importar el tipo o la calidad de ellos. Se evalúa con la siguiente expresión:

$$I_{xx}(\nu) = \frac{f(\nu)}{g} \int_0^{t_0} a_x^2(t) dt \quad (2.4)$$

donde $I_{xx}(\nu)$ es la intensidad en un punto a lo largo de la dirección x , ν es la fracción del amortiguamiento crítico del oscilador, $a_x(t)$ es la aceleración del suelo según el eje x en el instante t , t_0 es la duración total del acelerograma. Para valores prácticos de la fracción del amortiguamiento crítico ν que varía entre el 2 y el 20%, el valor de la función $f(\nu)$ varía a su vez entre 1.57 y 1.4, aproximándose al valor de $\pi/2$. Debido a la poca sensibilidad respecto a ν , Arias selecciona entonces $\nu = 0\%$ para evaluar su intensidad mediante⁽¹⁾

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (2.5)$$

2.2.3 Duración efectiva de un sismo

Es difícil hablar de duración efectiva de un sismo. Ciertos autores como Bolt⁽¹³⁾ proponen la denominada duración acotada, que se define como el lapso en el cual la sacudida del sismo se mantiene por encima de un cierto umbral de aceleración, normalmente 0.05g. Otros autores tienen en cuenta la forma del acelerograma antes que los niveles de aceleración pero, en términos generales, estudios realizados por varios autores han encontrado correlaciones entre la duración efectiva y la magnitud del sismo. Trifunac et al.⁽¹⁴⁾ relacionan la duración del sismo con la máxima energía del movimiento, introduciendo el concepto de duración efectiva como el tiempo transcurrido para que la función de intensidad de Arias definida por la ecuación (2.5) supere el 5% y alcance el 95% de su valor máximo. Posteriormente, del estudio de más de 84 acelerogramas registrados en la parte occidental de los Estados Unidos, Dobry et al.⁽¹⁵⁾ encontraron que, para magnitudes entre 4.7 y 7.6 y distancias focales entre 0.1 y 130 km, es válida la siguiente regresión (t_d en segundos):

$$\log t_d = 0.43 M - 1.83 \quad (2.6)$$

2.2.4 Sismicidad

Originalmente la sismicidad ha sido considerada como la distribución espacio-temporal de los terremotos en la Tierra (fecha y localización) y sus efectos destructores —basados en la recopilación histórica de todos los datos de los sismos— han dado origen a los catálogos sísmicos. Con los avances en la instrumentación y en el desarrollo de conceptos como los mencionados en los anteriores apartados, se han podido confeccionar cada vez mejores y más completos catálogos, con datos como magnitud, duración, coordenadas exactas del foco, dirección de propagación, profundidad, etc. Todo ello ha permitido elaborar estudios de sismicidad cada vez más sofisticados, incorporando los nuevos conceptos y parámetros y relacionando la actividad sísmica con sus distribuciones espacial y temporal, e incluso correlacionándola con las características fisiográficas y geológicas de cada región⁽¹⁶⁾. De los diversos estudios realizados se han podido observar regiones más activas que otras, concentradas en zonas o franjas bien marcadas. En la figura 2.2 puede observarse la distribución de la sismicidad del área Ibero-Magrebí^(16,17), mientras que en la figura 2.3 se presenta la sismicidad en América Central y América del Sur, donde pueden apreciarse estos fenómenos⁽¹³⁾.

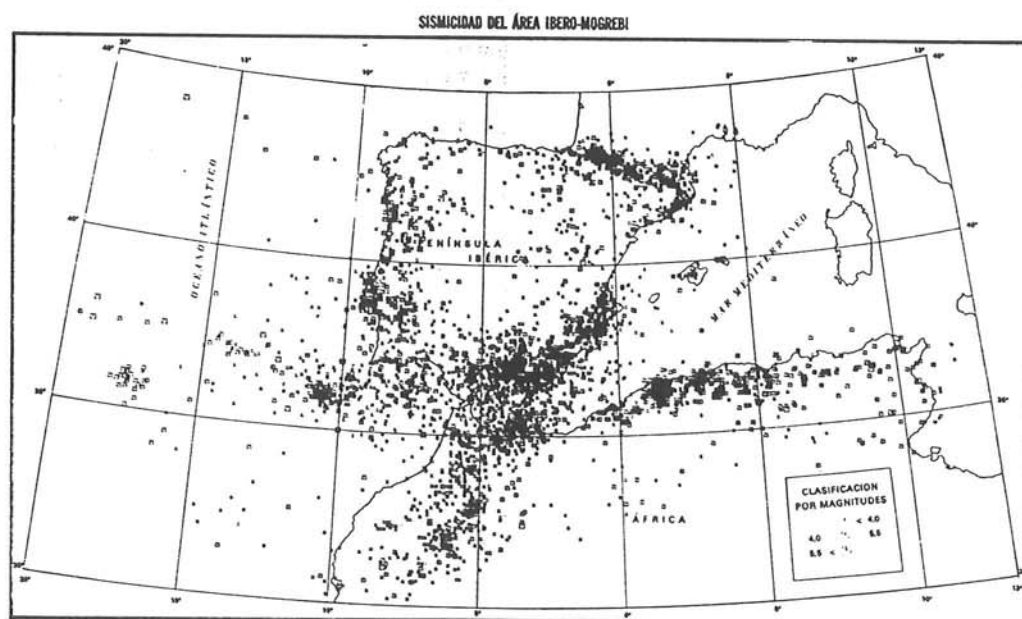


Figura 2.2 Distribución de la sismicidad del área Ibero-Magrebí ^(16,17).

La distribución geográfica de los terremotos en el planeta muestra las zonas activas claramente identificadas, siendo la primera el denominado cinturón Circum-Pacífico, que comprende toda la parte oeste del continente americano, desde

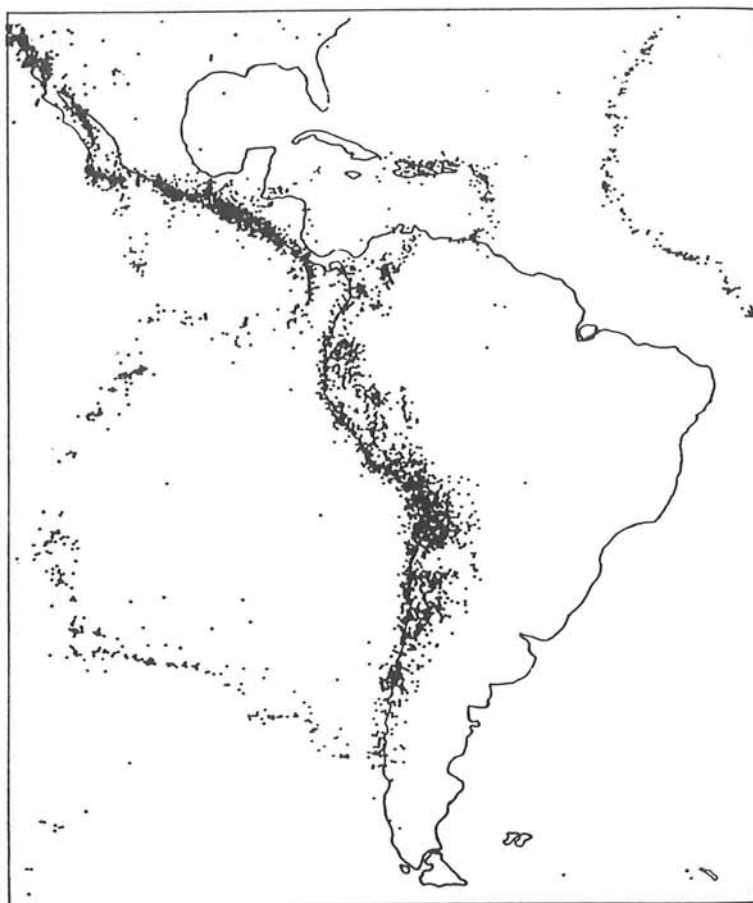


Figura 2.3 Distribución de la sismicidad de América Central, Sur y sus zonas oceánicas⁽¹³⁾.

Alaska hasta el sur de Chile y desde la parte norte de las islas Aleutianas, siguiendo todas las islas del Japón, Indonesia, Nueva Zelanda, hasta las islas Fiji y Honda al sur. La segunda zona denominada Mediterráneo-Himalaya se extiende, desde las islas Azores al sur de España, pasando por Italia, Grecia, Turquía y Persia y llegando hasta el Himalaya y el norte de la India y la China. Y finalmente la tercera, formada por cordilleras submarinas que dividen el Atlántico en dos partes, las del Índico y las del Pacífico, frente a las costas occidentales de América del Sur⁽¹⁶⁾. El estudio y las teorías sobre estas regiones, han marcado los inicios de la tectónica de placas que constituye toda una rama especializada de la Geofísica.

2.3 POTENCIAL DESTRUCTIVO DE LOS TERREMOTOS

Según Bertero⁽¹⁸⁾, son cuatro las condiciones generales que determinan la ocurrencia de un desastre por terremoto:

- El **tamaño** del terremoto, ya que un sismo pequeño no induce un movimiento fuerte en el terreno, suficiente como para producir daños considerables.

- La **fente** sísmica debe ser lo suficientemente cercana a un área urbana, ya que a grandes distancias el movimiento del terreno se atenúa hacia un nivel más bajo del requerido para inducir daños importantes. Sin embargo, existen excepciones en las que los desastres pueden ocurrir también a considerables distancias, de 150-250 km e incluso, bajo condiciones especiales, pueden causar daño a distancias epicentrales de hasta 500 km como los terremotos de México (1957,1985) y Argentina (1972).
- El **tamaño y distribución** de las poblaciones afectadas y su desarrollo económico.
- El **grado de preparación** contra el sismo, entendiéndose como tal el grado de educación y prevención que existe en la población frente a la posibilidad de un terremoto.

Fácilmente puede observarse que el potencial de desastre se incrementa cuanto mayor y más cercano sea el sismo a un centro urbano, cuanto mayor sea la población y el desarrollo económico y cuanto menor sea el grado de preparación contra sismos.

Analizando estas condiciones se observa que, a pesar de que la sismicidad permanece constante, el rápido crecimiento y dispersión de la población en las áreas sísmicamente más peligrosas contribuye a un rápido incremento en el tamaño del desastre. La explicación es que, mientras la frecuencia y la magnitud de los terremotos no cambia significativamente con el tiempo, las poblaciones crecen densa y desordenadamente, produciéndose concentraciones en lugares donde se han dado recientemente grandes magnitudes de sismos. La población del mundo se incrementa en una tasa sin precedentes de 100 millones por año y un 75% de ese crecimiento tiene lugar en las grandes ciudades, añadiendo presión a la ya estrecha infraestructura urbana existente y dando lugar a edificios sobrepoblados. Más aún, este incontrolado crecimiento tiene lugar en ciudades altamente sísmicas y pobladas tales como México o Beijing, con lo cual se agrava el problema⁽¹⁹⁾. Muchos países del mundo llegan a doblar su población cada 20 o 25 años, la población urbana se duplica cada 12 o 15 años y la tasa de expansión de los barrios alrededor de las más grandes aglomeraciones urbanas es aún más alto, pues éstos pueden llegar a duplicar su población cada 5 o 7 años⁽²⁰⁾. Este desmesurado crecimiento de la población y del desarrollo económico, no están siendo contrarrestados con un incremento de la preparación contra los sismos.

Se ha visto además que, a pesar de los avances en la Ingeniería Sísmica y en la Ingeniería Estructural realizados en las últimas décadas, se ha incrementado el riesgo de pérdidas debidas a los terremotos. Un ejemplo claro puede proporcionarlo la comparación de los desastres del terremoto de San Francisco (1906) y del de Loma Prieta (1989). Se ha evaluado que las pérdidas económicas del desastre de Loma Prieta, únicamente como consecuencia del daño directo, llegaron a los 8 billones de dólares⁽²¹⁾ y que, si se consideraran los costos indirectos y funcionales que provocó el sismo, la cifra llegaría a los 10 billones de dólares⁽²²⁾.

Lo interesante es que las pérdidas económicas de este sismo son del mismo orden o un poco superiores al gran terremoto de San Francisco de comienzos de siglo. Si comparamos la energía liberada entre el de San Francisco (magnitud estimada 8.3) y el de Loma Prieta (M_s 7.1) la relación es 63 veces mayor y peor aún, el epicentro del terremoto de Loma Prieta se situó a 90 km de la ciudad, mucho más lejano que el epicentro del terremoto de San Francisco.

El razonamiento anterior permite concluir que con el paso del tiempo el potencial de destrucción de los sismos va aumentando desproporcionadamente. Otro ejemplo claro es el reciente terremoto de Northridge (1994), el cual con una magnitud calculada de $M_s=6.8$, inferior al de Loma Prieta, ha llegado a producir la cifra astronómica de 30 billones de dólares en pérdidas, convirtiéndose en el más grave desastre natural de la historia de los Estados Unidos^(23,24,25).

Otra explicación del incremento en las pérdidas que ocasionan los terremotos en centros urbanos consiste en la existencia de estructuras vulnerables y por tanto peligrosas. Muchas de estas estructuras y entre ellas edificios, fueron construidos cuando la Ingeniería Sísmica aún estaba en sus comienzos. Hay que tener en cuenta también que, pese a que los requisitos de diseño sísmico de los códigos de edificaciones han sido cada vez más exigentes y mejorados desde ese entonces, aún los códigos vigentes en la actualidad no son infalibles⁽¹⁸⁾.

Toda esta problemática ha sido objeto de numerosos estudios con el propósito de desarrollar métodos para mitigar los efectos de los terremotos y de esta necesidad han nacido los estudios de riesgo sísmico.

2.4 PELIGROSIDAD SÍSMICA

Se entiende por peligrosidad sísmica de una zona cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona^(16,18). Estos efectos pueden venir representados mediante la aceleración, velocidad, desplazamiento o por la intensidad sentida en el lugar y para evaluarlos es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan el lugar en cuestión.

En la figura 2.4 se presenta el mecanismo de propagación de la energía de un sismo desde el epicentro hasta cualquier punto de una estructura. Puede observarse que, al ocurrir un terremoto con unas ciertas características focales (profundidad, mecanismo focal, magnitud, etc.), parte de la energía disipada se convierte en ondas sísmicas, las cuales se propagan por la tierra sufriendo diversos fenómenos entre los cuales se encuentran el de reflexión, refracción, atenuación y amplificación, hasta llegar al basamento rocoso debajo del lugar de emplazamiento bajo estudio, en forma de excitación, la cual está representada en la gráfica como X_1 . Debido a la existencia de las capas de suelo que se encuentran entre el basamento y la superficie, las ondas sufren nuevos fenómenos, generalmente de amplificación, obteniéndose la señal X_2 , siendo A la función de transferencia de dichas capas de suelo. Debido al fenómeno de interacción suelo-estructura representado por la función de transferencia I , la señal sufrirá nuevos

cambios de cuyo resultado se obtendrá la nueva señal X_3 , convirtiéndose en una excitación a nivel de la base del edificio, la que finalmente se aplicará a la estructura provocando a través de la función de transferencia D , deformaciones y esfuerzos en todos los puntos de la misma.

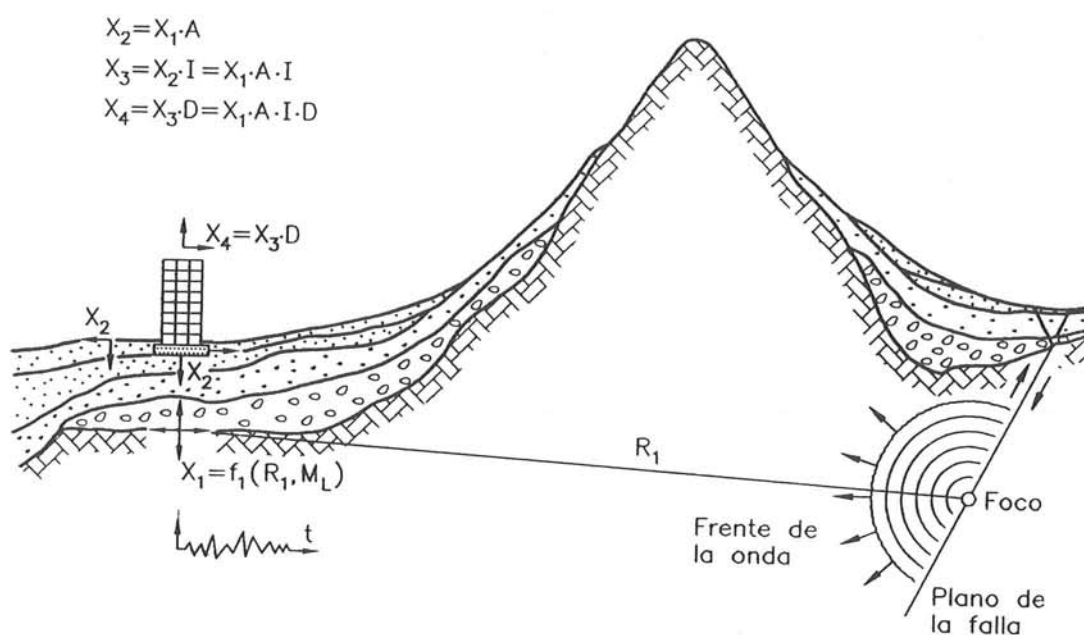


Figura 2.4 Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura.

Desde el punto de vista práctico, la evaluación de las funciones de transferencia I y D corresponde a la Ingeniería Estructural; sin embargo, el cálculo de la función de transferencia A y la evaluación de la excitación X_1 son temas a solventar en los estudios de peligrosidad sísmica. En otras palabras, los estudios de peligrosidad tienen como objetivo estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado como consecuencia de los terremotos. Si no se puede realizar una estimación del movimiento en sí, es importante una estima del tamaño del terremoto en el lugar en cuestión⁽⁴⁾.

Los estudios de peligrosidad sísmica a nivel regional (macrozonificación) se dedican a estimar el parámetro X_1 , mientras que los estudios de peligrosidad a nivel local (microzonificación) tienen como objetivo el de evaluar la función de transferencia A y por ende la señal X_2 . Para realizar estos estudios se requiere de investigaciones muy detalladas que son parte de un amplio campo dentro de varias ciencias como la Geofísica, la Geología y la Geotécnica. En el presente capítulo solo se describen brevemente los procedimientos que normalmente se utilizan, a fin de presentar la problemática general del tema.

Para evaluar la peligrosidad sísmica a escala regional, es necesario definir dos aspectos fundamentales⁽⁶⁾:

- la **caracterización** de zonas fuente.
- el mecanismo de **propagación** de la energía sísmica.

A continuación se describen brevemente dichos aspectos.

2.4.1 Caracterización de zonas fuente

a) Localización y geometría

Las zonas o fuentes generadoras de sismos son volúmenes litosféricos asociados a ciertas características tectónicas, donde se presume que pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar, denominándose *zonas sismogenéticas*. Una fuente sismogenética no corresponde, generalmente, a una única falla geológica activa, sino que es probable que esté asociada a varias fallas activas⁽¹⁾. Para la evaluación de la peligrosidad, es de vital importancia la localización y geometría de dichas fuentes.

Si se dispone ya de estudios de la sismicidad de una región, es también importante subdividirla en distintas zonas sismogenéticas⁽⁴⁾; sin embargo, desde el punto de vista tectónico, esta tarea puede ser difícil pues depende de la información que se posea de dichas zonas. Cuando las fuentes corresponden a *zonas interplacas*, es decir a aquellos volúmenes litosféricos de grandes deformaciones y sismicidad elevada, asociadas a grandes fallas, probablemente superficiales (como por ejemplo la costa oeste del continente americano), es mucho más factible de identificarlas y subdividirlas. Por el contrario, cuando las fuentes corresponden a *zonas intraplacas*, donde las deformaciones son moderadas, haciéndose difícil la asociación a fallas activas (por ejemplo la costa oeste del Mediterráneo) o peor aún a zonas de deformaciones débiles o zonas estables, con sismicidad escasa (por ejemplo Australia, Siberia, Canadá), la tarea de identificación y subdivisión puede ser muy dificultosa^(1,5,6,17).

Dada la importancia de las fallas como potenciales fuentes generadoras de terremotos, es obvia la necesidad de su completa identificación, lo cual puede realizarse por métodos geológicos que utilizan cartografías tectónicas exhaustivas, por teledetección mediante fotografía aérea, utilizando imágenes proporcionadas por satélites, métodos geofísicos mediante la sísmica de reflexión, georadar, etc. El determinar si las fallas son activas o no, es decir, si han sufrido deformaciones importantes en épocas recientes, es una tarea difícil para la Geología, la cual utiliza usualmente procedimientos paleontológicos, radiométricos, geomorfológicos, geodésicos o análisis del aspecto estructural de la falla. El procedimiento actual para efectuar estos estudios es utilizando las redes de sismógrafos, pues pueden detectar localizaciones de actividad sísmica. A pesar de todos estos procedimientos, existen las denominadas fallas ciegas, las cuales no se manifiestan en la superficie y solo se las puede identificar después de que hayan sido generadoras de algún terremoto, como fue el caso de los terremotos de Withiers Narrows

(1987) y Loma Prieta (1989) en California^(1,6).

Cuando las fuentes sismogénicas son más extensas y se hace difícil el determinar todas las fallas activas que contienen, se requiere realizar una zonación sismotectónica, subdividiendo el territorio bajo estudio en zonas donde el comportamiento sísmico pueda ser homogéneo desde el punto de vista tectónico, con todas las complicaciones que pudieran presentarse.

b) Cuantificación del potencial sísmico

Para terminar de caracterizar una zona fuente se requiere conocer su potencial sísmico, para lo cual existen dos procedimientos, uno determinista y otro probabilista.

- **Métodos deterministas.** El método determinista considera que la sismicidad futura de una región será idéntica a la del pasado. Por este motivo los valores máximos de los parámetros que definen el movimiento del terreno, tales como la aceleración o la intensidad y a veces la magnitud, se determinan directamente a partir de los terremotos del pasado de la región. Con este fin se utilizan métodos basados en la dimensión de la ruptura que proporcionan los mencionados valores máximos valiéndose de expresiones empíricas como las que se presentan en la referencia (26), las cuales relacionan la magnitud de un sismo con la longitud de la fractura. Otros métodos se basan en la sismicidad histórica utilizando los catálogos sísmicos, los cuales generalmente corresponden a un periodo de tiempo relativamente corto (algunos cientos de años), obteniéndose de ellos los valores buscados; siendo éstos un tanto inciertos, en ciertas ocasiones se los mayoran.

Los problemas que se generan están a la vista. En primer lugar, el máximo histórico del parámetro que define el movimiento no tiene porqué ser el máximo futuro, pero sí una cota inferior de él. En los métodos basados en la dimensión de la ruptura surgen también todos los demás problemas relacionados con la caracterización de la zona fuente comentados en el anterior apartado y, por lo tanto, las expresiones obtenidas no son fiables para cualquier zona de estudio. Los métodos basados en la sismicidad histórica son claramente muy sensibles a cuán completo es el conocimiento de la sismicidad de la zona, siendo más correctos cuanto más datos se poseen.

- **Métodos probabilistas.** El principio de los métodos probabilistas parte de que, basándose en la sismicidad histórica, pueden establecerse leyes estadísticas que gobiernen el comportamiento sísmico de una región⁽¹⁶⁾. Estos métodos requieren del conocimiento de los siguientes aspectos:

- ▷ zonas sismogénicas
- ▷ máximo terremoto esperado en cada una de las zonas.
- ▷ relaciones frecuencia de ocurrencia-magnitud de la zona y evaluación de los periodos de retorno.

En consecuencia, el problema que se plantea es el obtener las frecuencias de

ocurrencia (ν) de los terremotos, el cual se resuelve utilizando la Teoría de las Probabilidades.

Debido a las incertidumbres que conllevan los métodos deterministas, a menudo se prefiere utilizar los probabilistas y por este motivo se hace a continuación un comentario más detallado de estos últimos.

Definiendo la frecuencia como el número medio de terremotos de magnitud mayor que M por unidad de tiempo, Gutenberg y Richter propusieron la siguiente expresión, conocida también como la ley de Richter^(1,3):

$$\nu = \alpha e^{-\beta M} \quad (2.7)$$

donde los valores de los parámetros α y β caracterizan la zona sismogénica. Otra forma de expresar la ecuación (2.7) es

$$\log N(m_i) = A - BM \quad (2.8)$$

donde A y B son constantes para una zona sísmica determinada que dependen de α y β . La figura 2.5 representa una típica recurrencia según la ley de Richter. Sin embargo, la evidencia estadística ha mostrado que para valores altos de la magnitud (mayores que 7 aproximadamente), la recta tiene tendencia a curvarse hacia abajo⁽²⁷⁾.

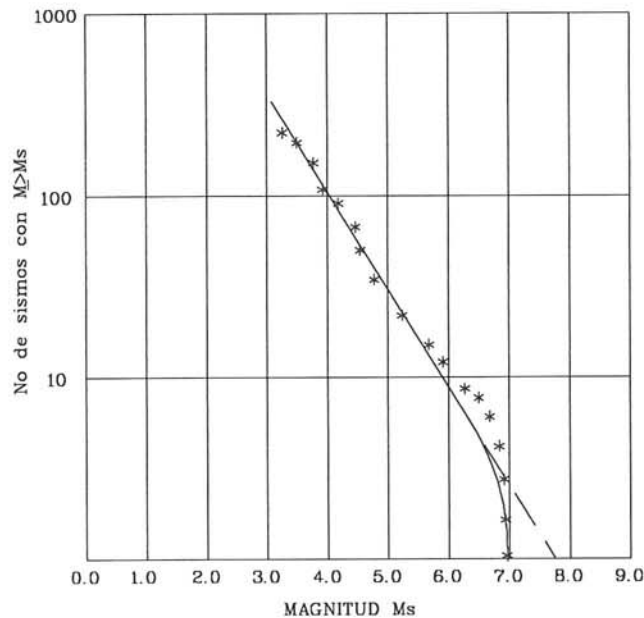


Figura 2.5 Ejemplo de ley de recurrencia de las magnitudes.

La regresión que permite obtener la gráfica no debe realizarse mediante procedimientos de mínimos cuadrados, pues éstos tratan a los datos independientemente, de acuerdo a una ley de distribución gaussiana o normal. La frecuencia de eventos sísmicos está mejor representada por otras distribuciones, tal como se verá más adelante. En este sentido, Weichert ⁽²⁸⁾ sugiere utilizar métodos alternativos de máxima verosimilitud que, además de proporcionar una regresión con buenas estimaciones de los parámetros β y ν , evalúan las incertidumbres de los mismos.

Sandi, en la referencia (29), supone que para predecir eventos futuros podría asumirse que, a gran escala, la ocurrencia de eventos sísmicos representa un proceso estacionario, el cual puede cuantificarse mediante un sistema de variables probabilistas independientes del origen considerado como medida de tiempo, es decir, que el número de esos eventos dentro de un intervalo de tiempo dado es independiente de los eventos en otros intervalos. Por consiguiente se puede considerar, para un rango dado de magnitudes en una zona dada, que los terremotos son eventos independientes entre sí y de igual probabilidad de ocurrencia en un intervalo de tiempo $t = t_1 - t_0$. Si N es una variable aleatoria representando el número de terremotos de cierta magnitud M que ocurren en el intervalo de tiempo t , puede representarse mediante una ley de distribución de tipo Poisson, siendo éste el modelo más sencillo que puede aplicarse. Esto significa que la probabilidad de que se produzcan N terremotos con magnitud mayor que M en el intervalo de tiempo t viene dada por la siguiente función de densidad de probabilidad^(16,27,30):

$$f_N(N) = \frac{(\nu t)^N e^{-\nu t}}{N!} \quad N = 1, 2, \dots \quad (2.9)$$

Si $N = 0$, no se produce ningún terremoto de magnitud mayor que M , por lo cual la probabilidad de ocurrencia de los terremotos con magnitud menor que M puede escribirse en la forma

$$f_N|_{N=0} = P(M) = e^{-\nu t} \quad (2.10)$$

donde $P(M)$ es la distribución de las magnitudes. Remplazando la expresión (2.7) en la (2.10), se tendrá

$$P(M) = e^{-(\alpha t)e^{-\beta M}} \quad (2.11)$$

La ecuación (2.11) muestra la típica forma de la función de distribución para valores máximos del tipo Gumbel I⁽³⁾.

La representación de la ocurrencia de eventos sísmicos mediante el modelo de Poisson tiene limitaciones, puesto que es difícil pensar que la ocurrencia de un terremoto no influya en la ocurrencia de otros. De hecho se ha observado

que antes de un terremoto ocurren movimientos sísmicos premonitores y después réplicas, lo que hace inconsistente la mencionada hipótesis. Por ello se han planteado modelos estocásticos más complejos, que requieren de estudios mucho más detallados, tales como el modelo de Poisson no homogéneo, en el cual el parámetro ν es función del tiempo o los modelos de Markov en los que existe una dependencia entre los futuros eventos y los anteriores.⁽⁵⁾ A pesar de todo, el uso de las relaciones (2.7) o (2.8) es extenso hoy en día, especialmente para estudios de sismicidad inducida en zonas de importancia especial como, por ejemplo, sitios de emplazamiento de presas⁽⁴⁾.

Todo el proceso anterior puede también realizarse considerando la máxima intensidad macrosísmica epicentral en lugar de la magnitud. Debido al carácter subjetivo de dicha intensidad, el procedimiento más adecuado de evaluar la peligrosidad sísmica es el que utiliza las magnitudes. Sin embargo, en lugares en los que no se dispone de acelerómetros o en lugares donde no se producen aceleraciones grandes que puedan poner en funcionamiento los acelerómetros e incluso en los que no se dispone de sismógrafos, el procedimiento por intensidades se hace imprescindible.

El resultado final de la aplicación de los métodos probabilistas es la probabilidad de ocurrencia de los distintos tamaños de terremotos, generalmente tendiéndose a obtener intensidades macrosísmicas máximas o aceleraciones máximas, para un lugar y en un intervalo de tiempo determinado. Este tipo de resultado es de gran utilidad para la ingeniería a la hora de decidir el tamaño de la acción sísmica de diseño, evitando tener que utilizar únicamente los valores máximos de la acción para cualquier tipo de estructura y haciendo posible una optimización de los diseños, lógicamente dependiendo de la importancia que tenga la estructura en cuestión.

2.4.2 Propagación de la energía sísmica

Una vez conocidas las zonas sismogénicas del territorio en estudio y el potencial sísmico del mismo, se requiere conocer cómo se propaga aquella parte de la energía emitida en la fuente que se convierte en ondas sísmicas, hasta un punto específico de la Tierra. Como se observó en la figura 2.4, las ondas sísmicas se propagan a través de los estratos rocosos hasta llegar al punto donde la señal está representada por X_1 . En el trayecto R_1 recorrido por la onda ocurren diferentes fenómenos que son principalmente la *expansión geométrica* y la *atenuación anelástica*.

La expansión geométrica representa la disminución de la amplitud de las ondas en función de la distancia, debido a la variación de la energía por unidad de volumen provocada por la ampliación del frente de onda, es decir, debido a un cambio en la densidad y en la distribución de la energía total, la cual permanece constante. La atenuación expresa también el decrecimiento de la amplitud pero debido a otros fenómenos que no son atribuidos a la expansión; así, el fenómeno de atenuación anelástica engloba dos efectos principales: la *atenuación intrínseca*

relacionada con la pérdida de la energía de las ondas sísmicas en forma de calor y debido a deformaciones inelásticas del medio y la *atenuación dispersiva* que no es un proceso de disipación de energía, sino mas bién una redistribución de la misma en el espacio y en el tiempo (cambio de dirección y desfazamiento) debido a la interacción entre las ondas y la heterogeneidad del medio atravesado. Por tanto, la atenuación depende tanto de la distancia como del medio por el que se propagan las ondas sísmicas.

Haciendo uso de la definición de intensidad macrosísmica y elaborando mapas de las isosistas de un terremoto, que son curvas de igual intensidad, se observa que los efectos de los terremotos decrecen en tamaño conforme se alejan del foco. Por ello, la relación intensidad-atenuación ha sido muy utilizada para inferir funciones que repondan al fenómeno en cuestión. Dichas funciones se denominan *leyes de atenuación* y generalmente relacionan la intensidad en un sitio con la distancia focal, una relación diferente según la magnitud del terremoto, con algún parámetro adicional que trate de evaluar efectos focales, tales como la caracterización de las estructuras tectónicas responsables de la ocurrencia de los eventos sísmicos⁽⁵⁾. Otras leyes en cambio, bajo ciertas hipótesis como las de suponer una fuente sísmica puntual, modelizan la disminución de intensidad en función de la distancia epicentral, a partir de la expansión geométrica y de la atenuación anelástica, de la siguiente forma⁽⁶⁾:

$$\Delta I = I_e - I_r = K \left[\log \frac{r^n}{h^n} + \gamma \log_{10} e(r - h) \right] \quad (2.12)$$

donde I_e es la intensidad en el epicentro, I_r la intensidad en el sitio en cuestión, r la distancia focal al sitio, h la profundidad focal, K un factor tomado de datos experimentales (≈ 3) y n un factor que para distancias cortas toma el valor de 1. De esta manera la ecuación (2.12) se transforma en

$$\Delta I = 3 \log \frac{r}{h} + 1.3\gamma(r - h) \quad (2.13)$$

donde el coeficiente γ , denominado coeficiente de atenuación anelástica, se expresa como

$$\gamma = \frac{\pi f}{v Q} \quad (2.14)$$

siendo f la frecuencia de las ondas utilizadas para la evaluación de la atenuación y v su velocidad de propagación en el medio caracterizado por el factor Q o factor de calidad. Si suponemos que los daños ocasionados en un sitio por un sismo de intensidad I son debidos principalmente a los modos superiores de vibración de las ondas superficiales, ondas L_g , de frecuencias próximas a 1 Hz, que se propagan por la corteza terrestre con una velocidad media del orden de 3.5 km/s, la ecuación (2.14) se transforma en

$$\gamma \approx \frac{1}{Q} \quad (2.15)$$

La obtención de los valores del factor Q se hace imprescindible en los estudios de peligrosidad; sin embargo, se requieren registros sísmicos —como mínimo sismogramas— para su determinación. En las referencias (31) y (32) pueden observarse procedimientos y técnicas para determinar la distribución de los valores de Q y una aplicación al estudio de la Península Ibérica.

Otros procedimientos basados en la suposición de que la intensidad varía linealmente con la atenuación de la energía, proporcionan expresiones tales como

$$I = I_0 - C_1 \log_{10} \left(\sqrt{1 + \frac{r^2}{h^2}} \right) - C_2 \left(\sqrt{r^2 + h^2} - h \right) \quad (2.16)$$

donde I_0 es la intensidad epicentral, C_1 y C_2 son constantes relacionadas con la expansión geométrica del frente de onda y con la absorción anelástica del medio de propagación respectivamente^(4,16).

Sin embargo, cuando no se dispone de registros sísmicos que permitan realizar estas estimaciones, se deben realizar estudios bajo ciertas hipótesis sobre la distribución de las intensidades observadas durante un terremoto, que permitan establecer las curvas representativas para la región; para este propósito es imprescindible contar con catálogos sísmicos completos y detallados con todos los datos macrosísmicos posibles. Por esta razón, en zonas de baja sismicidad la determinación de leyes de atenuación es más difícil aún, debido a los pocos mapas fiables de isosistas de terremotos disponibles⁽³³⁾.

Así como es de gran importancia obtener leyes de atenuación para las regiones en estudio, es necesario también obtener relaciones entre valores de aceleraciones, velocidades o desplazamientos máximos y la intensidad macrosísmica y, por ende, entre los mencionados valores y las leyes de atenuación encontradas. Esto se debe a que tradicionalmente, el diseño de estructuras necesita definiciones de cargas basadas en los parámetros máximos del movimiento sísmico o en espectros de respuesta esperados en el sitio de emplazamiento. Este problema suele resolverse mediante estudios estadísticos y mediante la obtención de leyes empíricas que relacionen los parámetros en cuestión. Sin embargo, no se han obtenido buenas correlaciones cuando se han utilizado parámetros individualmente, como por ejemplo, la aceleración máxima con la intensidad macrosísmica. Varios autores han sugerido utilizar expresiones involucrando varios parámetros, como por ejemplo

$$\log a_h = 0.14 I_{mm} + 0.24 M - 0.68 \log R + 0.73 + \beta \quad (2.17)$$

donde a_h es la aceleración máxima horizontal, I_{mm} es la intensidad macrosísmica en la escala Mercalli Modificada, M es la magnitud del terremoto, R la distancia

epicentral y β caracteriza sísmicamente la región. Este último parámetro toma diferentes valores dependiendo de la zona, así por ejemplo, toma valores de 0.60 para la costa occidental de los Estados Unidos, 0.69 para Japón y 0.88 para Europa⁽⁶⁾.

Los problemas que se presentan son los típicos de estudios estadísticos, tales como la homogeneidad, cantidad y calidad de los datos, dispersiones grandes, etc., además de la circunstancia de que es necesario disponer de registros sísmicos para obtener los datos. La existencia de acelerogramas facilita la tarea puesto que, por procedimientos de integración numérica y mediante la utilización de la transformada de Fourier, es posible obtener tanto los valores máximos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, como los espectros de las señales. Sin embargo, la complejidad del problema es mayor cuando solo se dispone de registros proporcionados por sismógrafos y peor aún, cuando no se dispone de registro alguno.

Debido a los problemas numéricos relacionados con la obtención de los valores máximos de aceleraciones y velocidades a partir de sismogramas, se han desarrollado técnicas en base a estudios de la onda L_g , debido a que ésta es la onda que contribuye en mayor grado a los efectos de un terremoto para magnitudes menores o próximas a 6⁽⁴⁾ y, basándose en la similitud que presentan los espectros de Fourier de la aceleración con los pseudo-espectros de respuesta en velocidades para un coeficiente de amortiguamiento nulo y para las frecuencias de más interés en Ingeniería (1-10 Hz)⁽³⁴⁾. Estas técnicas sugieren que puede expresarse la pseudo-aceleración PSA en función de la magnitud M del sismo, del coeficiente de atenuación anelástica γ y de la distancia focal r , de la siguiente manera⁽⁴⁾:

$$PSA = Ae^{BM} e^{-\gamma r} r^{-1/2} \quad (2.18)$$

donde A y B son constantes que pueden obtenerse por inversión generalizada a partir de la expresión (2.18) una vez linealizada. En la determinación del parámetro Q y por ende de γ , sobresale la importancia de los estudios de las ondas Lg ⁽⁷⁾.

2.4.3 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala regional

La evaluación global de la peligrosidad sísmica en una región puede realizarse mediante varias metodologías que han sido desarrolladas en las últimas dos décadas; la diferencia entre ellas radica en los parámetros considerados y en los procedimientos utilizados que tienen relación con la caracterización de las zonas fuente y con la evaluación de la propagación de la energía. Algoritmos conocidos, como los de Cornell y McGuire, son generalmente utilizados para realizar la mencionada evaluación. Varios métodos, como el propuesto en la referencia (35), utilizan técnicas bayesianas para solucionar los problemas de carencia de datos completos en regiones de sismicidad moderada o baja. Resumiendo, los

métodos varían según:

- el parámetro de cálculo de la peligrosidad, generalmente intensidad macrosísmica o aceleración máxima;
- el tamaño del sismo, definido por la magnitud o la intensidad máxima epicentral;
- el parámetro que utilice la ley de atenuación, generalmente la intensidad macrosísmica o la aceleración máxima;
- el método matemático utilizado para caracterizar el potencial sísmico, así como el tipo de datos utilizados;
- el modelo probabilista utilizado, que puede ser del tipo Poisson, Markov, etc.;
- el tipo de leyes de recurrencia obtenidas relacionando la frecuencia de ocurrencia de los sismos con la magnitud o intensidad.

Para explicar mejor el proceso de evaluación final, se considerará a partir de ahora que el parámetro de cálculo es la aceleración máxima esperada en terreno firme o consolidado que, mediante las expresiones comentadas en el anterior apartado, puede relacionarse directamente con la intensidad macrosísmica. Siguiendo la metodología propuesta por Algermissen, la cual es similar a la propuesta por Cornell, en la figura 2.6 puede observarse una descripción del proceso completo⁽³⁶⁾.

A partir de la caracterización de las zonas fuente y de la ubicación del sitio de emplazamiento en la región (figura 2.6a), establecidas las leyes de recurrencia para cada una de las zonas fuente (figura 2.6b) y utilizando las leyes de atenuación (figura 2.6c), es posible combinar los efectos de cada una de las zonas y determinar la probabilidad correspondiente a distintos valores del parámetro característico del movimiento del suelo. En el caso de la figura 2.6d, se determina la probabilidad de ocurrencia $P(a)$ de que una aceleración A , generada por una fuente sismogénica cualquiera, resulte igual o inferior a un cierto valor a prefijado, siempre y cuando el sismo tenga una magnitud mayor a una especificada como mínima, que usualmente es $M_{\min} \geq 3$. La expresión que defina $P(a)$ sería⁽¹⁾

$$P(a) = P[A \leq a | M \geq M_{\min}] \quad (2.19)$$

La probabilidad condicional de la expresión (2.19) puede evaluarse mediante la expresión

$$P(a) = \frac{X}{Y} \quad (2.20)$$

en la cual X corresponde al número de picos de aceleraciones esperados con $A \leq a$ para $M \geq M_{\min}$ e Y al número total de ocurrencias de aceleración para

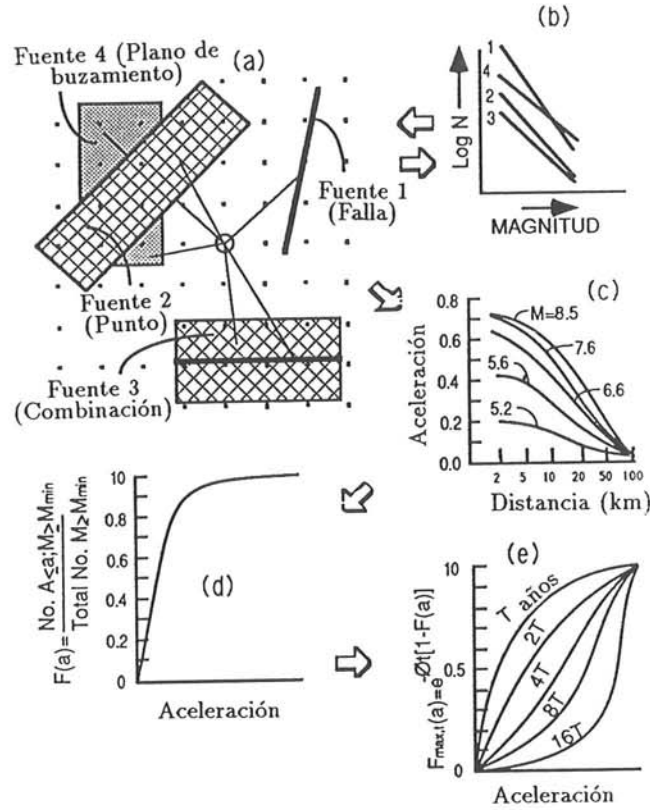


Figura 2.6 Proceso de evaluación de la peligrosidad sísmica⁽³⁶⁾.

$M \geq M_{\min}$. Suponiendo ahora N eventos independientes con aceleraciones asociadas A_i , la función de probabilidad acumulada de la aceleración máxima para el conjunto de N aceleraciones, considerando que los eventos son independientes e idénticamente distribuidos y tomando a N como variable aleatoria, será

$$P(a_{\max}) = \sum_{j=0}^{\infty} P(a)^j P(N = j) \quad (2.21)$$

Por otro lado, si N obedece a una distribución de Poisson en el tiempo, puede escribirse

$$P(a_{\max}) = \sum_{j=0}^{\infty} \frac{P(a)^j \lambda^j e^{-\lambda}}{\lambda!} \quad (2.22)$$

donde λ_j es el valor medio de ocurrencias para la fuente sismogénica en consideración. Según se ha observado en la ecuación (2.9), el valor de λ es νt . Esta ecuación, mediante transformaciones de expansión de términos utilizando series numéricas, puede ponerse en la forma

$$P(a_{\max}) = e^{-\nu t[1-P(a)]} \quad (2.23)$$

La forma típica de $P(a)$ se observa en la figura 2.6 d y la distribución de $P(a_{\max})$ en la figura 2.6 e, para diferentes valores de t en años.

Es conveniente definir aquí lo que se conoce como *periodo de retorno* de los terremotos, que es el tiempo medio transcurrido entre la ocurrencia de dos movimientos del terreno con la misma característica específica, que por ejemplo, puede ser la aceleración máxima. El periodo de retorno resulta ser el inverso de la probabilidad media anual de excedencia que, aplicando la expresión (2.23), es

$$Tr(a_{\max}) = \frac{1}{[1 - P(a_{\max})]} \quad (2.24)$$

En el diseño de estructuras se adopta un tamaño de la acción, de acuerdo con el denominado periodo de vida de la estructura, es decir, se espera que dentro de ese tiempo la acción de diseño no sea excedida, denominándose también tiempo de exposición. Este lapso de tiempo varía según la importancia de la estructura y, por ello, es de gran interés el relacionarlo con el periodo de retorno de los terremotos. La expresión que los relaciona es:⁽³⁷⁾

$$P(a_{\max})(t) = [1 - \frac{1}{Tr(a_{\max})}]^t \quad (2.25)$$

que es equivalente a la siguiente:

$$\text{Prob. de excedencia en } t \text{ años} = 1 - (1 - \text{Prob. anual})^t \quad (2.26)$$

De esta manera puede considerarse a t como el lapso de tiempo de exposición y mediante el periodo de retorno se obtiene la probabilidad de excedencia del sismo de tamaño asociado al periodo de retorno dado, en un lapso de t años.

Con todo este desarrollo, es posible obtener mapas de peligrosidad sísmica de toda una región, para terremotos con distintas intensidades probables (o distintas aceleraciones máximas), asociadas a un periodo de retorno determinado. Un ejemplo son los mapas de peligrosidad sísmica de España, donde mediante métodos probabilistas se han obtenido mapas para periodos de retorno de 100, 500 y 1000 años. La figura 2.7 muestra el mapa de peligrosidad de España en intensidades MSK, para un periodo de retorno de 1000 años, mientras que la figura 2.8 representa el mapa de peligrosidad en aceleraciones, para un periodo de retorno de 500 años^(37,38).

La mayoría de los investigadores dedicados al estudio de la peligrosidad opinan que la diferencia entre los métodos utilizados es menos importante que la preparación cuidadosa de los datos⁽⁶⁾. La falta de catálogos históricos más completos, la inexactitud y a veces el desconocimiento total de las fuentes sísmogenéticas, el insuficiente conocimiento de las leyes de atenuación para el sitio

en cuestión y las incertidumbres en la localización de los epicentros e intensidades, tanto históricos como instrumentales, son las principales dificultades que se presentan a lo largo de la evaluación de la peligrosidad y que pueden ser determinantes para la fiabilidad de los resultados, especialmente en regiones de sismicidad moderada y baja⁽³⁵⁾.

2.4.4 Evaluación de la peligrosidad sísmica a escala local

Los estudios de evaluación de la peligrosidad sísmica buscan proporcionar datos sobre la probabilidad de que ocurra un sismo de determinado tamaño, asociado a un periodo de retorno, en un lapso de tiempo de exposición. No obstante, la peligrosidad a escala regional proporciona dicha información para estratos de terreno firme o roca. Debido a que muy pocas veces las estructuras se cimentan sobre este tipo de estratos y en la mayoría de las ocasiones el ingeniero se ve obligado a realizar la cimentación en terrenos de menor calidad, es necesario conocer cuál es el efecto de la existencia de dichas capas de suelo sobre las características sismológicas del lugar, en qué medida varían los parámetros de evaluación de la peligrosidad regional, qué tipos de efectos adicionales pueden ocasionarse, ya sea debido a la topografía del terreno, a las condiciones locales de suelo o a otras causas, a fin de adoptar un determinado valor de la acción sísmica de diseño. Es aquí donde se hacen necesarios los estudios de la peligrosidad sísmica a escala local, denominados también estudios de microzonificación. Básicamente se deben considerar dos tipos de problemas⁽⁶⁾:

- efectos de amplificación dinámica debidos a la geometría y naturaleza del suelo sobre roca en la proximidad del lugar de estudio;
- efectos indirectos producidos por las vibraciones de las ondas sísmicas, tales como deslizamientos, licuefacción, etc.

a) Efectos de amplificación a escala local

De la experiencia de terremotos pasados se han podido observar concentraciones de daño en estructuras emplazadas en ciertos lugares, aún cuando dichos lugares están en algunas ocasiones más alejados del epicentro que otros, en los que los daños han sido mucho menores. Más aún, de la comparación de registros sísmicos obtenidos en el mismo sitio, tanto en el subsuelo como en la superficie, se pueden observar diferencias claras tanto en la amplitud como en el contenido de frecuencias y duración del movimiento registrado, tal como puede apreciarse en la figura 2.9 que corresponde a los acelerogramas del terremoto de Urayasu en Japón⁽³⁹⁾.

Como puede observarse en la figura 2.4, al linealizar el proceso de transmisión de ondas, el comportamiento de un depósito de suelo puede considerarse como el de un filtro lineal cuya función de transferencia A depende de las propiedades dinámicas del suelo y de la geometría del depósito. Por ello, se considera que el suelo actúa no solo como transmisor de energía, sino también como disipador. En el primer caso, el suelo se comporta como un filtro paso-banda, modificando

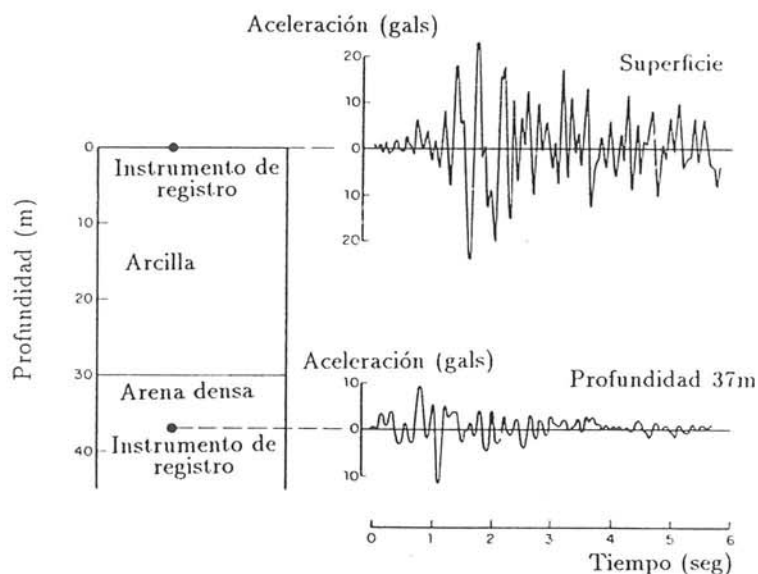


Figura 2.9 Registros de aceleración en la superficie y en el subsuelo obtenidos en Urasayu, Japón mostrando efectos locales de amplificación⁽³⁹⁾.

la amplitud y el espectro de frecuencias de las ondas; en el segundo amortigua el movimiento del suelo, distribuyendo una parte de la energía vibracional al suelo del entorno y otra a la estructura, permitiendo movimientos verticales, laterales y rotacionales en su base⁽⁴⁰⁾. Si se representan los depósitos de suelo mediante su función de transferencia, para la frecuencia de resonancia se producirían daños catastróficos en las estructuras. De hecho, estas circunstancias ya se han producido, siendo observadas especialmente en los últimos años, ya que los terremotos de México (1985), Armenia (1988) y Loma Prieta (1989) están considerados como los más importantes que han ocurrido recientemente en cuanto a fenómenos de amplificación del movimiento del suelo se refiere⁽²²⁾.

Uno de los ejemplos más documentados y representativos es el del terremoto de México (1985), donde se alcanzó una magnitud de $M_s = 8.1$ y la intensidad sentida en el distrito federal llegó a IX en la escala MMI (a 400 km del epicentro), provocando el colapso parcial o total de 400 edificios y causando la muerte de al menos 10.000 personas. La capa sedimentaria saturada de un antiguo lago que forma el subsuelo de ciertas zonas de la ciudad y que llega a alcanzar un espesor de 46 m, causó una fuerte amplificación llegándose a obtener una aceleración máxima de más de 4 y hasta 5 veces la correspondiente a suelo firme⁽⁴⁰⁾. En la figura 2.10 se muestra la componente este-oeste de los acelerogramas de dos estaciones de registro diferentes, la primera situada en la Ciudad Universitaria (UNAM) sobre suelo firme y la segunda en la Secretaría de Comunicación y Transporte SCT sobre suelo blando. La figura 2.11 muestra los espectros de respuesta de los acelerogramas anteriores, donde puede verse claramente el efecto del suelo blando de México, tanto en la amplitud como en el contenido de frecuencias, observándose el peligro de amplificación con estructuras cuyo periodo

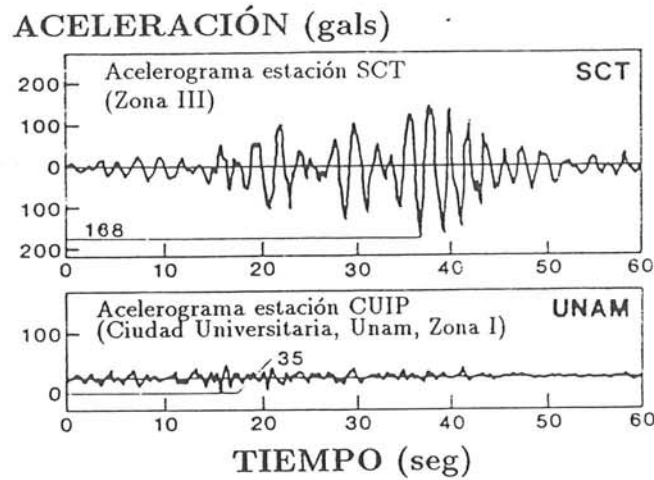


Figura 2.10 Acelerograma componente este-oeste, terremoto de México 1985⁽¹⁸⁾.

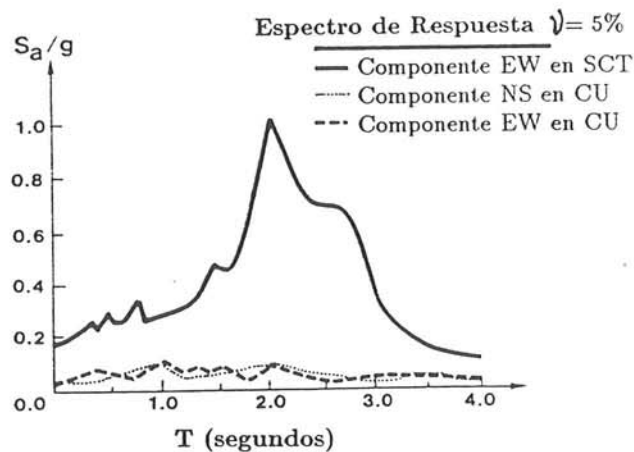


Figura 2.11 Espectros de respuesta (amortiguamiento 5%) de las componentes del sismo⁽¹⁸⁾.

de vibración oscile entre los 1.5 y 3 segundos.

En el terremoto de Loma Prieta de 1989, las amplificaciones más grandes se observaron en los sitios de suelo blando de la región San Francisco-Oakland, con un factor de 2 y hasta 4 veces el movimiento registrado en roca. Es obvio que la evaluación del riesgo y de la peligrosidad sísmica en una zona debe incorporar en su estudio este fenómeno⁽⁴¹⁾.

Los efectos de las condiciones locales del sitio suelen ser tomados en cuenta en los análisis de peligrosidad mediante varios procedimientos, cuya aplicación depende de los datos que se tengan y de la importancia del problema. Las normativas de diseño de edificios toman en cuenta el efecto del suelo, multiplicando al cortante en la base por un factor de sitio S ; por ejemplo en el Uniform Building Code UBC (1985), que es el código oficial de los Estados Unidos y en el cual están basados varios códigos de otros países, el factor S varía entre 1.0 para

suelos bastante firmes y roca, hasta 1.5 para suelos blandos arcillosos, estableciendo como alternativa un espectro normalizado como el de la figura 2.12 ⁽⁴²⁾. Sin embargo, en la normativa de 1989 aparece ya un factor de 2 para un suelo muy blando de espesor grande y es muy probable que en el futuro se eleve dicho factor hasta 3 o 4, debido a las recientes experiencias sobre amplificación.

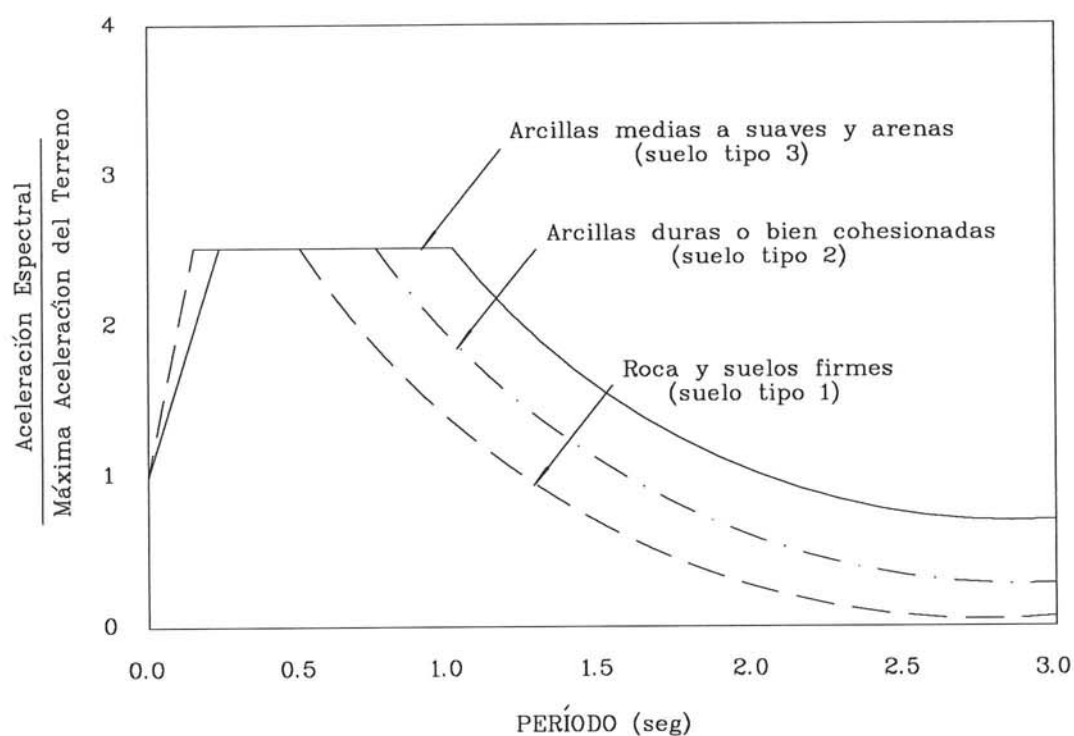


Figura 2.12 Espectros normalizados propuestos por el U.B.C.

Otra alternativa de análisis está basada en el uso de relaciones encontradas a partir de observaciones, las cuales indican una fuerte correlación entre la velocidad de las ondas de corte y un factor promedio de amplificación espectral horizontal (A_h), obtenido de registros de sismos pequeños, mediante

$$A_h = \frac{k}{V_s} \quad (2.27)$$

donde V_s es la velocidad media local de las ondas de corte en m/s, para los 30 metros más superficiales de sedimentos, mientras que k es una constante cuyo valor para registros pequeños es 701⁽⁴¹⁾. En el caso del terremoto de Loma Prieta, utilizando registros del movimiento fuerte, el valor de la constante k cambió por 598, lo cual indica que, dependiendo del tamaño del sismo, se aplica el primero o el segundo valor⁽⁴¹⁾. Se han establecido también relaciones entre

A_h y el incremento de intensidad ΔI para diferentes formaciones inferidas del terremoto de San Francisco de 1906, proponiéndose la siguiente ecuación:

$$\Delta I = 0.27 + 2.70 \log(A_h) \quad (2.28)$$

que permite una estimación del incremento que sufre la intensidad sentida en un sitio, afectada por condiciones locales⁽⁴¹⁾. Las velocidades de las ondas de corte pueden medirse directamente por cualquier procedimiento geofísico, de correlaciones estimadas mediante ensayos geotécnicos, etc.

Se ha observado que los accidentes orográficos tales como colinas o montañas, pueden amplificar la señal en un 10 o 20%. Algunas normativas tales como la nueva normativa francesa incluyen un factor τ que varía entre 1.0 y 1.4, dependiendo de la forma del accidente; sin embargo, correcciones de parámetros de peligrosidad debidas a este fenómeno no son muy utilizadas en la actualidad⁽⁴³⁾.

Una manera más rigurosa de representar los efectos de amplificación de los suelos considera su modelación mediante columnas definidas en base a juicios geológico-topográficos y geotécnicos. Algunos modelos admiten consideraciones lineales con parámetros elásticos que no varían en función de la excitación dinámica, tales como el de reflectividad de Kennett o el de Aki-Larner.⁽³⁹⁾ Otros métodos utilizan consideraciones de la no linealidad del suelo, que pueden tener aplicaciones importantes en los casos de movimientos sísmicos intensos, tales como el método visco-elástico lineal-equivalente o métodos puramente no lineales basados en diferencias finitas como el de las características⁽⁴⁴⁾. Cabe destacar la importancia de la posibilidad de modelar la presencia del agua y su efecto en la respuesta dinámica del suelo y, aunque algunos de los métodos mencionados han sido modificados para aceptar tal posibilidad, se han elaborado nuevos métodos que utilizan formulaciones semi-acopladas mediante técnicas de elementos finitos⁽⁴⁵⁾.

b) Efectos indirectos

Fruto de la vibración inducida por los terremotos se suceden anomalías en la superficie del terreno. Las más importantes son la licuefacción, los deslizamientos, asentamientos y avalanchas. De las observaciones de terremotos pasados se ha podido concluir que, en zonas de determinadas características, dichos fenómenos suelen ser la causa fundamental de las pérdidas, tanto materiales como de vidas humanas; ejemplos como los del terremoto de Niigata (1964), Alaska (1964), Montenegro (1979), Loma Prieta (1989), Colombia (1985,1994), son muestra clara de la dimensión que pueden alcanzar estos desastres. Por tanto, su consideración como parte de la evaluación de la peligrosidad sísmica se hace necesaria, especialmente cuando se realizan estudios de riesgo sísmico de líneas vitales.

Es conocido que en depósitos de materiales granulares especialmente sin cohesión, en presencia de un alto nivel freático puede ocurrir un proceso de licuefacción⁽⁴⁶⁾. El potencial de licuefacción de los suelos debe ser estudiado utili-

zando métodos deterministas o probabilistas, con la sustentación de todos los ensayos necesarios para estimar adecuadamente los parámetros que inciden en el fenómeno. Las pérdidas de la resistencia del suelo puede provocar deformaciones excesivas que no solo producen esfuerzos adicionales sobre la estructura, sino que pueden incluso provocar el fallo completo de la cimentación, llegándose en algunas ocasiones al volcamiento de los edificios⁽⁴⁷⁾.

Por otro lado, los deslizamientos de tierra y asentamientos pueden causar daños severos en las estructuras, muros y cimentaciones, líneas vitales, presas⁽⁴⁸⁾ y, en casos de avalanchas, pueden llevar incluso a la desaparición de poblaciones enteras, como ha ocurrido en Armero, Colombia. Por ello es indispensable considerar las condiciones del suelo en taludes como parte de los estudios de la peligrosidad en el lugar considerado.

2.5 VULNERABILIDAD SÍSMICA

Una vez explicado el proceso de determinación de la peligrosidad sísmica así como todos los parámetros involucrados en ella, el siguiente paso es el estudio de la otra componente fundamental del riesgo sísmico, la Vulnerabilidad. A partir de experiencias de terremotos pasados se ha observado que ciertas estructuras, dentro de la misma tipología estructural, experimentan un daño más severo que otras, a pesar de estar ubicadas en la misma zona. Si al grado de daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características, se le denomina vulnerabilidad, se pueden entonces clasificar los edificios en “*más vulnerables*” o “*menos vulnerables*” frente a un mismo evento sísmico. Si observamos la figura 2.4, la respuesta X_4 de la estructura es consecuencia de la convolución del movimiento en la cimentación por la función de transferencia D de la propia estructura. Dicha función es única y característica de la propia estructura. Así mismo, el ser más o menos vulnerable ante un sismo de determinadas características es también una propiedad intrínseca de cada estructura, por tanto, independiente de la peligrosidad del sitio de emplazamiento. Esto quiere decir, que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo, a menos que se encuentre en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica, en otras palabras, a menos que exista una probabilidad finita de un potencial sísmico en la zona⁽⁴⁹⁾.

Examinando el problema desde este punto de vista, puede observarse que el estudio de la vulnerabilidad sísmica es aplicable a cualquier obra de ingeniería, sean edificaciones, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos, es decir, para toda obra en la que se requiera conocer el comportamiento ante un posible terremoto.

El grado de daño que puede sufrir una estructura puede ser de dos tipos: *a) daño estructural* o daño que se produce en elementos que forman parte del sistema resistente de la edificación y *b) daño no estructural* que ocurre en los elementos que no forman parte del sistema resistente principal, incluyendo el daño arquitectónico, daño en los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios y daño en el contenido del edificio. El daño estructural depende del comportamiento

de los elementos del esquema resistente, sean vigas, columnas, muros de corte, sistemas de piso, etc. y puede cuantificarse mediante un *indicador de daño local*, es decir un indicador del daño ocasionado en el elemento asociándolo luego a un *indicador de daño global* de toda la estructura en conjunto. El indicador global se estima a partir de las contribuciones ponderadas de los indicadores de daño locales. Por otra parte, el daño no estructural se evalúa en función de las deformaciones y distorsiones que sufra la estructura y, en ocasiones, a partir de la aceleración que experimente la misma.

Desde el punto de vista de los costes financieros, se requiere conocer un *índice de daño económico global* de la estructura, que agrupe de alguna manera los índices anteriores. Generalmente se define como

$$\text{Índice de daño económico} = \frac{\text{coste de reparación del daño}}{\text{coste de reposición}} \quad (2.29)$$

El coste de reparación es una suma ponderada de los costes parciales de reparación, tanto de elementos estructurales como no estructurales y, por lo tanto, se deben relacionar los costes con los indicadores de daño estructural. Para edificios de mampostería no reforzada, parece razonable suponer que el indicador de daño estructural se asemeje al índice de daño; sin embargo, para edificaciones de hormigón armado el problema es muy complicado. Dicho problema no tiene fácil solución, ya que dependerá de factores propios de cada país y de cada región. Se han propuesto, sin embargo, algunas relaciones entre indicadores de daño e índices de daño económico⁽⁴⁹⁻⁵¹⁾, las cuales están basadas en la experiencia de los expertos, pero su aplicabilidad a todo tipo de casos es aún una incógnita. Incluso algunos autores recomiendan que, a falta de datos sobre estas correlaciones, debe tomarse el índice de daño económico igual al índice de respuesta de daño global de la estructura⁽⁵¹⁾.

La observación de los daños causados por sismos ha sido la preocupación de muchos investigadores, dando origen a las escalas de intensidad macrosísmica tal como se las conoce hoy en día. Puesto que la vulnerabilidad sísmica nace de la observación y cuantificación de los daños ocasionados por terremotos, puede denominarse entonces *vulnerabilidad observada*, puesto que está basada en métodos de carácter *empírico* o *subjetivo*. Sin embargo, teniendo en cuenta que las acciones sísmicas son esporádicas e incluso pueden no producirse durante el período de vida útil de una estructura y dado el avance de las técnicas tanto de análisis estructural como de laboratorio, es posible cuantificar el grado de daño ocasionado por un eventual sismo mediante modelos matemáticos o mecánicos, que simulen el efecto del terremoto⁽⁵²⁾, en cuyo caso se denominan estudios de *vulnerabilidad calculada*⁽²⁹⁾.

Aún cuando se observa la importancia de este tipo de estudios, no existen metodologías estándar para estimar la vulnerabilidad de las estructuras y, en particular, de los edificios. Las referencias (53,54) recogen diferentes metodologías

propuestas, describiendo sus ventajas y desventajas en cada caso. En esta monografía se utiliza un único método, conocido como el método del *índice de vulnerabilidad*.

El resultado esperado a partir de los estudios de vulnerabilidad es el índice de daño que sufriría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. Dicho resultado puede obtenerse, básicamente, mediante dos modalidades. La primera, mediante las denominadas *matrices de probabilidad de daño*, las cuales expresan en forma discreta la probabilidad condicional $P[D = j|i]$ de obtener un nivel de daño igual a j dado un sismo de tamaño i . Ejemplos de matrices un poco más simplificadas se encuentran en la tabla 2.1, donde para diferentes bases de datos provenientes de levantamientos de daños provocados por terremotos pasados y, según la tipología del edificio, se obtienen los niveles de daño probables para diferentes intensidades macrosísmicas. Las tipologías consideradas (A , B y C) responden a la clasificación descrita en la escala M.S.K-64^(55,56).

	M.S.K.	INTENSIDAD MACROSÍSMICA		
	Tipo de Edif.	IX	VIII	VII
M.S.K.	A	0.825	0.565	0.227
	B	0.565	0.227	0.057
	C	0.227	0.072	0.010
MICROZONIFICACION DE LISBOA	A	0.800	0.500	0.150
	B	0.550	0.275	0.090
	C	0.200	0.100	0.030
SAUTER AND SHAH	A	1.000	0.500	0.220
	B	0.560	0.270	0.080
	C	0.400	0.180	0.060
MUNICH REINSURANCE COMPANY	A	1.000	0.700	0.200
	B	0.800	0.400	0.100
	C	0.500	0.200	0.050
VILLACAÑAS	A	0.800	0.600	0.300
	B	0.600	0.300	0.150
	C	0.300	0.150	0.050

Tabla 2.1 Ejemplo de matrices de probabilidad condicional de daño.

La segunda posibilidad de obtener el índice de daño es mediante el uso de las denominadas *funciones de vulnerabilidad*, las cuales son relaciones gráficas

o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el tamaño del sismo⁽⁵⁷⁾. Un ejemplo de funciones de vulnerabilidad puede observarse en la figura 2.13, en la cual se recopilan datos proporcionados por diferentes estudios post-terremoto para diferentes tipologías de estructura, adicionando todos los datos disponibles en los bancos de información de las compañías de seguros del mundo⁽⁵⁸⁾. En dicha figura, las curvas 1A y 1B representan estructuras de madera, 2A y 2B estructuras de acero, 3A, 3B y 3C estructuras de hormigón armado con o sin muros de corte y 4A, 4B y 4C estructuras de mampostería reforzadas y no reforzadas.

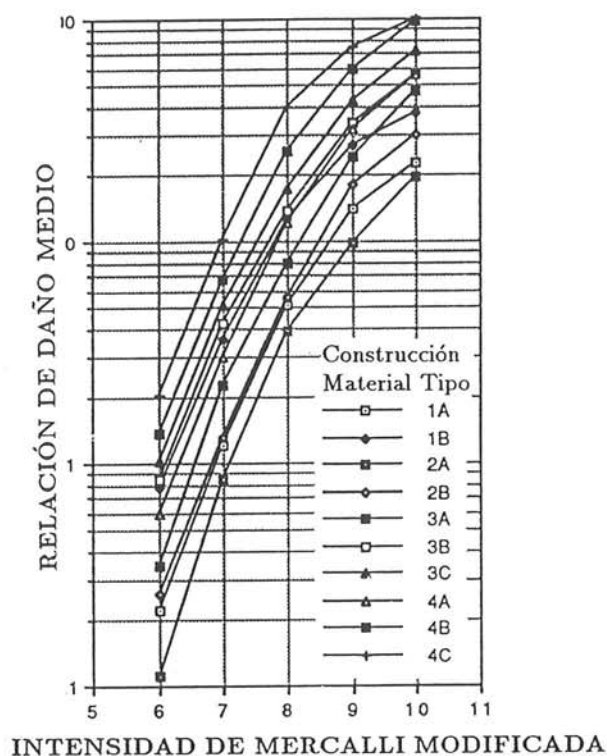


Figura 2.13 Funciones de vulnerabilidad para diversas tipologías estructurales⁽⁵⁸⁾.

A pesar de que las funciones mostradas en la figura 2.13 representan un amplio banco de datos, los autores de la referencia (58) recalcan la existencia de un "factor país", es decir que las mencionadas funciones no pueden ser aplicadas directamente a cualquier región del mundo, sino que deben adecuarse factores locales que incidan en la forma de las curvas. Por lo tanto, resulta esencial la obtención de funciones de vulnerabilidad para las diferentes regiones donde se requieran estudios de riesgo sísmico.

La obtención tanto de matrices de probabilidad de daño, como de funciones de vulnerabilidad, puede realizarse por una parte, mediante estudios estadísticos de datos observados durante sismos pasados (vulnerabilidad observada) y por otra, mediante la simulación de resultados basada en modelos matemáticos y

mecánicos de estructuras (vulnerabilidad calculada). Sin embargo, hay que resaltar la falta de estudios de este tipo e incluso la inexistencia de ellos en muchos países con una sismicidad significativa.

Un aspecto fundamental que influye determinantemente en la incertidumbre de estos estudios, es la selección del parámetro que expresa el tamaño del sismo y la manera de expresar la peligrosidad sísmica en función de tal parámetro⁽⁵⁷⁾. En los dos procedimientos descritos anteriormente se ha supuesto como medida del sismo una escala de intensidad macrosísmica. Su utilización se debe a que en muchas zonas éstos suelen ser los únicos datos disponibles de los efectos de los terremotos y muchos mapas de peligrosidad sísmica muestran la sismicidad en esos mismos términos. El concepto de intensidad macrosísmica es útil para analizar estadísticamente el daño en estructuras; sin embargo, sus desventajas son evidentes: (1) su misma naturaleza hace que su interpretación dependa de la experiencia del usuario, teniendo un alto grado de subjetividad; (2) la ausencia de nuevas tipologías estructurales en la descripción de las escalas, (aunque ya se ha hecho un esfuerzo en la nueva escala MSK⁽¹¹⁾) y (3) se sabe que ni la intensidad macrosísmica, ni las aceleraciones máximas (que suelen también utilizarse por las mismas razones) son apropiadas para describir adecuadamente un movimiento sísmico y que lo recomendable podría ser utilizar parámetros instrumentales de la intensidad sísmica como los descritos en el apartado 2.2.2. Hay que destacar que ninguno de los parámetros instrumentales se está utilizando hoy en día para desarrollar matrices de daño o funciones de vulnerabilidad correspondientes a diferentes tipologías estructurales^(59,60).

Caben destacarse también los estudios de vulnerabilidad que se han realizado para el equipamiento y maquinaria, es decir, para el contenido en riesgo de ciertas estructuras frente a un posible sismo. Dichos estudios utilizan también matrices de probabilidad de daño basadas en experiencias pasadas, sugiriendo recomendaciones para el diseño de estos elementos que respondan a una determinada intensidad o aceleración sísmica⁽⁶¹⁾. Este es un ejemplo claro de la gran potencialidad del método para evaluar el daño debido a terremotos.

Tal como se ha visto, el concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en los estudios de riesgo sísmico y en la mitigación de desastres por sismos. Pero además de esto, los estudios de vulnerabilidad por sí solos han empezado a utilizarse para otros propósitos igualmente importantes como son, por ejemplo, los realizados recientemente en Japón⁽⁶²⁾, en los cuales se ha evaluado la vulnerabilidad por zonas en diversas ciudades; el objetivo de tales estudios es proporcionar información para la automatización de los servicios de redes de gas, pues permiten identificar las zonas vulnerables y programar adecuadamente la paralización del suministro en caso de sismo, habida cuenta de que las explosiones e incendios que pudieran ocurrir suelen generar iguales o mayores pérdidas que los propios sismos en zonas urbanas densamente pobladas⁽⁶²⁾. Otro ejemplo de aplicación del concepto de vulnerabilidad es el diseño y rediseño urbano, los cuales requieren de información para la toma de decisiones referentes, por ejem-

plo, a la readecuación o la demolición de edificios peligrosos, a la ubicación de hospitales y puestos de socorro en la zona o al diseño de vías alternativas de escape y de rápido acceso de ayuda hacia las zonas más vulnerables.⁽²⁰⁾ Todo tipo de plan que busque salvaguardar pérdidas humanas y materiales ocasionadas por sismos requieren estudios previos de vulnerabilidad sísmica.

En España, los estudios de vulnerabilidad sísmica son escasos; los únicos trabajos que se han encontrado son los correspondientes a las referencias (53-56) y (63-64). Un problema adicional consiste en la inexistencia de matrices o funciones de vulnerabilidad propias de las zonas sísmicas españolas, lo que hace que este estudio sea bastante oportuno.

2.6 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

Los estudios de riesgo sísmico a partir de la observación y el análisis de los daños provocados por terremotos han aumentado considerablemente desde los años 80; más específicamente, a partir de los devastadores terremotos de Rumania (1977) y Yugoslavia (1979). Tales terremotos fueron la causa que originó diversos proyectos, seminarios e investigaciones en todo el mundo, resultado de lo cual se llegó a un cierto consenso sobre las definiciones de los parámetros que intervienen en los estudios del riesgo^(18,57,65). El riesgo sísmico se enmarca dentro de los siguientes conceptos:

- la **peligrosidad sísmica** que representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.
- la **vulnerabilidad sísmica** de una estructura o grupo de estructuras, definida como el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.
- el **riesgo sísmico específico** representa la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo, sufra uno o varios grados de daño durante un tiempo de exposición dado.
- el **riesgo sísmico** se define entonces como el grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el período de exposición considerado.

Se aprecia que el riesgo específico depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo, como de la peligrosidad del sitio de emplazamiento. El riesgo sísmico en cambio, depende del riesgo específico y del coste o valor de la estructura o del elemento en riesgo, coste de cualquier tipo ya sea económico, financiero, indemnización, social, humano, etc.

Sandi⁽²⁹⁾ desarrolla un marco matemático de los conceptos antes definidos y expresa el riesgo específico S como la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todas las intensidades posibles de terremotos, es decir la peligrosidad sísmica H y la vulnerabilidad V correspondiente a cada intensidad de

terremoto considerado. Su expresión sería

$$S = H \otimes V \quad (2.30)$$

mientras que el riesgo sísmico R se obtiene por la convolución entre S y el valor de los elementos en riesgo E .

$$R = S \otimes E \quad (2.31)$$

En cuanto al valor de los elementos en riesgo, dicho valor proviene tanto de los costos directos por los elementos estructurales, no estructurales y del contenido del edificio, como también de los costos indirectos que pudieran presentarse, que son consecuencia de los daños directos. Tales costos indirectos pueden ser, por ejemplo, psicológicos, sociales, costos por pérdida de tiempo, de producción, de ventas y depreciación debido a la interrupción del servicio de las estructuras y comunicaciones.^(51,52,59)

Dependiendo de la forma de expresar la vulnerabilidad de una estructura, sea mediante matrices de probabilidad de daño o de funciones de vulnerabilidad, puede obtenerse las expresiones que evalúan el riesgo específico S de la siguiente manera:

- Utilizando matrices de probabilidad de daño

$$S = \sum_j \sum_i P[D = j|i] P[i] \quad (2.32)$$

lo que quiere decir que S se obtiene como la probabilidad condicional de que se produzca un nivel de daño j dado un sismo de intensidad i , multiplicada por la probabilidad de obtener dicho sismo para un período de retorno dado y todo esto para cada nivel de daño asociado a cada intensidad. De esta manera, el riesgo específico S queda asociado al mismo periodo de retorno que el proporcionado por la peligrosidad sísmica.

- Utilizando funciones de vulnerabilidad

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{\max}} f(d|I) f(I) dI dd \quad (2.33)$$

$$S = F(d_{\max}) \quad (2.34)$$

donde $F(\bar{d})$ es la función de distribución de probabilidad de daño acumulada para $d = \bar{d}$, siempre que las variables señaladas puedan ser consideradas como variables aleatorias independientes continuas en su rango de definición. La expresión $f(d|I)$ es la función de densidad de probabilidad de daño condicionada respecto a la intensidad del sismo y $f(I)$ es la función de densidad

de probabilidad de la intensidad del terremoto. Por consiguiente el riesgo específico S vendrá dado por el valor máximo de la función de distribución de daño acumulada⁽⁶⁶⁾.

Las operaciones de convolución requeridas para la evaluación del riesgo sísmico pueden ser simplificadas y optimizadas mediante la utilización de ordenadores, llegándose a poder abarcar estudios de grandes extensiones de territorio, incluyendo un manejo adecuado de las bases de datos y una sofisticada manera de presentación de resultados^(67,68). En especial, la optimización de los estudios de riesgo sísmico mediante los Sistemas de Información Geográfica (G.I.S.) se ha visto muy extendida en los últimos años, puesto que éstos son herramientas muy potentes para estudios del territorio. El GIS es una herramienta gráfico-matemática que combina la potencia de un sistema analizador gráfico con otro matemático y de manejo de datos, pudiendo realizar operaciones matemáticas y lógicas entre sistemas para lograr un análisis óptimo, tanto de la información de partida como de los resultados⁽⁶⁹⁾.

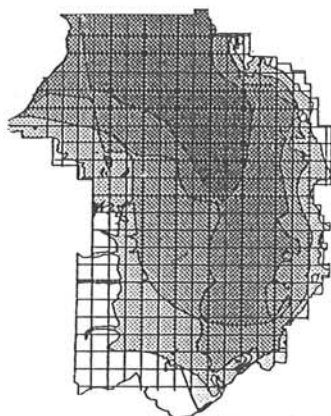
El proceso de evaluación del riesgo sísmico queda explicado de manera sintética en la figura 2.14. El territorio se discretiza en un sistema de pequeñas unidades gráficas (figura 2.14a) para las cuales puede almacenarse, mediante una base de datos, la información referente tanto a su ubicación y localización en la zona, como los resultados de la macro y de la microzonificación, información sobre las tipologías estructurales existentes, su valor económico, etc. Se incluye entre los datos de entrada la relación entre el indicador de daño global, por ejemplo el índice de daño económico y la intensidad del sismo caracterizado por los parámetros utilizados en la evaluación de la peligrosidad. Dicha relación está esquematizada en la figura 2.14b a través de funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías estructurales. Finalmente, mediante algoritmos de cálculo matemático y utilizando el sistema de cálculo gráfico se obtiene un mapa como el de la figura 2.14c, que muestra las pérdidas sufridas por las estructuras para el sismo esperado en un periodo de retorno dado, denominándose a este mapa *escenario de daño*^(70,71).

Cabe mencionar que, incluso para obtener el mapa de la figura 2.14a, puede realizarse el estudio completo en un sistema GIS, puesto que la elaboración de la información acerca de la peligrosidad requiere la ubicación geográfica de las zonas sismogénicas, la zonación de los tipos de depósitos superficiales y profundos, la ubicación de niveles freáticos, de accidentes geográficos, etc., con lo que se puede determinar la distribución territorial de los parámetros del movimiento sísmico.

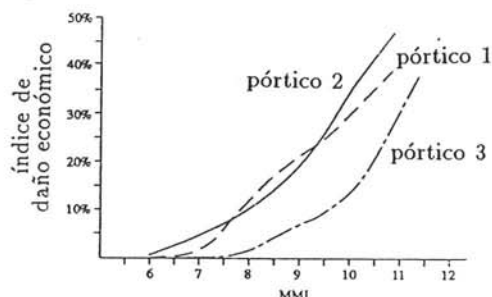
La presentación de los resultados en forma de mapas temáticos, mostrando los posibles escenarios de daño de la zona en estudio, permite estimar localizaciones y regiones con riesgo sísmico más alto, sitios con efectos locales del suelo más marcados, estructuras muy vulnerables, estimaciones de pérdidas esperadas, dando una idea global del problema y poniendo las bases para dar soluciones al problema de mitigación del riesgo sísmico.

Finalmente, cabe citar el desarrollo experimentado por otras herramientas in-

a) Datos del valor de los edificios, tipos de estructuras e intensidad del terremoto

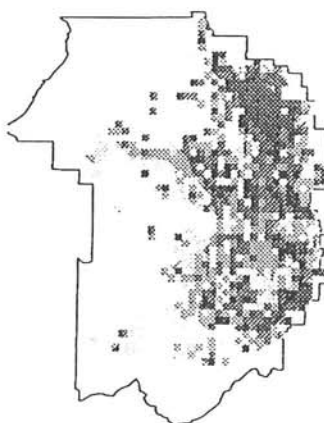


b) funciones de vulnerabilidad para las estructuras por tipo de pórtico



Las pérdidas esperadas son calculadas para cada tipo de pórtico e intensidad de sismo utilizando los datos del valor y las funciones de vulnerabilidad

c)



Pérdidas por estructura para un determinado período de exposición

Figura 2.14 Proceso de convolución matemático-gráfico entre peligrosidad y vulnerabilidad y obtención de escenarios de daño⁽⁷¹⁾.

formáticas, tales como los sistemas expertos (Knowledge Based Expert Systems) que se están ya aplicando con éxito al estudio del riesgo sísmico^(72,73,74).

2.7 MITIGACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

La forma de lograr la mitigación del riesgo sísmico en un lugar determinado se estudia partiendo de la misma definición del riesgo R . Observando las ecuaciones (2.30) y (2.31), es obvio concluir que para disminuir R debe disminuirse la peligrosidad H , la vulnerabilidad V o el coste E .

En cuanto a la peligrosidad sísmica, hay que recalcar que por sí misma no

puede ser disminuida, puesto que aún no es posible influir en la ocurrencia de los terremotos. Sin embargo, en lo que a las condiciones locales del suelo se refiere, se podrían escoger, por ejemplo, localizaciones lo suficientemente alejadas de fallas, de rellenos, de zonas sismogénicas en general y de lugares de posibles asentamientos, deslizamientos, avalanchas o de alto potencial de licuefacción y, de ser necesario, se estudiaría la posibilidad de utilizar técnicas de mejoramiento de las condiciones del suelo.

En lo referente a la vulnerabilidad, se debe intentar reducirla. Si es el caso de una futura estructura, dicha reducción se logrará por medio del cumplimiento de todos los requisitos de las normativas de construcción sismo-resistente; por ello, es también muy importante que se mejoren dichas normativas de diseño conforme avanzan los conocimientos acerca del comportamiento sísmico de las estructuras. Adicionalmente, es esencial la mejora de la tecnología y de la calidad de la construcción, utilizando personal calificado tanto para la concepción, cálculo, diseño, así como para la construcción de la obra. Si por el contrario, se van a examinar estructuras ya existentes, la única alternativa para mitigar el riesgo sísmico es la reducción de la vulnerabilidad de las mismas mediante una evaluación de las pérdidas que ocurrirían bajo la acción de un sismo de determinadas características en la zona, para después de un posterior estudio económico coste-beneficio, analizar la factibilidad de su reforzamiento, readecuación, mejoramiento o demolición futura. En la práctica, estos últimos estudios son los más requeridos, debido a la existencia de un número muchísimo más grande de obras construidas que de obras por construir.

Sobre el parámetro del coste E no puede actuarse de manera eficaz, especialmente si se están considerando las pérdidas económicas. Sin embargo, cuando se están estudiando las pérdidas humanas, es posible y se deben emprender campañas a gran escala de preparación y educación de las personas sobre los peligros existentes, mostrando las experiencias de terremotos pasados. Dichas pérdidas pueden también reducirse si se elaboran regulaciones urbanas que traten de evitar concentraciones masivas en sitios en riesgo, procurando así evitar un aumento de la densidad de población en los barrios. Así mismo, es importante que el número de centros de atención y socorro frente a catástrofes crezca de manera proporcional a la población, mejorando las regulaciones del uso del terreno y demás parámetros de diseño urbano, tales como separación permisible entre edificios, ubicación de puestos de socorro ante desastres y de proveer espacios abiertos para evacuación y acceso de ayuda inmediata.^(20,29) Por supuesto que dichos programas de preparación requieren ciertos aportes económicos, pero representan únicamente una muy pequeña parte de los gigantescos montos en pérdidas que se han producido en los últimos terremotos y que, como se comentó al principio de este capítulo, seguirán creciendo en el futuro. Un ejemplo reciente y completo de los programas de este tipo puede encontrarse en la referencia (75), en la cual se presentan diversos estudios y trabajos referentes al tema de la preparación contra sismos, tema que debe impartirse en los centros

de educación.

Los estudios de riesgo sísmico, completos y detallados, no son de ninguna manera una tarea sencilla y requieren de todo un equipo de especialistas en diferentes ramas del conocimiento⁽⁷⁶⁾. Por ejemplo, la estimación de la actividad sísmica de la región en estudio puede ser tarea de sismólogos; la predicción de posibles fuentes sismogénicas puede ser conducida por sismólogos y geólogos; la predicción del movimiento del suelo en el sitio y a nivel de la cimentación puede ser tarea de todos los profesionales anteriores en conjunto con ingenieros geotécnicos y estructurales; la evaluación del comportamiento de un edificio sujeto a un movimiento sísmico requiere la colaboración de ingenieros geotécnicos, estructurales, técnicos en construcción, ingenieros mecánicos, junto con arquitectos y contratistas; finalmente la evaluación de las consecuencias económicas de las pérdidas y del impacto socio-económico en la comunidad requiere la colaboración entre ingenieros, arquitectos, contratistas, sociólogos, economistas, funcionarios gubernamentales y políticos. De todas estas observaciones, junto a las que han sido comentadas en forma sucinta a lo largo de este capítulo, puede concluirse que el riesgo sísmico resulta ser un campo de estudio muy amplio y complejo, que debe englobar diferentes tipos de especialistas.

REFERENCIAS

1. A. Sarria, *Ingeniería Sísmica*, Ediciones Uniandes, Bogotá, 1990.
2. A. W. Coburn, R. J. Spence y A. Pomonis, "Factors determining human casualty levels in earthquakes: Mortality prediction in building collapse", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 10, 5989-5994, Madrid, 1992.
3. A. H. Barbat y J. M. Canet, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
4. J. A. Canas, L. Pujades y E. Banda, *Sismicidad y Peligrosidad Sísmica*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-11, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 1994.
5. A. Noronha, "A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas", *Tesis Doctoral*, Faculdade de Engenharia do Universidade do Porto, Lisboa, 1993.
6. X. Goula, "Peligrosidad Sísmica", *Curso de Máster en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1994.
7. J. A. Canas, "Movimientos Sísmicos Fuertes", *Curso de Máster en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural*, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1994.
8. R. J. Geller, "Earthquake Source Models, Magnitudes and Scaling Relations", *Ph.D. Thesis*, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1977.
9. M. T. Susagna, "Estacions Sísmiques Digitals: Procés de Dades i Contribució a l'Estudi de Sismicitat", *Tesis Doctoral*, Universitat de Barcelona, Barcelona, 1990.
10. J. A. Canas, "Size of earthquakes in southern Mexico from indirect methods", *Pageoph*, 136 (4), 479-498, 1991.
11. European Seismological Commission, "European Macroseismic Scale 1992", *Cahiers*

- du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, 7, (editor G. Grünthal), Luxembourg, 1993.
12. G. W. Housner, "Strong Ground Motions", *Earthquake Engineering* (editor R. Wiegel), 75-91, Prentice-Hall, USA, 1970.
 13. B. A. Bolt, *Terremotos*, Ediciones Orbis, Barcelona, 1985.
 14. M. D. Trifunac y A. G. Brady, "A study on the duration of strong earthquake ground motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65 (3), 581-626, 1975.
 15. R. Dobry y I. Idriss, "Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 68 (5), 1978.
 16. A. Udías y J. Mézcua, *Fundamentos de Geofísica*, Editorial Alhambra, S. A., Madrid, 1986.
 17. A. Udías, D. Muñoz y E. Buforn, *Mecanismo de los Terremotos y Tectónica*, Editorial de la Universidad Complutense de Madrid, Madrid, 1985.
 18. V. Bertero, "Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research", *Primera Conferencia Internacional Torroja 1989*, Madrid, 1992.
 19. F. N. Haddar, "Urban seismic vulnerability analysis: The case of Algeria", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 10, 6053-6060, Madrid, 1992.
 20. L. Van Essche, "Planning and management for earthquake disaster mitigation in urban areas", *Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, 1, 98-109, Dushambe, 1986.
 21. A. Astaneh, et al., "Preliminary Report on the Seismological Aspects of the October 17, 1989 Santa Cruz (Loma Prieta) Earthquake", *Report No. UCB/EERI-89/14*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, October 1989.
 22. L. Benuska, et al., "Loma Prieta Earthquake, Reconnaissance Report", *Supplement Report of Earthquake Spectra*, E.E.R.I., 6, 1990.
 23. J. Moehle, et al., "Preliminary Report on the Seismological and Engineering Aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake", *Report No. UCB/EERC-94/01*, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, January 1994.
 24. J. F. Hall, et al., "Northridge Earthquake January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report", *Earthquake Engineering Research Institute*, Publication 94-01, Oakland, 1994.
 25. G. Bonacina, M. Indirli y P. Negro, "The January 17, 1994 Northridge Earthquake", *Safety Technology Institute-European Laboratory for Structural Assessment*, Special Publication I.94.14, Italy, April 1994.
 26. M. G. Bonilla, "Surface Faulting and Related Effects", *Earthquake Engineering* (editor R. Wiegel), 47-74, Prentice-Hall, USA, 1970.
 27. L. Esteva, "Seismicity", *Seismic Risk and Engineering Decisions* (editores E. Rosenblueth & C. Lomnitz), 179-224, 1976.

28. D. H. Weichert, "Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **70** (4), 1337-1346, 1980.
29. H. Sandi, "Earthquake risk and earthquake preparedness: some qualitative aspects and quantification possibilities", *Proceedings of the Seminar on Earthquake Preparedness UNDP/UNESCO/UNDRO Project for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, 79-93, Athens, 1983.
30. J. R. Benjamin y C. A. Cornell, *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1970.
31. L. G. Pujades, "Distribució de Q de Coda a la Península Ibérica", *Tesis Doctoral*, Facultat de Ciències Físiques de la Universitat de Barcelona, Barcelona, 1987.
32. J. A. Canas y L. G. Pujades, "The Valencia trough: coda-Q", *Tectonophysics*, **203**, 125-132, Amsterdam, 1992.
33. O. Caselles, "Revisio de Zones Sismogenetiques i Calcul del Risc Sismic entre els Paralels 41 N, i 43.5 N. i els Meridians 10. 13 E", *Tesina de Llicenciat en Fisiques*, Universitat de Barcelona, Barcelona, 1990.
34. M. García y J. A. Canas, "Regional Lg-wave attenuation and estimation of peak ground acceleration in the Iberian Peninsula", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 439-443, Madrid, 1992.
35. J. J. Egozcue, A. Barbat, J. A. Canas, J. Miquel y E. Banda, "A method to estimate intensity occurrence probabilities in low seismic activity regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**, 43-60, 1991.
36. P. Thenhaus, S. Hanson, I. Effendi, E. Kertapati y S. T. Algermissen, "Pilot studies of seismic hazard and risk in North Sulawesi province, Indonesia", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., **9** (1), 97-120, 1993.
37. I.G.N., M.O.P.T., *Atlas Nacional de España*, Sección II, Grupo 8, Geofísica, Madrid, 1992.
38. F. Vidal y G. Del Castillo, "Granada facing an earthquake", *Proceedings of an Evaluation of Guidelines for Developing Earthquake Damage Scenarios for Urban Areas*, 155-164, Istanbul, October 1993.
39. E. Faccioli y D. Reséndiz, "Soil Dynamics: Behavior Including Liquefaction", *Seismic Risk and Engineering Decisions* (editores E. Rosenblueth & C. Lomnitz), 71-139, 1976.
40. W. W. Hays, "The importance of post-earthquake investigations", *Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management*, 112-125, Zürich, 1988.
41. W. D. Finn, "Geotechnical aspects of the estimation and mitigation of earthquake risk", *Proceedings of an Evaluation of Guidelines for Developing Earthquake Damage Scenarios for Urban Areas*, 37-79, Istanbul, October 1993.
42. *UNIFORM BUILDING CODE (UBC)*, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1985.
43. W. Jalil, "New french seismic code orientations", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 5867-5873, Madrid, 1992.
44. S. Figueras, "Simulació numérica del moviment del sòl produït per terratrèmols.

- Aplicació a moviments febles i forts", *Tesis Doctoral*, Escola Técnica Superior d' Enginyers de Camins, Canals i Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1994.
45. A. Ledesma, "Dinámica de Suelos y Cimentaciones", *Curso de Máster en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural*, Barcelona, 1994.
 46. M. R. Blásquez, "Licuefacción de suelos", *Boletín de la Sociedad Española de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, **49**, 3-22, 1981.
 47. W. W. Hays, "A review of information on seismic hazards needed for the earthquake-resistant design of lifeline systems", *Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management*, 88-111, Zürich, 1988.
 48. S. H. Bolton, "Soil Problems and Soil Behavior", *Earthquake Engineering* (editor R. Wiegel), 227-251, Prentice-Hall, USA, 1970.
 49. T. Hasselman, R. Eguchi y J. Wiggins, "Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment", *Technical Report No. 80-1332-1*, J. H. Wiggins Company, California, 1980.
 50. J. Ferrito, "Economics of seismic design for new buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **110** (12), 2925-2938, 1984.
 51. S. Gunturi y H. Shah, "Building specific damage estimation", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 6001-6006, Madrid, 1992.
 52. V. Kárník, "Earthquake disaster mitigation", *Proceedings of the Eleventh Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Granada, 1984.
 53. C. Caicedo, "Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas. Aplicación a un Sector del Eixample de Barcelona", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1993.
 54. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, A. Roca, X. Goula y F. Maña, "Vulnerabilidad sísmica de edificios existentes. Aplicación a Cataluña", *Primer Congreso Iberoamericano sobre Técnicas Aplicadas a la Gestión de Emergencias para la Reducción de Desastres Naturales*, Valencia, 1992.
 55. A. J. Martin, "Influence of the different seismic design levels on the expected damages and economical losses caused by an earthquake in Andalusia (Spain)", *Instituto Geográfico Nacional*, Sevilla, 1990.
 56. A. J. Martin, "Probabilistic seismic hazard analysis and damage assessment in Andalusia, Spain", *Tectonophysics*, **167**, 235-244, 1989.
 57. M. E. Fournier, "The assessment of seismic risk", *Proceedings of the UNDRO/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, **1**, 44-60, Dushambe, 1986.
 58. S. W. Cochrane y W. H. Schaad, "Assessment of earthquake vulnerability of buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 497-502, Madrid, 1992.
 59. C. Rojahn, "Estimation of earthquake damage to buildings and other structures in large urban areas", *Proceedings of an Evaluation of Guidelines for Developing Earthquake Damage Scenarios for Urban Areas*, 81-101, Istanbul, October 1993.
 60. R. Spence, A. Coburn y A. Pomonis, "Correlation of ground motion with building

- damage: The definition of a new damage-based seismic intensity scale", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 551-556, Madrid, 1992.
61. K. Porter, G. Johnson, M. Zadeh, C. Scawthorn y S. Eder, "Seismic Vulnerability of Equipment in Critical Facilities: Life-Safety and Operational Consequences", *Technical Report NCEER-93-0022*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, November 1993.
 62. L. Cret, F. Yamasaki, S. Nagata y T. Katayama, "Earthquake damage estimation and decision analysis for emergency shut-off city gas networks using fuzzy set theory", *Structural Safety*, 12 (1), 1-19, 1993.
 63. A. J. Martín y A. García, "Estimación, para su aplicación a Protección Civil, de los daños que un terremoto catastrófico ocasionaría en Andalucía", *Instituto Geográfico Nacional, Publicación Técnica 17-1986*, Madrid, Junio 1986.
 64. J. Giner, C. Casado, J. Peláez, M. Peinado, J. Delgado y J. Chacón, "Seismic microzonation of Torrevieja (southwest of Spain)", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 10, 6259-6264, Madrid, 1992.
 65. H. Sandi, "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 7, 11-69, Lisbon, 1986.
 66. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 183-201, 1988.
 67. A. Angotti, A. Borri y A. Vignoli, "Seismic vulnerability analysis carried out in old small town", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/49-2.3/56, Lisbon, 1986.
 68. G. Augusti y A. Borri, "Vulnerability data and seismic risk assessment: An example of dynamic mapping", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/1-2.3/8, Lisbon, 1986.
 69. ESRI, "ARC/INFO The Geographic Information System Software", *Environmental Systems Research Institute, Inc.*, Redlands, California, 1990.
 70. D. Jonmans y M. Campillo, "The 1983 Liege Earthquake: Damage distribution and site effects", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., 6 (4), 713-737, 1990.
 71. P. Emmi y C. Horton, "A GIS-based assessment of earthquake property damage and casualty risk: Salt Lake County, Utah", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., 9 (1), 11-33, 1993.
 72. F. Casciati y L. Faravelli, "L' Impiego di sistemi esperti in Ingegneria Sismica", *3er Convegno Nazionale L' INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA*, 199-210, Roma, 1987.
 73. F. Casciati y L. Faravelli, "Seismic vulnerability via knowledge based expert systems", *Proceedings of the Second International Conference on Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings Strema' 91*, 299-307, Sevilla, 1991.
 74. Y. Tatsumi, M. Sugimoto y H. Seya, "A seismic damage evaluation system for buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 515-520, Madrid, 1992.

75. F. E. Winslow y K. E. Ross, "Proceedings From School Sites: Becoming Prepared for Earthquakes", *Technical Report NCEER-93-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, August 1993.
76. C. D. Poland y J. O. Malley, "A Procedure for The Seismic Evaluation of Buildings in the Central and Eastern United States", *Technical Report NCEER-92-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, April 1992.

CAPÍTULO 3

MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

3.1 INTRODUCCIÓN

La evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de edificios, constituyéndose en una herramienta indispensable para los estudios de Riesgo y de mitigación de desastres, requiere de un cuidadoso análisis de todos los aspectos involucrados, descritos en el anterior capítulo, y de la aplicación de una metodología fiable que procure resultados útiles, comprensibles y de directa aplicación, ayudando así a la toma de decisiones para disminuir las pérdidas por terremotos.

Como se ha visto en el anterior capítulo, la vulnerabilidad de las estructuras puede ser expresada como una matriz de probabilidad de daño o mediante funciones continuas de vulnerabilidad. En cualquier caso, se establece la relación entre el grado de daño con el tamaño del sismo, generalmente cuantificado mediante la intensidad macrosísmica o la aceleración máxima. Si se utilizan las matrices de probabilidad, puede apreciarse que existen dispersiones entre los valores propuestos por diferentes autores, tal como se aprecia en la tabla 2.1 del anterior capítulo⁽¹⁾. Si se opta por la utilización de funciones de vulnerabilidad, se observan también dispersiones importantes entre los grados de daño obtenidos en diversos estudios. Es importante remarcar los estudios de las referencias (2,3), provenientes del *Martin Centre for Architectural and Urban Studies* de la Universidad de Cambridge, donde se ha desarrollado un gran banco de datos a partir de levantamientos de daños en edificios de diversas tipologías de todo el mundo y de cuyo análisis se han obtenido gráficas como la de la figura 3.1, que muestra las importantes dispersiones obtenidas, producto de más de 90 investigaciones mundiales post-terremoto en edificios de mampostería de ladrillo. Estimaciones obtenidas utilizando bancos de datos similares en los Estados Unidos no hacen

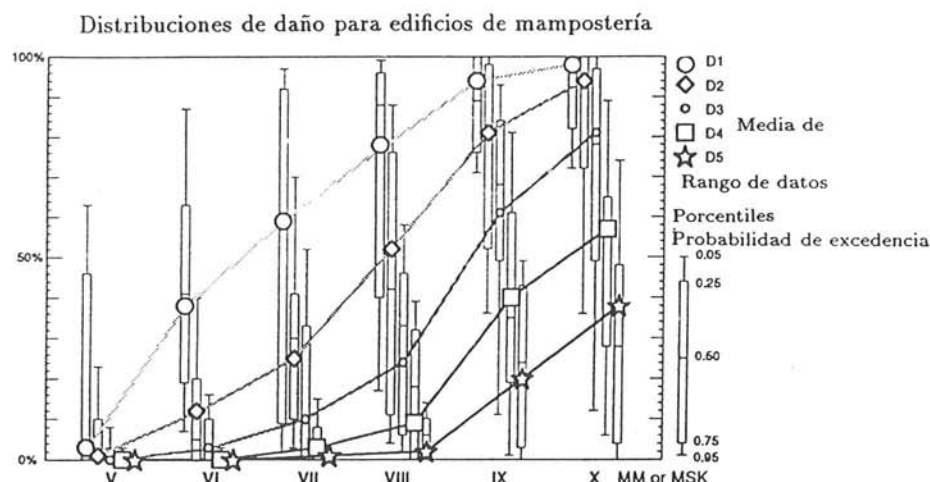


Figura 3.1 Funciones de vulnerabilidad y dispersiones de levantamientos post-terremoto⁽³⁾.

sino confirmar estas variaciones⁽⁴⁾.

Estas dispersiones responden tanto al subjetivismo en la asignación de valores a la intensidad macrosísmica y a la posible imprecisión en las estimaciones del grado de daño, como a la falta de caracterización y estandarización de las tipologías estructurales. Además, el hecho de que varios edificios de una determinada tipología, pero de mayor o menor tamaño o de mayor o menor calidad en cuanto a concepción estructural y técnica constructiva, entre otros aspectos, deban experimentar un similar grado de daño hace que aparezca la necesidad de buscar una metodología más eficiente. De esta necesidad nace en Italia el denominado método del índice de vulnerabilidad para calificar la calidad de un edificio.

3.2 MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El método del índice de vulnerabilidad se comienza a desarrollar en Italia con motivo de los estudios post-terremoto realizados a partir de 1976. El método se describe en 1982, año a partir del cual empieza su utilización en numerosas ocasiones. Como resultado de ello se obtiene un importante banco de datos sobre daños en edificios para diferentes intensidades de terremotos y las comprobaciones realizadas demuestran buenos resultados en la aplicación del método⁽⁵⁻¹⁴⁾. Es interesante recalcar dos aspectos adicionales que demuestran aún más la validez del método. En primer lugar, las investigaciones han sido efectuadas en toda Italia, en las universidades de Roma, Pisa, Florencia, L' Alquila, Padova, Milán, etc. y en segundo lugar, ha sido adoptado oficialmente por un ente gubernamental, el Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti (GNDT), el cual ha incentivado en gran medida la continuación de este tipo de estudios en Italia. Fruto de estos trabajos se publica la referencia (15), que constituye un formulario para el levantamiento de la vulnerabilidad de edificios, utilizando instrucciones

completas y precisas que evitan diferentes interpretaciones. Esto ha permitido comparar los diferentes trabajos publicados y ha proporcionado el nivel de estandarización buscado. Ninguna otra metodología conocida tiene este nivel de aceptación. Comparándola con otras, ésta resulta ser más completa aún que las instrucciones del ATC-14⁽¹⁶⁾ y que las instrucciones proporcionadas por la nueva versión de la escala de intensidad macrosísmica europea MSK⁽¹⁷⁾.

El método del índice de vulnerabilidad puede clasificarse como subjetivo, debido a que realiza una calificación subjetiva de los edificios apoyándose en cálculos simplificados de estructuras, intentando identificar los parámetros más relevantes que controlan el daño estructural. La calificación de los edificios se realiza mediante un coeficiente denominado *índice de vulnerabilidad*. Este índice se relaciona directamente con la vulnerabilidad o grado de daño de la estructura mediante *funciones de vulnerabilidad*. Estas funciones permiten formular el índice de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica de terremoto y evaluar de manera rápida y sencilla la vulnerabilidad sísmica de edificios, condiciones que resultan imprescindibles para desarrollar estudios urbanos a gran escala.

El método ha sido desarrollado tanto para el estudio de estructuras de mampostería como para el de estructuras de hormigón armado; sin embargo, gran parte del esfuerzo realizado para su estudio y aplicación ha sido dedicado a las primeras, debido a la gran cantidad de edificios de este tipo existentes en Italia. La concepción misma del método lo hace aplicable a muchas tipologías de los dos grandes grupos de estructuras mencionados, lo cual evita el enorme problema de tener que describir detalladamente la tipología específica de cada estructura y tener que utilizar descripciones del daño y funciones de vulnerabilidad que respondan exclusivamente a esa tipología, tal como lo hacen otros métodos existentes de evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Esta es una de las principales ventajas que hace que el método italiano sea más eficiente.

3.3 ÍNDICE DE VULNERABILIDAD EN EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA

El formulario de levantamiento, junto con sus instrucciones⁽¹⁵⁾, consta básicamente de dos niveles: el primero, utilizado principalmente en las investigaciones post-terremoto, facilita la obtención de datos del daño sufrido por los edificios; el segundo, es utilizado para realizar la evaluación del índice de vulnerabilidad de las estructuras.

En el formulario de primer nivel se detalla la información general de los edificios, tales como su localización geográfica, su localización en cartografías disponibles, el tipo de uso al que ha sido destinado, unos pocos datos del tamaño y tipología incluyendo materiales utilizados, datos sobre antiguas intervenciones y lo más importante, la descripción y cuantificación del daño observado en la estructura.

El formulario de segundo nivel constituye una descripción completa de los

datos necesarios para obtener el índice de vulnerabilidad. En base a la experiencia de los diseñadores del método se han identificado once parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufriría un edificio de mampostería no reforzado sujeto a la acción sísmica. Siete de estos parámetros son puramente subjetivos, mientras que los cuatro restantes se obtienen a partir de cálculos simplificados que aseguran versatilidad y agilidad a la evaluación del índice de vulnerabilidad. Cada parámetro es analizado detenidamente y calificado mediante una escala de *A* a *D* en forma decreciente, conforme la calidad del parámetro vaya también decreciendo. A continuación se detallan dichos parámetros y las condiciones de calidad impuestas para su adecuada calificación, comentando además ciertos aspectos esenciales de cada uno de ellos.

3.3.1 Formulario para el levantamiento del índice de vulnerabilidad

a) Tipo y organización del sistema resistente

Con este parámetro se evalúa el grado de organización de los elementos de la estructura resistente vertical, sin tomar en cuenta el material utilizado. Se enfatiza en la necesidad de tener en cuenta la presencia y eficacia de las conexiones entre los elementos resistentes verticales ortogonales, procurando de esta manera, considerar la posible semejanza del comportamiento de la estructura analizada con el de una estructura ortogonal, cerrada, tipo cajón. La calificación debe realizarse de acuerdo con la siguiente calificación:

- A. Edificio construido de acuerdo a normativas sismo-resistentes.
- B. Edificio que presenta conexiones realizadas mediante vigas o collares de amarre y enmarque de muros, utilizadas para transmitir las cargas verticales aplicadas a los muros en todos los niveles de la estructura.
- C. Edificio que no presenta el tipo de conexiones del punto *B* en todos sus niveles, pero presenta buena ligazón entre sus paredes ortogonales resistentes.
- D. Edificio que no tiene sus paredes resistentes bien ligadas.

Mediante este parámetro se trata de evaluar la eficacia de la estructuración existente, poniendo énfasis en calificar los enlaces que deben existir entre los elementos resistentes verticales y en la existencia de vigas de amarre o de adaraja, que evitan concentraciones de esfuerzos en puntos específicos de las paredes donde se descargan las acciones verticales, puesto que las vigas reparten mejor la carga aplicada. La importancia de buenos enlaces entre las paredes ayuda a evitar fallos fuera del plano de los paneles de mampostería, que comúnmente se han observado en terremotos recientes⁽¹⁸⁾.

b) Calidad del sistema resistente. Tipología estructural

Mediante este parámetro se evalúa el tipo de mampostería utilizada, diferenciándola cualitativamente por su resistencia. La calificación se efectúa toman-

do en cuenta dos factores: 1) el tipo de material utilizado y la forma del elemento de mampostería y 2) la homogeneidad de dicho material y de los elementos a lo largo de los paneles de la estructura. Las instrucciones aceptan hasta 18 tipologías diferentes de mampostería, que van desde piedra maciza con diferentes calidades de tallado y de ligamento entre las piezas, hasta bloques y ladrillos de arcilla o de mortero-cemento, variando entre prefabricados, ladrillos cocidos, tipo de arcilla utilizada, existencia de un leve refuerzo, etc. La calificación se realiza como sigue:

- A. Mampostería de ladrillo o bloques de buena calidad, mampostería de piedra bien tallada, con unidades homogéneas y de tamaños constantes a lo largo de todo el panel de mampostería, existiendo ligamento entre todas las unidades.
- B. Mampostería de ladrillo, de bloques o de piedra bien tallada, con unidades no muy homogéneas en todo el panel.
- C. Mampostería de piedra con unidades mal talladas y heterogéneas, bien trabadas entre ellas en todo el panel. Mampostería de ladrillo de baja calidad y sin ligamentos entre unidades.
- D. Mampostería de piedra con unidades muy irregulares y sin trabazón, mampostería de ladrillo de mala calidad, incrustaciones de piezas no homogéneas y de pequeño tamaño, sin ligamento en todo el panel.

Se trata de tomar en cuenta la regularidad que podrían tener las propiedades del panel de mampostería, observar cuán homogéneo podría llegar a ser el comportamiento del mismo, procurar medir cuan uniforme podría ser la distribución de esfuerzos en las unidades o, por el contrario, podrían esperarse concentraciones de esfuerzos en ciertos sitios y, por ende, puntos débiles por donde el panel podría sufrir el fallo. Se considera la calidad del material de construcción y en cierta forma la calidad constructiva del edificio. Es importante la versatilidad que presenta el parámetro al aceptar hasta 18 diferentes tipologías, lo cual resulta una gran ventaja frente a otros métodos disponibles de evaluación.

c) Resistencia convencional

Este es un parámetro que requiere cálculos sencillos pero conceptualmente importantes. Utilizando la hipótesis del comportamiento de estructura ortogonal, cerrada (tipo cajón), se puede evaluar con bastante fiabilidad la resistencia que puede presentar un edificio frente a cargas horizontales. Se utiliza un concepto muy utilizado en estructuras y en normativas de edificación, el coeficiente sísmico C , definido como la relación entre la fuerza máxima resistente horizontal y el peso del edificio, descrito por la ecuación

$$C = \frac{a_o \tau_k}{q N} \sqrt{1 + \frac{q N}{1.5 a_o \tau_k (1 + \gamma)}} \quad (3.1)$$

donde N es el número de pisos del edificio; τ_k es la resistencia a cortante de los paneles de mampostería que, si no existe la posibilidad de obtener dicho valor mediante ensayos estándar de laboratorio, pueden adoptarse, por ejemplo, los recomendados en la referencia (15) y que se encuentran resumidos en la tabla 3.1. El resto de parámetros de la ecuación (3.1) vienen establecidos por las siguientes expresiones:

$$A = \min [A_x ; A_y] \quad (3.2)$$

$$B = \max [A_x ; A_y] \quad (3.3)$$

$$a_o = \frac{A}{A_t} \quad (3.4)$$

$$\gamma = \frac{B}{A} \quad (3.5)$$

$$q = \frac{(A + B) h}{A_t} P_m + P_s \quad (3.6)$$

donde A_t es el área total cubierta en planta (m^2), A_x , A_y son las áreas totales resistente de muros en la dirección x e y respectivamente (m^2), h es la altura promedio de entrepisos (m), P_m es el peso específico de la mampostería (T/m^3) y P_s el peso por unidad de área de forjado (T/m^2).

Tabla 3.1 Valores recomendados de esfuerzo cortante máximo para paneles de mampostería⁽¹⁵⁾.

Tipo de material	Esfuerzo cortante
ladrillo macizo, calidad regular	6 – 12 T/m^2
piedra mal tallada	2 T/m^2
piedra bien tallada	7 – 9 T/m^2
ladrillo macizo, buena calidad	18 T/m^2
bloque macizo, mortero-cemento	18 T/m^2
mampostería nueva, ladrillo macizo	20 T/m^2
mampostería nueva, bloque macizo	20 T/m^2
mampostería nueva, ladrillo/bloque hueco	18 T/m^2

Cuando los paneles resistentes no siguen las direcciones ortogonales x o y , sino que forman un ángulo β diferente de cero con dichos ejes, los valores de A_x y de A_y se evalúan multiplicando dichas áreas por $(\cos \beta)^2$.

Como puede observarse, el valor de q es el peso promedio de un piso por unidad de superficie cubierta, como contribución tanto del peso de los paneles como del peso de los forjados.

Para el parámetro C se fija un valor arbitrario del coeficiente sísmico: $\bar{C} = 0.4$, a fin de calcular el valor normalizado

$$\alpha = \frac{C}{\bar{C}} \quad (3.7)$$

que permite la calificación apropiada de la estructura:

- A. Estructura con un valor de $\alpha \geq 1$.
- B. Estructura para valores comprendidos entre $0.6 \leq \alpha < 1$.
- C. Estructura para valores comprendidos entre $0.4 \leq \alpha < 0.6$.
- D. Estructura con un valor de $\alpha < 0.4$.

Como puede apreciarse, el cálculo del coeficiente sísmico C es similar al requerido por los códigos de construcción⁽¹⁶⁾, es decir, simplifica al máximo la evaluación de la resistencia al corte en la base del edificio en la dirección más desfavorable, donde existe la menor área de paneles resistentes. Para ello, se utiliza tan solo la carga muerta y se le compara con un cierto valor que se puede considerar como mínimo indispensable para regiones con sismicidad leve o moderada, en este caso el proporcionado por la normativa sismo-resistente italiana ($\alpha = 0.4$). Intrínsecamente, se están asumiendo todas las hipótesis que las actuales normativas de construcción de edificios hacen, es decir, la existencia de una cierta armonía y simetría tanto en planta como en elevación, al menos para la evaluación de este parámetro ya que, como se observará más adelante, el método del índice de vulnerabilidad considera y penaliza, mediante otros parámetros, situaciones de irregularidad estructural.

d) Posición del edificio y de la cimentación

Con este parámetro cualitativo se intenta evaluar mediante una inspección a simple vista, la influencia del terreno y de la cimentación. El análisis se limita al de la consistencia y de la pendiente del terreno, a la posible diferencia entre las cotas de cimentación y a la presencia de terraplenes no equilibrados simétricamente. La calificación se especifica como sigue:

- A. Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación a una misma cota, no existiendo además terraplenes de tierras no equilibrados.
- B. Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10 y el 30% o sobre suelo blando con pendiente entre el 10 y el 20%. La diferencia máxima entre las cotas de cimentación no supera 1 metro y no existen terraplenes no equilibrados.

- C. Edificio cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20 y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre el 30 y el 50%. La diferencia máxima entre las cotas de cimentación no supera 1 metro y existen terraplenes no equilibrados.
- D. Edificio cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente no menor a 50%. La diferencia entre las cotas de cimentación superan 1 metro y existen terraplenes no equilibrados.

La evaluación de este parámetro parece incompleta y difícil, ya que la observación de cotas de cimentación no siempre es posible a simple vista, requiriéndose examinar los planos estructurales de la cimentación. Dichos planos, en muchas ocasiones y en especial en el caso de edificios existentes, no están disponibles y, en otros casos, suele darse la posibilidad del incumplimiento de ciertos detalles de los planos debido a problemas técnicos encontrados en el mismo proceso constructivo. En cuanto a las pendientes del terreno, su presencia generalmente requiere la construcción de muros de contención, los cuales suelen necesitarse solamente en ciertos contornos del edificio, creando problemas estructurales graves si dichos muros están conectados directamente a los sistemas de pisos superiores. En efecto, su presencia crea excentricidades excesivas entre los centros de rigidez y de gravedad de la estructura, como producto de su posición y por su disposición no simétrica, consecuentemente, ante la presencia de excitaciones horizontales, pueden aparecer demandas altas de resistencia en ciertos elementos del sistema resistente, debido a la torsión en planta, lo que puede provocar el fallo frágil del sistema⁽¹⁹⁾.

e) Forjados horizontales

La calidad del esquema resistente de piso tiene una notable importancia al influir en el buen funcionamiento de los elementos resistentes verticales. Se califican los siguientes aspectos:

- A. Edificios con sistemas de forjados de cualquier naturaleza cumpliendo las tres condiciones siguientes:
 - 1. Deformabilidad despreciable en el plano del forjado.
 - 2. Conexión eficiente entre sistema de forjado y panel.
 - 3. Ausencia de planos a desnivel.
- B. Edificios con sistemas de forjados como los del tipo A pero que no cumplen la condición 3.
- C. Edificios con sistemas de forjados como los del tipo A pero que no cumplen las condiciones 1 y 3.
- D. Edificios con sistemas de forjados de cualquier naturaleza, sin cumplir ninguna de las condiciones de los del tipo A.

A partir de experiencias en terremotos pasados, se ha observado que es de

singular importancia que el sistema de forjado se encuentre bien conectado al sistema resistente vertical, para que pueda transmitir tanto las cargas verticales que soporta el edificio, como las horizontales debidas al sismo hacia los paneles y de allí a la cimentación. Cuando dichas conexiones no se encuentran en estado aceptable, la vibración lateral de los paneles resistentes tienden a separarlos de los forjados, provocando la caída de estos últimos y el desarrollo de un gravísimo mecanismo de fallo con características de reacción en cadena con el resto de forjados; dicha reacción se producirá como consecuencia de altas cargas de impacto⁽¹⁸⁾. Por otro lado, la deficiencia de estas conexiones generan inestabilidad en la estructura global, perdiendo los forjados su capacidad de arriostrar los muros, aumentando con ello drásticamente la longitud de pandeo de los paneles y llegándose así a un debilitamiento drástico de su capacidad de recibir cargas. En resumen, este efecto podría causar el colapso total y violento de todo el edificio.

En cuanto a la deformabilidad en el plano del forjado, estudios como los de las referencias (20,21,22) han demostrado analítica y experimentalmente que, si los forjados no tienen suficiente rigidez en su plano, pueden generar un comportamiento más débil de la estructura. La pérdida de las conexiones entre forjado y panel provocan fallos fuera del plano de los paneles, perdiéndose aquel comportamiento monolítico tipo cajón de la estructura. Esto impide la distribución racional del cortante en los paneles y genera deformaciones y distorsiones más importantes que las que se obtienen con modelos de forjados rígidos. Se nota además una amplificación del factor dinámico en general, aunque este último aspecto parece ser menos crítico que el primero.

En cuanto a la presencia de planos a desnivel, es bien conocido que ante cargas horizontales se generan concentraciones de esfuerzos, especialmente de cortante, en las secciones de los paneles a la altura de los desniveles, con lo que disminuyen también su longitud libre, todo lo cual puede provocar fallas frágiles en los elementos.

f) Configuración en planta

La forma y la disposición en planta de los edificios son determinantes en su comportamiento ante excitaciones sísmicas. La asignación de las calificaciones posibles se puede explicar mediante la figura 3.2, definiendo los parámetros $\beta_1 = a/L$ y $\beta_2 = b/L$, donde a representa la dimensión menor del edificio, L la dimensión mayor y b la dimensión de los elementos que sobresalgan de las dimensiones principales a y L de la planta.

La asignación de las calificaciones se realiza como se detalla a continuación:

- A. Estructura con $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$.
- B. Estructura con $0.6 \leq \beta_1 < 0.8$ ó $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$.
- C. Estructura con $0.4 \leq \beta_1 < 0.6$ ó $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$.
- D. Estructura con $\beta_1 < 0.4$ ó $0.3 < \beta_2$.

El método evalúa la condición de simetría en planta de los edificios, tomando

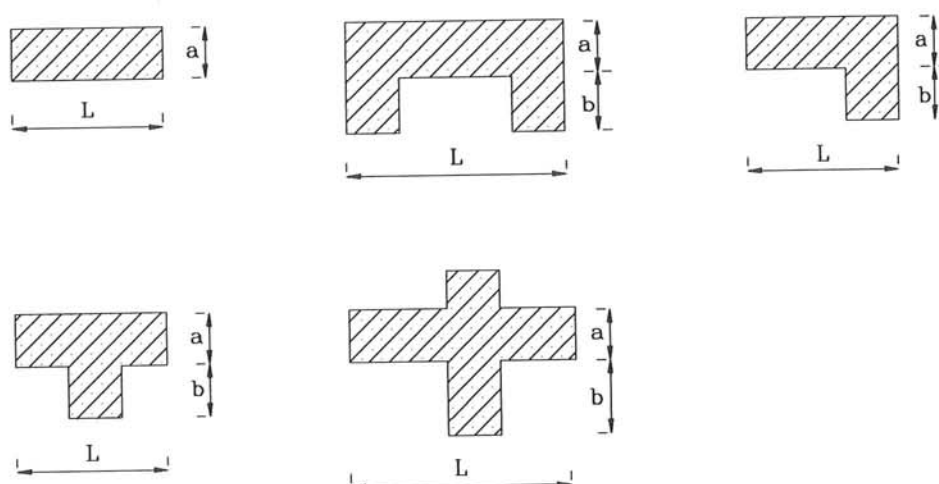


Figura 3.2 Parámetro evaluador de la configuración en planta⁽¹⁵⁾.

el parámetro valores más altos cuando las dimensiones en planta se asemejan a secciones cuadradas sin protuberancias adicionales y penalizándose las secciones excesivamente alargadas o con protuberancias demasiado grandes, que pueden provocar problemas de torsión en planta y concentraciones de esfuerzos en las esquinas y en los elementos más alejados de los centros de gravedad y de rigidez.

g) Configuración en elevación

La irregularidad en elevación de edificios de mampostería suele estar determinada por la presencia de torretas y porches. Para evaluar la presencia de torretas puede recurrirse a la figura 3.3, en la cual se muestran las dimensiones consideradas para los parámetros H y T , con cuya relación se procede a la evaluación de este parámetro. Adicionalmente, se consideran factores como la variación de la masa δM entre pisos sucesivos ($\pm \delta M/M(\%)$), donde M es la masa del piso inferior, o también la variación entre superficies δA de pisos consecutivos, especialmente para evaluar porches ($\pm \delta A/A(\%)$), donde A es la superficie del piso inferior. Se considerará para la calificación el factor más desfavorable de la siguiente manera:

- A. Estructura con $-\delta M/M < 10\%$.
- B. Estructura con una superficie de porche menor al 10% ó con $10\% \leq -\delta M/M < 20\%$.
- C. Estructura con una superficie de porche entre el 10 y el 20% ó con $-\delta M/M > 20\%$ ó $T/H < 2/3$.
- D. Estructura con una superficie de porche mayor al 20%, con $\delta M/M > 0$ ó con $T/H > 2/3$.

Se puede apreciar fácilmente que el método califica favorablemente la inexistencia de variaciones excesivas en la masa de dos pisos consecutivos o en la

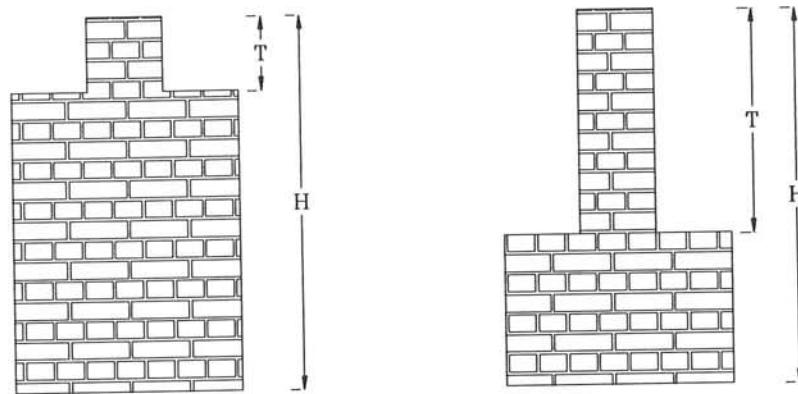


Figura 3.3 Parámetro evaluador de la configuración en elevación⁽¹⁵⁾.

superficie del porche. Para su mejor evaluación se introduce también un tercer factor T/H , que toma en cuenta la variación de las dimensiones en altura.

h) Espaciamiento máximo entre muros

Este parámetro tiene en cuenta el posible espaciamiento excesivo entre muros ubicados transversalmente a los muros maestros. La clasificación se define en función del factor L/S , donde S es el espesor del muro maestro y L es el espaciamiento máximo entre muros transversales:

- A. Estructura con $L/S < 15$.
- B. Estructura con valores $15 \leq L/S < 18$.
- C. Estructura con valores $18 \leq L/S < 25$.
- D. Estructura con valores de $L/S \geq 25$.

Por lo tanto, no se puede aumentar el espaciamiento máximo, producto de la eliminación de muros internos secundarios, sin alterar la vulnerabilidad sísmica del edificio. Este es un típico efecto de las ampliaciones y remodelaciones arquitectónicas que se realizan en las construcciones existentes, generalmente como consecuencia del cambio de uso de ciertos pisos en las edificaciones.

i) Tipo de cubierta

En este parámetro se tiene en cuenta la influencia del tipo de cubierta en el comportamiento sísmico de un edificio. Factores como su tipología y peso determinan dicho comportamiento. El peso ha sido ya tomado en cuenta de alguna manera en el parámetro 3, mientras que la tipología se analiza con la ayuda de la figura 3.4 de la referencia (15).

La clasificación se efectúa de la siguiente forma:

- A. Presencia de cubierta estable con viga cumbrera o de soporte. Edificio con cubierta plana.
- B. Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mam-

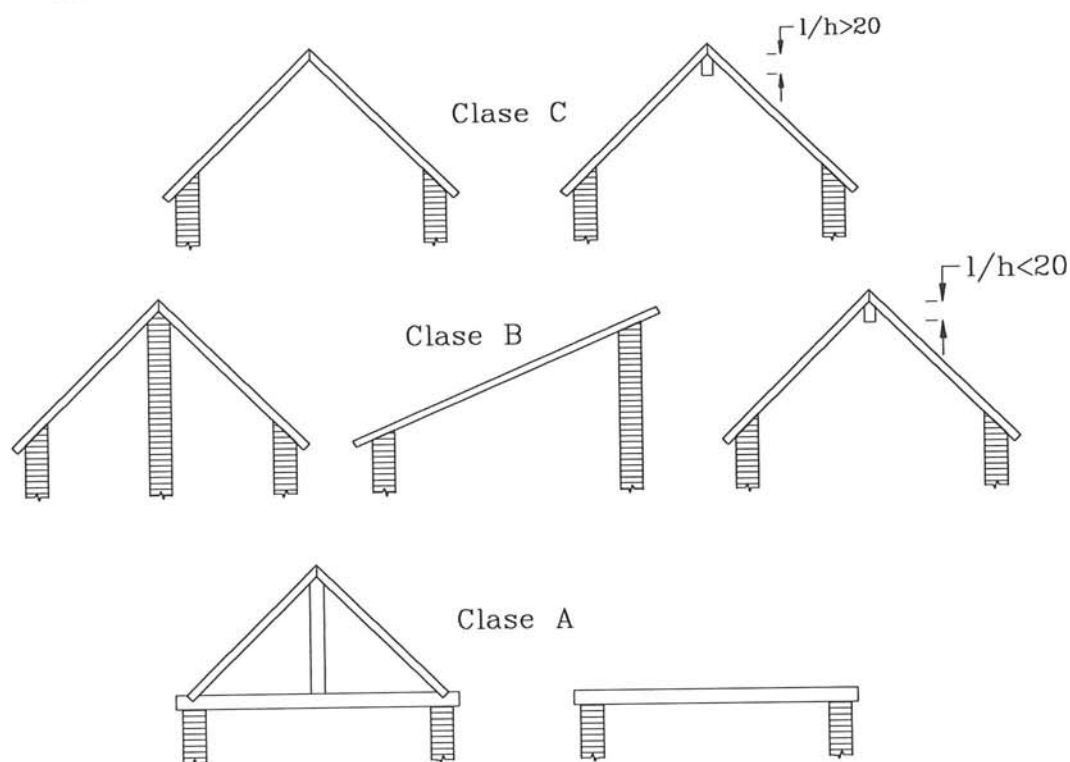


Figura 3.4 Tipologías de cubiertas analizadas⁽¹⁵⁾.

postería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable provista de viga de soporte.

- C. Presencia de cubierta inestable, pero con viga de soporte.
- D. Presencia de cubierta inestable sin viga de soporte.

Como se aprecia en la figura 3.4, la inestabilidad se refiere a la falta de apoyo en uno de los extremos de la cubierta sobre un elemento estructural resistente, que puede ser un panel o una viga de soporte. Tampoco se considera estable si el apoyo es una viga de soporte muy esbelta y de poco peralte.

j) Elementos no estructurales

Se intenta tener en cuenta el efecto de los elementos que no forman parte del esquema estructural resistente tales como cornisas, parapetos, balcones o cualquier elemento que sobresalga de la estructura y cuya caída pueda provocar víctimas. Debido a que constituye un parámetro secundario que no provoca un aumento de la vulnerabilidad de la estructura, sino que incluye el efecto de un peligro colateral, no se hace distinción entre los dos primeros niveles de calificación, expresándolos de la siguiente forma:

- A/B Edificio sin cornisas, parapetos ni balcones. Edificio con cornisas bien conectadas a los paneles, con chimeneas de pequeña dimensión y bajo peso. Edificio con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.

- C. Edificio con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.
- D. Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal, de peso considerable y mal conectados a la estructura, que pueden caer en caso de terremoto. Edificio con balcones sin conexión a los forjados o con balcones contruídos en etapas posteriores a la de la construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente de dichos elementos a los paneles de mampostería.

k) Estado de conservación

El estado de conservación en que se encuentra el edificio se califica de la siguiente manera:

- A. Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible.
- B. Paneles con presencia de agrietamiento tipo capilar no extendido en todo el panel, con la excepción de los casos en que dicho agrietamiento ha sido provocado por terremotos.
- C. Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructuras que no presentan agrietamiento, pero que se caracterizan por un estado mediocre de conservación de los paneles.
- D. Paneles que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3 mm.

3.3.2 Comentarios al formulario de levantamiento

Como se ha podido ver, las calificaciones o "clases" se escogen según las instrucciones del formulario las cuales dejan poca ambigüedad en su definición, aunque hay que destacar que para cada parámetro considerado se utilizan cifras, cantidades, porcentajes, descripciones que obedecen necesariamente al buen juicio y a la experiencia de los expertos. Adicionalmente se observa que, en la práctica, sigue existiendo una cierta ambigüedad, lo cual pone de manifiesto que el subjetivismo del evaluador será importante. Afortunadamente, dicho subjetivismo no parece ser tan decisivo como en otros métodos. También puede añadirse el hecho de que no se precise de personal totalmente calificado y entrenado en investigaciones post-terremoto, tal como lo requieren otros métodos, sino que, por el contrario, en éste se requiere únicamente de un personal técnico con un conocimiento básico de conceptos estructurales, que bien podrían corresponder al de estudiantes de nivel de pregrado, lo que puede beneficiar la eficiencia del método.

El método planteado de esta manera trata de involucrar factores que distinguen una edificación de otra, incluso si pertenecen a la misma tipología y ésta puede ser la gran ventaja que ofrece en comparación con otros métodos.

Resta tan solo indicar la manera de efectuar la calificación numérica, es decir, la obtención final del índice de vulnerabilidad.

3.3.3 Cuantificación del índice de vulnerabilidad (I_v)

Una vez obtenidas todas las calificaciones (A , B , C ó D) de cada uno de los once parámetros analizados del edificio, se procede a asignar un valor numérico a cada clase de acuerdo a una escala propuesta por Benedetti et al.⁽¹³⁾, mediante la cual cada uno de los nuevos once valores numéricos son acumulados ponderadamente, dando mayor peso a los parámetros que se consideran más decisivos en la determinación del índice de vulnerabilidad I_v . Los valores propuestos de la escala numérica se resumen en la tabla 3.2, mientras que la determinación del I_v se lo realiza mediante la expresión (3.8):

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} (K_i W_i) \quad (3.8)$$

Tabla 3.2 Escala numérica del índice de vulnerabilidad de Benedetti et al.⁽¹³⁾

Num	Parámetro	$K_i A$	$K_i B$	$K_i C$	$K_i D$	Peso W_i
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.0
2	Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional	0	5	25	45	1.5
4	Posición edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.0
6	Configuración en planta	0	5	25	45	0.5
7	Configuración en elevación	0	5	25	45	1.0
8	Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.0
10	Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación	0	5	25	45	1.0

Del análisis de la escala puede observarse que los valores posibles del índice de vulnerabilidad están comprendidos entre 0 y 382.5, creciendo conforme el edificio se muestra sísmicamente más vulnerable. Los valores de los índices K_i y W_i son completamente subjetivos y provienen puramente de la experiencia de los autores de la escala. El valor de I_v así obtenido es ya de mucha utilidad, pues identifica a los edificios peligrosos y puede ser utilizado en la toma de decisiones de cualquier plan de mitigación del riesgo en la zona de estudio.

3.3.4 Correlaciones del índice de vulnerabilidad con el índice global de daño

De los diversos estudios de los investigadores italianos basados en los levantamientos post-terremoto^(6,10,12-14), se han obtenido correlaciones entre el índice de

vulnerabilidad y el grado de daño del edificio, utilizando especialmente funciones de vulnerabilidad. Dichas funciones relacionan el I_v con el grado de daño para una intensidad dada de sismo, considerando intrínsecamente el grado de daño expresado por el formulario de 1er nivel como un índice de daño económico global del edificio. En referencias como (6,10,12-14) se proponen diversas funciones de este tipo, siendo las de Angeletti et al.⁽¹⁴⁾ las últimas conocidas, producto de varios análisis de los levantamientos post-terremoto de los sismos en las localidades de Venzona y Barrea en Italia (figura 3.5); dichas funciones se expresan matemáticamente mediante la ecuación

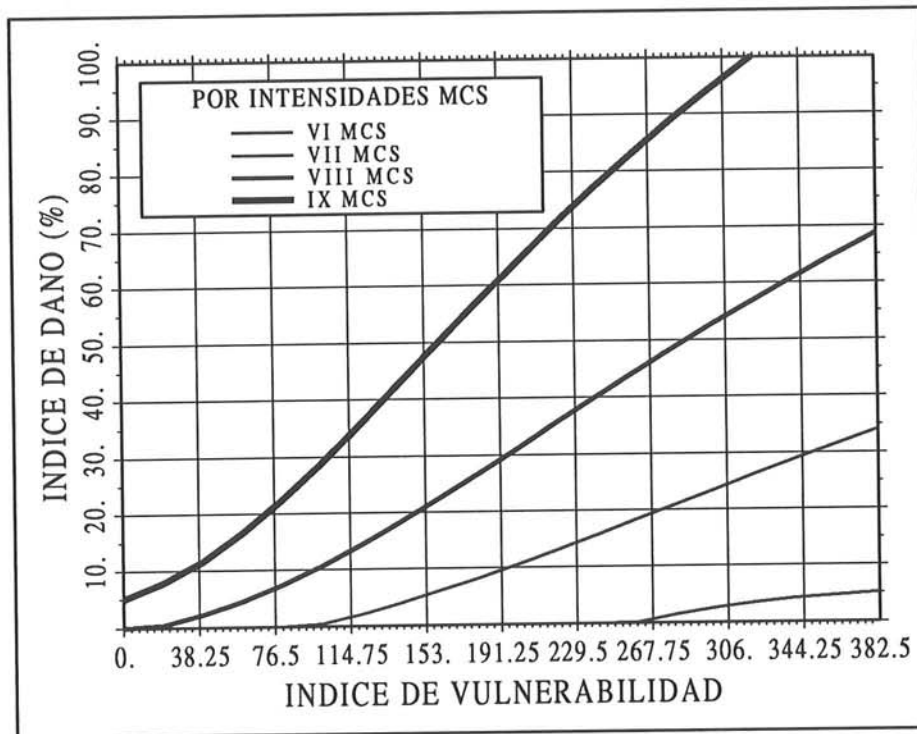


Figura 3.5 Funciones de vulnerabilidad propuestas por Angeletti et al.⁽¹⁴⁾.

$$D = 100 \left[\rho + k I_v + \frac{(I_v)^2}{(I_v)^2 + A^2} \right] \quad (3.9)$$

donde los coeficientes de regresión ρ , k y A dependen de la intensidad sísmica considerada, en la escala MCS.

Debido a la definición de función de vulnerabilidad utilizada en este método, la formulación probabilista para el cálculo del riesgo sísmico dada por la ecuación (2.33) del capítulo anterior varía un tanto, fruto de la aparición del índice de vulnerabilidad, pudiéndose expresar como⁽¹³⁾

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{v\max}} \int_0^{I_{\max}} f(d | I_v, I) f(I_v) f(I) dI dI_v dd \quad (3.10)$$

donde $F(\bar{d})$ es la función de distribución de daño acumulada para $d = \bar{d}$. La expresión $f(d | I_v, I)$ es la función de densidad de daño condicionada sobre el índice de vulnerabilidad y la intensidad del sismo, mientras que las funciones $f(I_v)$ y $f(I)$ son las funciones de densidad del I_v y de la intensidad del terremoto I . El riesgo específico S seguirá dado por el valor máximo de la función de distribución de daño acumulada descrita por la expresión (2.34)⁽¹³⁾. Las distribuciones a utilizarse en la expresión (3.10) se obtienen del análisis estadístico de los datos provenientes de los levantamientos post-terremoto, como se apreciará en el siguiente capítulo.

En la referencia (13) se ha observado que, para determinados intervalos de ΔI y de ΔI_v , la distribución del daño condicionado sobre ellos tiende a ser normal, por lo es posible discretizar la ecuación (3.10). Esto permite la obtención de la probabilidad condicional de daño $P[d | \Delta I_v, \Delta I]$, a la manera que lo hacen las matrices de probabilidad de daño con la salvedad de que, debido a la inclusión del parámetro I_v , resultará un arreglo de tres dimensiones. Dichos autores han observado también que la distribución de I_v tiende a la distribución normal. Adicionalmente, puede obtenerse una distribución de la intensidad del sismo mediante los métodos discutidos en el apartado 2.4.1 del anterior capítulo, utilizados para la evaluación de la peligrosidad sísmica y que se basan en la recurrencia del fenómeno. Disponiendo de ambas distribuciones, la ecuación (3.10) puede discretizarse como

$$P[d_i < d < d_{i+1}] = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P[d_i < d < d_{i+1} | I_{vj} < I_v < I_{vj+1}, I_k < I < I_{k+1}] \\ \times P[I_{vj} < I_v < I_{vj+1}] \times P[I_k < I < I_{k+1}] \quad (3.11)$$

donde $P[d_i < d < d_{i+1}]$ es la probabilidad de obtener un grado de daño entre los valores d_i y d_{i+1} . El primer término del miembro derecho es la probabilidad de daño entre los dos niveles anteriores, condicionada sobre el índice de vulnerabilidad I_v y la intensidad I . Los otros dos términos son las probabilidades totales para el índice de vulnerabilidad (que ya se conoce) y para la intensidad (que se supone conocida de estudios de peligrosidad) entre los rangos indicados; m es el número total de intervalos ΔI_v y n el número total de intervalos ΔI considerados⁽¹³⁾. Por consiguiente, la definición de riesgo sísmico específico S utilizando la ecuación (3.11) resulta evaluada mediante

$$S = \sum_i P[d_i < d < d_{i+1}] \quad (3.12)$$

3.4 APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD AL "EIXAMPLE" DE BARCELONA

Una vez analizada la potencialidad del método del índice de vulnerabilidad, el objetivo del presente apartado es evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de un barrio tradicional de la ciudad de Barcelona, como es el "Eixample". Su localización en el entorno urbano de la ciudad puede apreciarse en la figura 3.6. Este sector de la ciudad, construido según el diseño del famoso arquitecto Ildefonso Cerdá y cuyo proyecto final fue aprobado en 1860^(23,24), está formado por numerosas manzanas casi totalmente simétricas de aproximadamente 113 x 113 metros, perfectamente alineadas, achaflanadas en sus vértices mediante aristas de unos 20 metros^(25,26), tal como puede apreciarse en la figura 3.7, cubriendo aproximadamente 750 hectáreas de la superficie de la ciudad.

Cada manzana del sector está constituida por numerosos edificios, la gran mayoría de mampostería no reforzada, diseñados a carga vertical únicamente y presentando características muy similares tales como los mismos materiales, similares sistemas de forjado y cimentación, similares técnicas constructivas e incluso similar edad y estado de conservación. Su construcción fue realizada entre los años 1860 y 1940, por lo que prácticamente la totalidad de ellos han cumplido ya su período de vida útil. Una pequeña parte de los edificios del sector son nuevos, con estructura de hormigón armado, fruto de la demolición de antiguos edificios. Hay en día no existe ya ningún espacio por edificar en la zona y se ha llegado a densificar altamente su población. Estos y muchos otros aspectos más, hacen que el estudio de su comportamiento ante cargas sísmicas y por consiguiente de su vulnerabilidad sísmica se vuelva muy interesante.

3.4.1 Proceso seguido para la evaluación de la zona

Para cumplir el objetivo descrito anteriormente se ha realizado un muestreo de manera aleatoria. La muestra obtenida consta de 9 manzanas representativas del sector, en las que existen 181 edificios de mampostería no reforzada y 35 edificios de otras tipologías como son: edificios de hormigón armado, edificios de estructura metálica, iglesias, etc. A este último grupo se les ha denominado edificios especiales, debido a que el cálculo de su vulnerabilidad no se considera en este apartado. El número de pisos promedio de los edificios es de 6, con una altura y un área promedio de 19 metros y 281 metros cuadrados, respectivamente. El procedimiento que se ha seguido para el estudio de la vulnerabilidad de estos edificios ha consistido, básicamente, de tres fases:

1. En la primera fase se ha recopilado toda la información. Se obtuvo del Centro de Cartografía Automática del Ayuntamiento de Barcelona un mapa digitalizado del sector, que contenía alguna información sobre los edificios como por ejemplo, área, altura, delimitación, patios interiores, dirección postal, etc. Un ejemplo de la información obtenida para cada manzana puede apreciarse en la figura 3.8. Por otro lado, se analizaron los planos de construcción de 25

de estos edificios, almacenados en el Archivo Histórico del Colegio de Arquitectos de Cataluña, con el propósito de derivar características comunes que fueran a agilizar posteriormente las investigaciones de campo. Finalmente, se realizó una visita a cada una de las edificaciones para obtener los datos necesarios para la evaluación de su vulnerabilidad. Toda esta fase fue parte del trabajo publicado en la referencia (5) y de un estudio posterior, realizado como parte del presente trabajo y que ha sido publicado en la referencia (27).

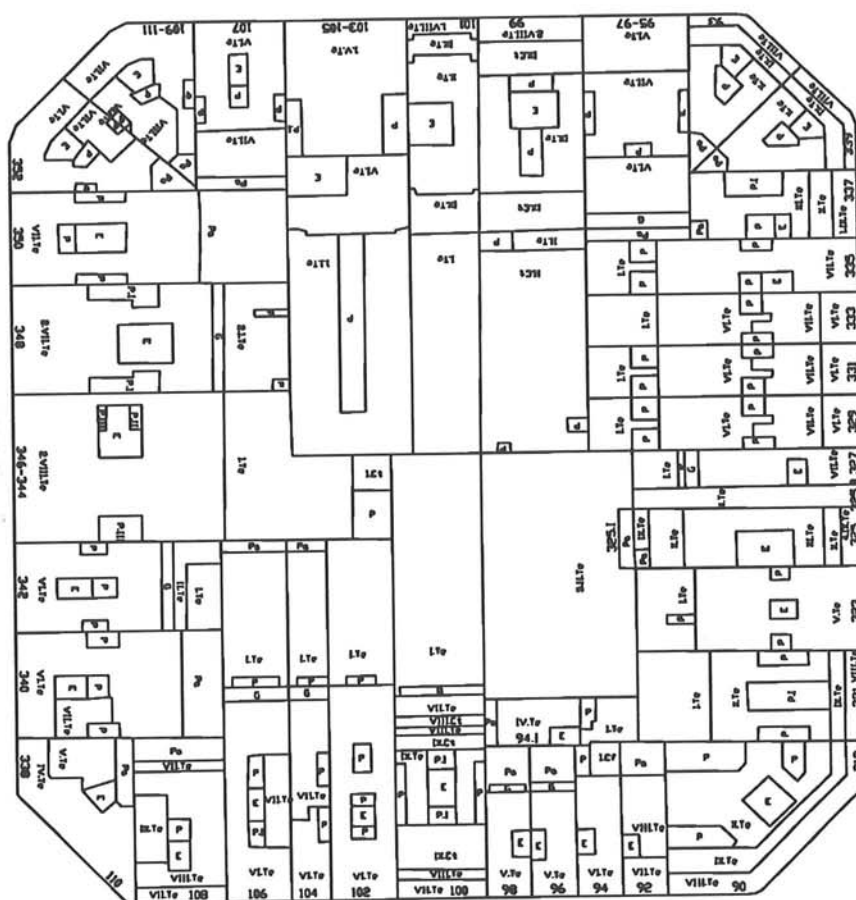


Figura 3.8 Mapa digital de una de las manzanas del Eixample⁽⁵⁾.

2. En la segunda fase se efectuó el tratamiento de la información. Utilizando los planos del Archivo Histórico se estudiaron las características estructurales de los edificios, buscando parámetros similares entre ellos, obteniéndose las regresiones que se muestran en las figuras 3.9, 3.10 y 3.11, las cuales se utilizaron para inferir las áreas resistentes de muros en ambas direcciones A_x , A_y y el área total A_t a partir de las dimensiones en planta del edificio L_x y

L_y en los sentidos ortogonales x e y , respectivamente⁽⁵⁾. Posteriormente se analizaron los edificios digitalizados en el mapa, para verificar la información de campo y determinar los parámetros complementarios en la definición del índice de vulnerabilidad. Finalmente se organizaron los edificios estudiados de manera aleatoria, formando manzanas similares a las reales, obteniéndose la distribución que se observa en la figura 3.12.

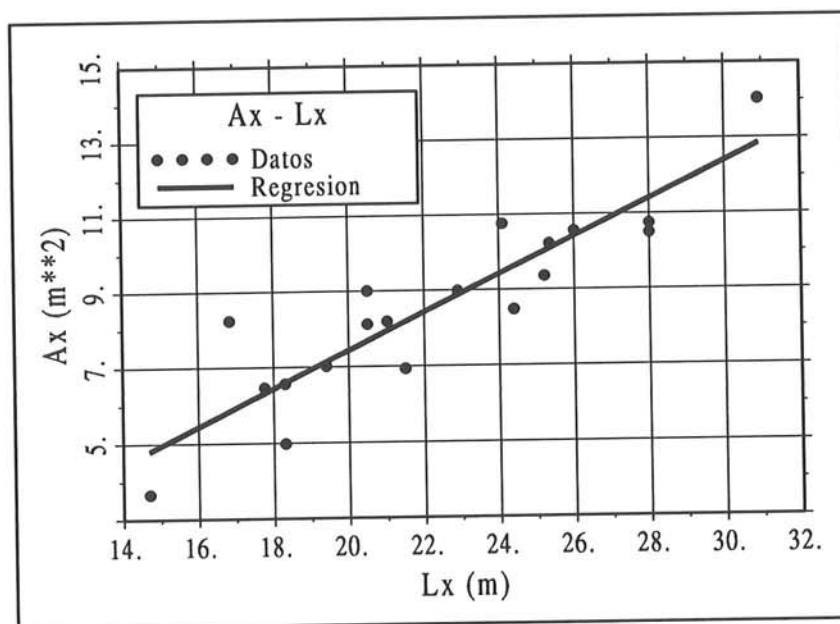


Figura 3.9 Área de muros en función de la dimensión en planta para el eje x ⁽⁵⁾.

- En la última fase se utilizaron los programas de ordenador desarrollados en la referencia⁽⁵⁾ e implementados en un Sistema de Información Geográfica, para calcular los mapas de vulnerabilidad y los escenarios de daño. Las funciones de vulnerabilidad utilizadas para obtener los escenarios son las de la referencia (14) y están expresadas en la ecuación (3.9) descrita en el apartado 3.3.4. En el presente estudio se contempla la posibilidad de extrapolar dichas funciones obtenidas en Italia a la zona bajo estudio; la extrapolación puede ser aceptable debido a la semejanza entre las construcciones de ambas regiones y, aunque existen diferencias en la definición de la intensidad macrosísmica en las dos zonas, ya que en España se utiliza la MSK, se ha observado que las mencionadas diferencias no son relevantes para los fines de evaluación del daño perseguido en el presente estudio. Se utilizaron las facilidades computacionales del Servei Geològic de la Generalitat de Catalunya.

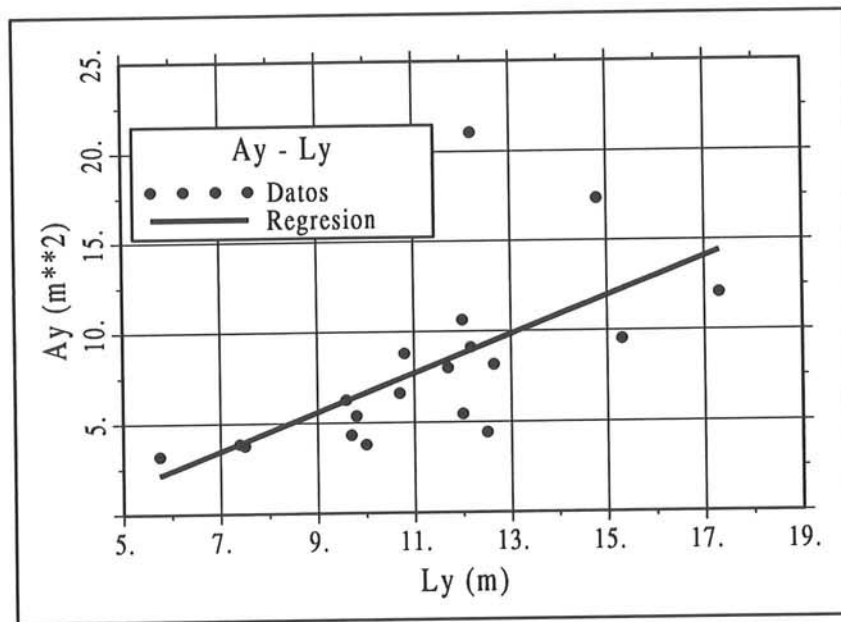


Figura 3.10 Área de muros en función de la dimensión en planta para el eje $y^{(5)}$.

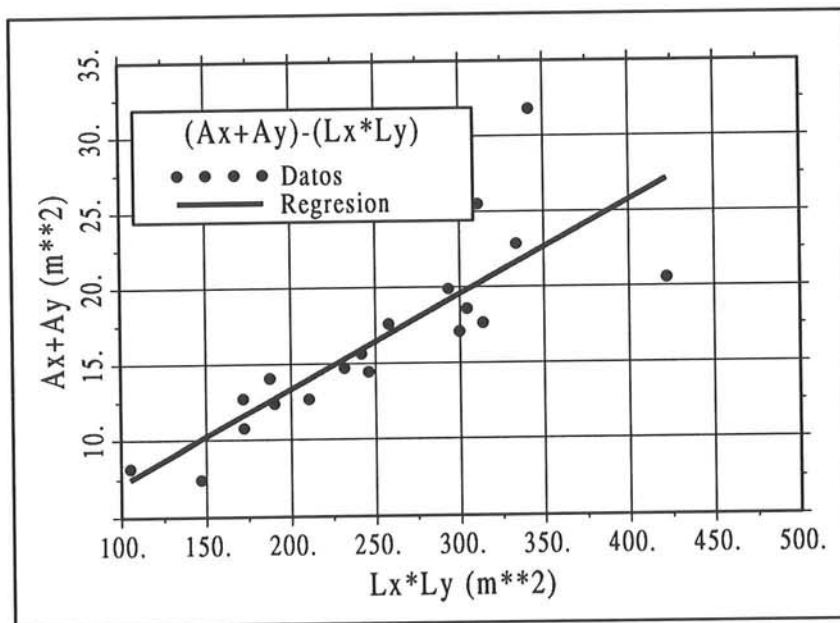
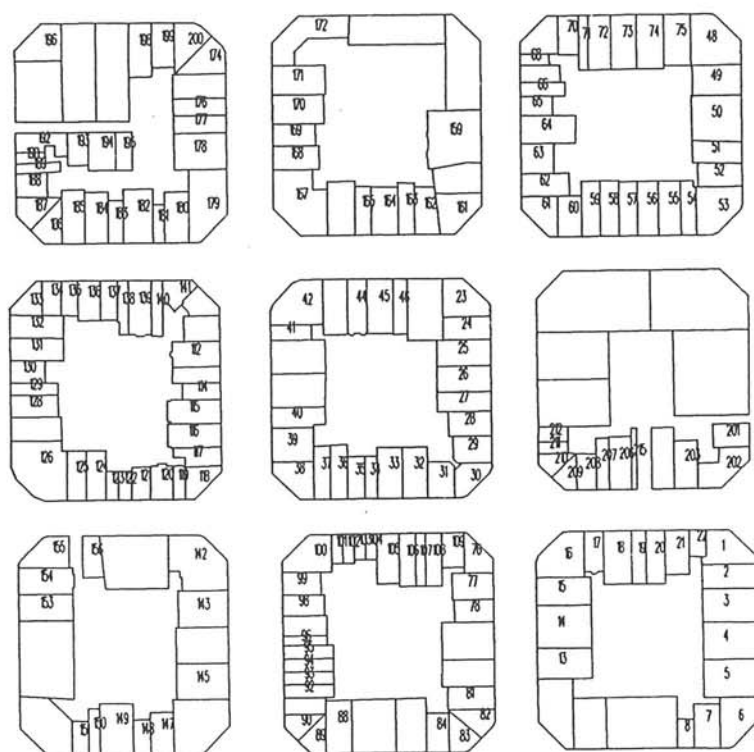


Figura 3.11 Área total de muros en función de la superficie en planta del edificio⁽⁵⁾.

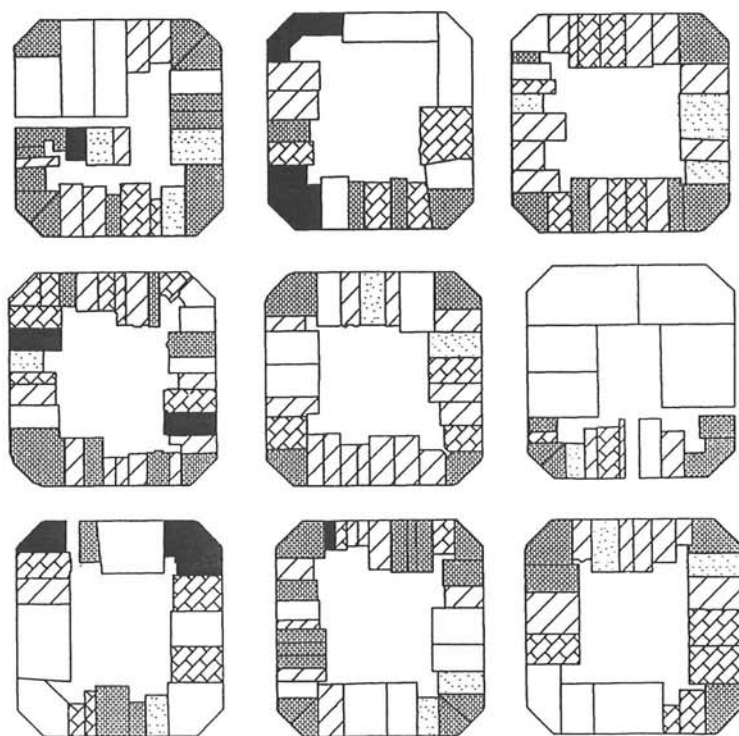
3.4.2 Resultados y discusión de los mismos

Los resultados obtenidos para la zona bajo estudio, es decir, los valores de los índices de vulnerabilidad y de daño, se han representado en mapas e histogramas de frecuencias. En el mapa de la figura 3.13 se representa el índice de vulne-



MUESTRA DE EDIFICIOS
DE MAMPOSTERÍA DEL
EIXAMPLE DE BARCELONA

Figura 3.12 Muestra aleatoria de edificios de mampostería no reforzada del Eixample⁽²⁷⁾.



ÍNDICE DE
VULNERABILIDAD

- $I_v > 231$
- $I_v = 191-230$
- $I_v = 171-190$
- $I_v = 151-170$
- $I_v \leq 150$
- ESPECIAL

Figura 3.13 Mapa de vulnerabilidad del sector estudiado.

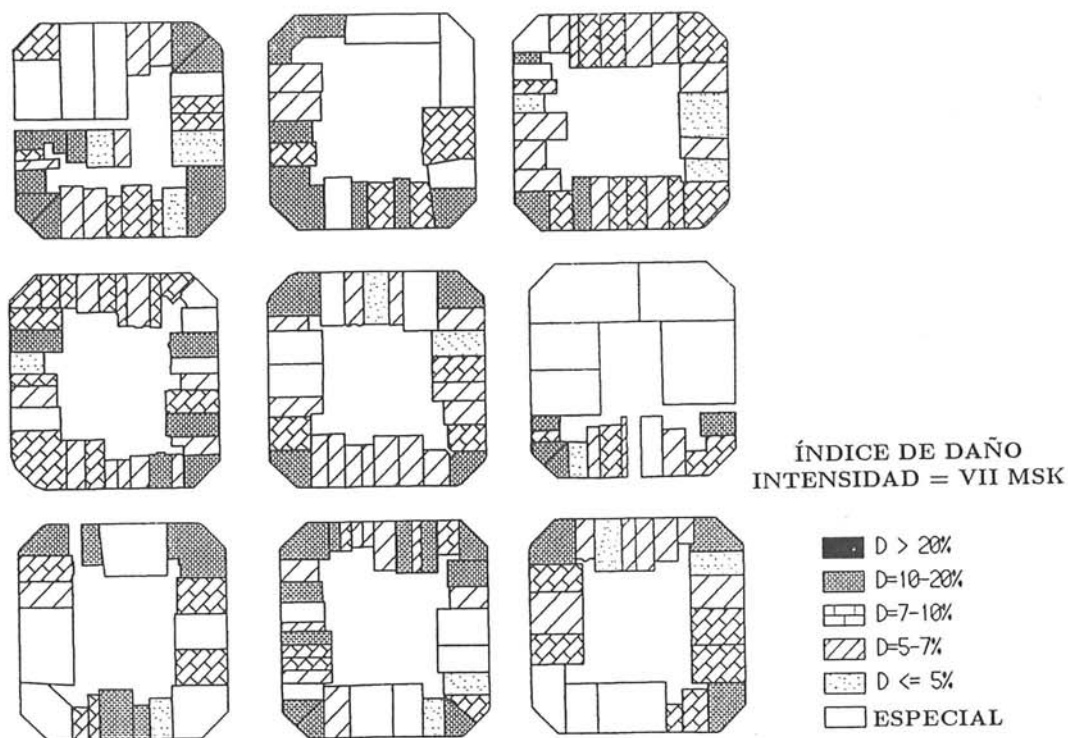


Figura 3.14 Escenario de daño para un sismo de intensidad VII MSK

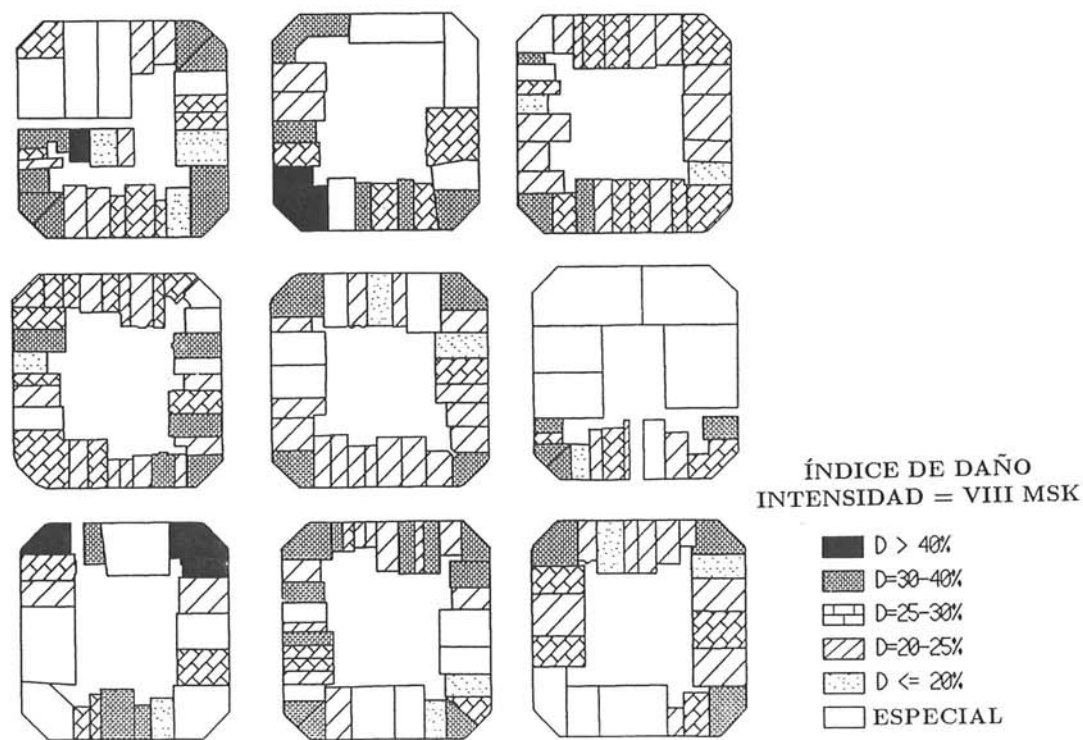


Figura 3.15 Escenario de daño para un sismo de intensidad VIII MSK

rabilidad de cada uno de los edificios estudiados, para cinco rangos diferentes: bajo ($I_v \leq 150$), medio-bajo ($150 < I_v \leq 170$), medio ($170 < I_v \leq 190$), alto ($190 < I_v \leq 230$) y muy alto ($I_v > 231$). La importancia de este mapa, con la escala definida de esta manera, radica en que permite una cierta "selección" de los edificios más vulnerables. De esta forma, se observa que hay 41 edificios (23%) con un rango de vulnerabilidad alto y muy alto, los cuales tendrían que someterse a estudios más detallados antes de tomar cualquier decisión respecto a una posible reducción del riesgo sísmico en la zona urbana estudiada. En las figuras 3.14, 3.15 y 3.16 se muestran tres posibles escenarios de daño, asumiendo diferentes intensidades del sismo. Se presentan cinco rangos del índice de daño D , los cuales pueden interpretarse de acuerdo a la escala MSK como: daños ligeros ($D \leq 20$), daños moderados ($20 < D \leq 40$), daños graves ($40 < D \leq 60$), destrucción ($60 < D \leq 80$), colapso ($D > 80$)⁽¹⁷⁾. Se observa claramente que la extensión del daño es más grande cuanto mayor es el grado de intensidad.

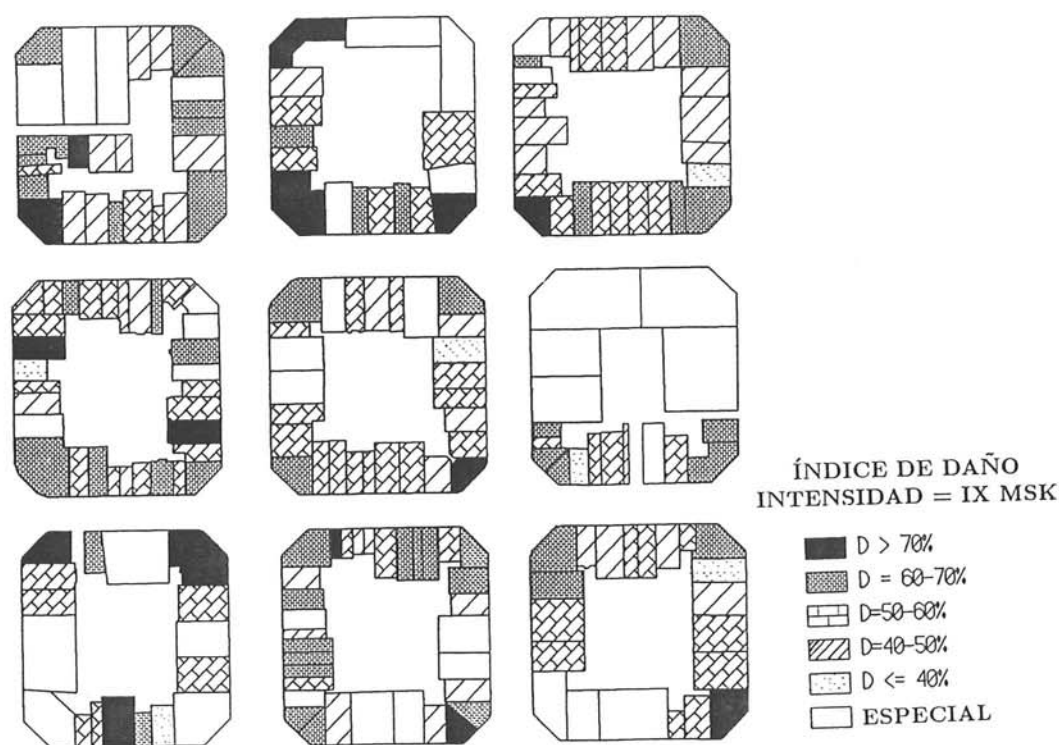
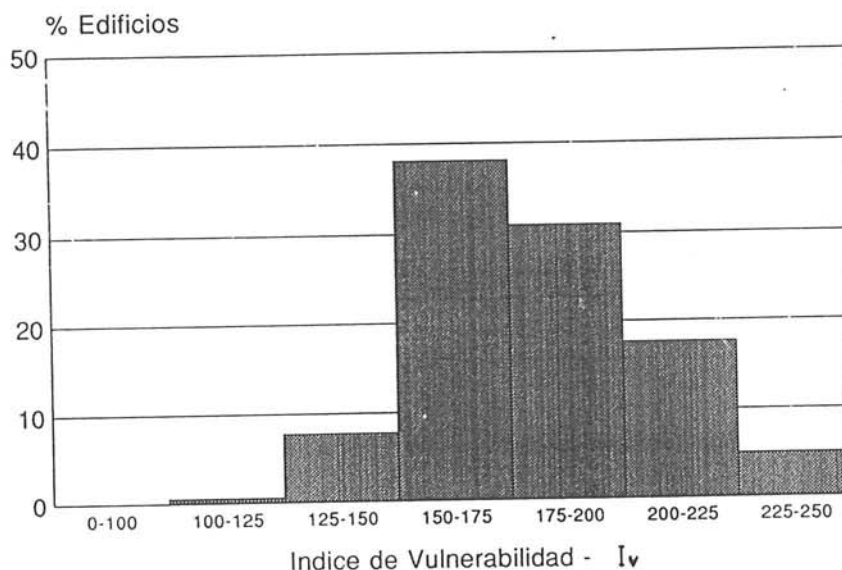
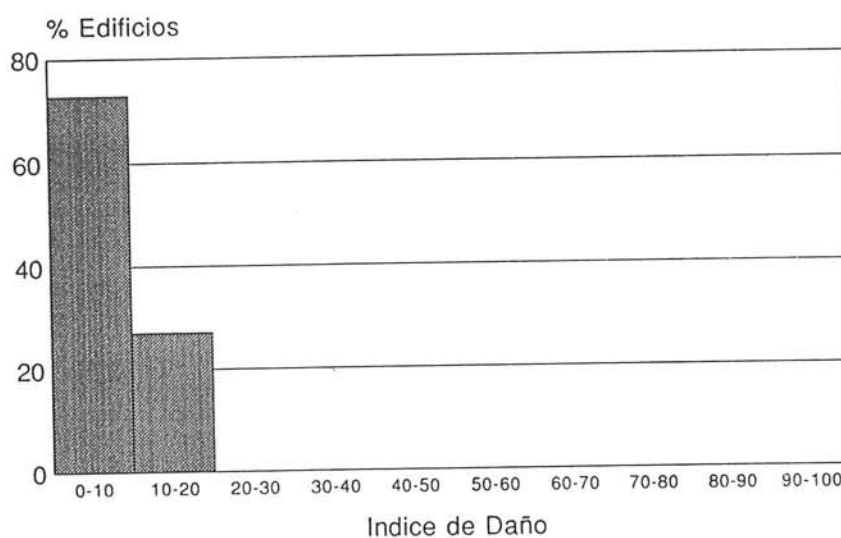
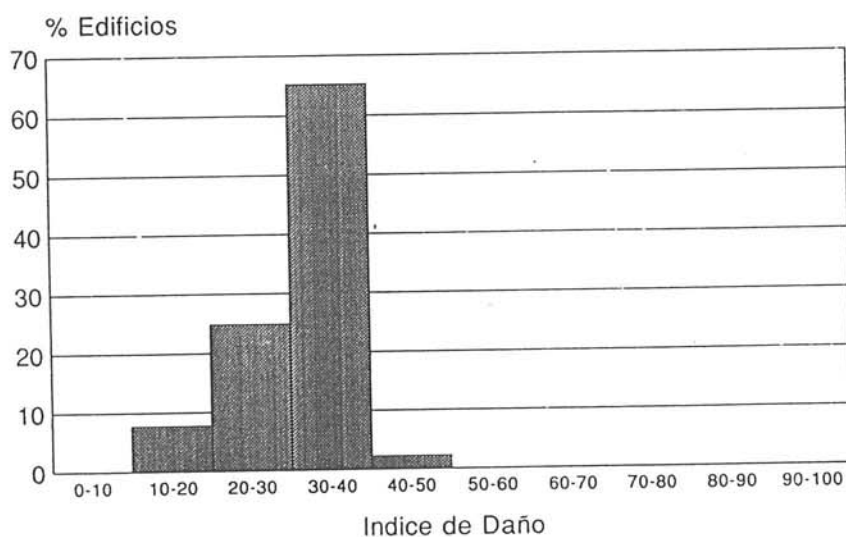
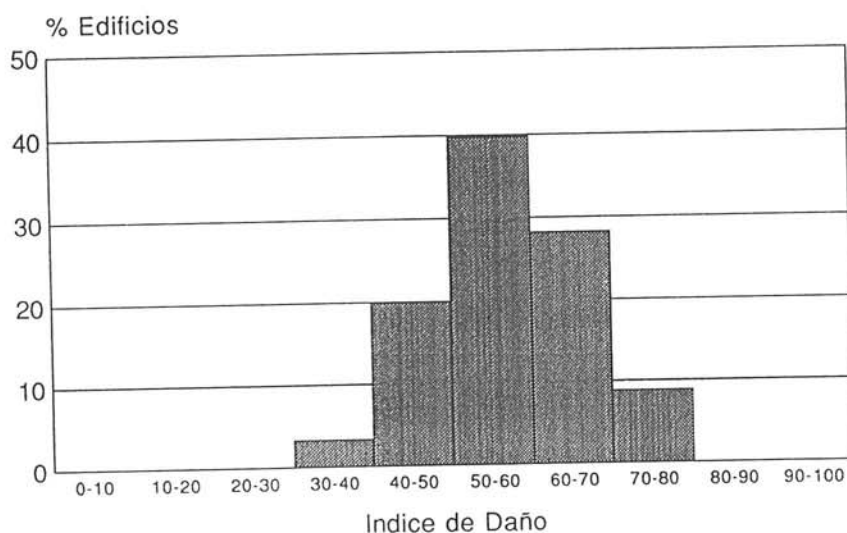


Figura 3.16 Escenario de daño para un sismo de intensidad IX MSK

En la figura 3.17 se muestra la distribución de frecuencias del índice de vulnerabilidad para la zona estudiada. Se observa que la tendencia del índice I_v es de tomar valores medios a altos, con un promedio de 181. De la misma forma, en las figuras 3.18, 3.19 y 3.20 se muestran las distribuciones de frecuencias del

Figura 3.17 Histograma de frecuencias del índice de vulnerabilidad I_v .Figura 3.18 Histograma de frecuencias de D para $I= VII MSK$

índice de daño D , en las que se observa que a medida que la intensidad aumenta, la distribución del daño es más amplia y el promedio de los datos crece de forma acelerada. Para intensidad VII MSK se observa que la mayoría de los edificios sufren daños entre el 5 y el 10% y un 30% de ellos tendrán un daño del 20%. Para la intensidad VIII se observan daños ya importantes, la mayoría de ellos entre 30% y 40% y, en ciertos edificios, superiores al 40%. Para intensidad IX MSK el daño es muy grave, ya que el 80% de los edificios muestran un daño superior al 50% con predominancia entre el 60 y el 70%⁽²⁷⁾.

Figura 3.19 Histograma de frecuencias de D para $I= VIII$ MSKFigura 3.20 Histograma de frecuencias de D para $I= IX$ MSK

Finalmente, en la figura 3.21 se muestran los parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra, separados por clases K_i . Esta figura es útil para identificar los parámetros que mayor influencia tienen sobre la vulnerabilidad de los edificios. Se observa que los parámetros 3, 5, 6 y 8, correspondientes a la resistencia convencional, sistema de forjados horizontales, configuración en planta y distancia máxima entre muros, respectivamente, son los más críticos, parámetros que deberán ser modificados y disminuídos si se ha de obtener una reducción de la vulnerabilidad, como parte de algún plan de mitigación de desastres. De procederse a la modificación de dichos parámetros, el índice de vul-

nerabilidad sufrirá cambios que serán fácilmente identificables y cuantificables, dada la versatilidad del método, por lo que su utilidad puede verse magnificada.

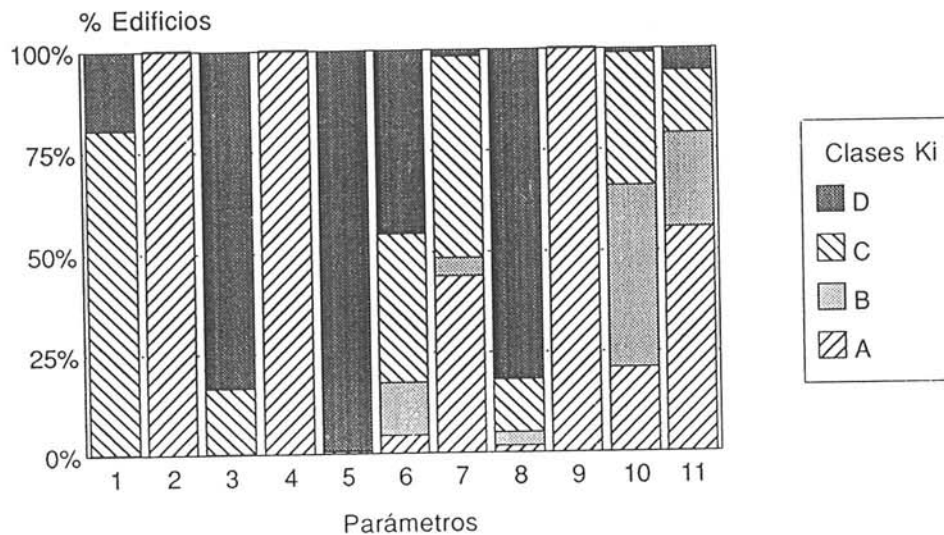


Figura 3.21 Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra.

REFERENCIAS

1. A. J. Martin, "Influence of the different seismic design levels on the expected damages and economical losses caused by an earthquake in Andalusia (Spain)", *Instituto Geográfico Nacional*, Sevilla, 1990.
2. A. W. Coburn, "Relative vulnerability assessment", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 2, 4.2/23-4.2/30, Lisbon, 1986.
3. R. Spence, A. Coburn y A. Pomonis, "Correlation of ground motion with building damage: The definition of a new damage-based seismic intensity scale", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 551-556, Madrid, 1992.
4. P. Thenhaus, S. Hanson, I. Effendi, E. kertapati y S. T. Algermissen, "Pilot studies of seismic hazard and risk in North Sulawesi province, Indonesia", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., 9 (1), 97-120, 1993.
5. C. Caicedo, "Vulnerabilidad Sísmica en Zonas Urbanas, Aplicación a un Sector del Eixample de Barcelona", *Tesis Doctoral*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1993.
6. E. Cartapati, A. Cherubini y A. Zingali, "Vulnerability-damage correlations in a masonry building sample after November 1980 earthquake in Irpina, Italy", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 2, 4.2/15-4.2/22, Lisbon, 1986.

7. A. Bernardini y C. Modena, "The vulnerability of masonry buildings typologies in a seismic area", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/57-2.3/64, Lisbon, 1986.
8. V. Laudazi y P. Cioni, "Structural vulnerability of masonry building", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 2, 4.2/31-4.2/38, Lisbon, 1986.
9. M. Beconcini, S. Caramelli y A. Favilli, "A study concerning the seismic vulnerability of the masonry and reinforced concrete buildings at Castelnuovo Garfagnana", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/73-2.3/80, Lisbon, 1986.
10. G. Augusti y A. Borri, "Vulnerability data and seismic risk assessment: An example of dynamic mapping", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/1-2.3/8, Lisbon, 1986.
11. A. Angotti, A. Borri y A. Vignoli, "Seismic vulnerability analysis carried out in old small town", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/49-2.3/56, Lisbon, 1986.
12. F. Braga, M. Dolce, C. Fabrizi y D. Liberatore, "Evaluation of a conventionally defined vulnerability of buildings based on surveyed damage data", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/33-2.3/40, Lisbon, 1986.
13. D. Benedetti, G. Benzonì y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 183-201, 1988.
14. P. Angeletti, A. Bellina, E. Grandori, A. Moretti y V. Petrini, "Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 7, 181-186, Tokyo, 1988.
15. ***, "Instruzioni per la Compilazione della Scheda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici", *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, Regione Emilia Romana, 1986.
16. C. D. Poland y J. O. Malley, "A Procedure for The Seismic Evaluation of Buildings in the Central and Eastern United States", *Technical Report NCEER-92-0008*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, April 1992.
17. European Seismological Commission, "European Macroseismic Scale 1992", *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, 7, (Edited by G. Grünthal), Luxembourg, 1993.
18. M. Bruneau, "State of the art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, 120(1), 930-951, 1994.
19. F. Yépez y F. Villagómez, *Estudio Comparativo de Estructuras Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte en Cuanto a Comportamiento y Materiales*, Tesis de Grado en Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Marzo 1993.
20. A. C. Tena, "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., 8(2), 305-318, 1992.
21. M. Tomažević, T. Velechovsky y P. Weiss, "The effect of interventions in the floor

- structural system on the seismic resistance of historic stone-masonry buildings: An experimental study", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 9, 5321-5326, Madrid, 1992.
22. S. Chiostri, P. Foraboschi y A. Vignoli, "Structural analysis and damage evaluation of existing masonry buildings by dynamic experimentation and numerical modeling", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3481-3486, Madrid, 1992.
 23. V. J. San Martí, *Vers una Remodelació de L' Eixample*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1984.
 24. R. J. Vila, *La Casa Original del Ensanche de Barcelona 1860-1864, los parámetros formales y métricos de la unidad residencial de la manzana Cerdá*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1989.
 25. A. M. Coromina, *Suelo, Técnica e Iniciativa en los Orígenes del Eixample de Barcelona*, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1989.
 26. Ajuntament de Barcelona, Area d' Urbanisme i Obres Públiques, Direcció de Projectes Urbans, *Anàlisi Tècnica i Funcional del Patrimoni Immobiliari Municipal, Vol 3: L' Eixample*, Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya, Barcelona, 1986.
 27. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, F. Yépez, A. Roca, X. Goula and F. Maña, "Seismic vulnerability assessment of buildings in Barcelona", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 1994.

CAPÍTULO 4

VULNERABILIDAD OBSERVADA PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

4.1 INTRODUCCIÓN

Utilizando la gran base mundial de datos del *Martin Centre for Architectural and Urban Studies* de la Universidad de Cambridge, se ha elaborado una gráfica muy interesante⁽¹⁾ la cual puede verse en la figura 4.1. Dicha gráfica es el resultado del análisis del número de víctimas causadas por terremotos en el presente siglo. Es extremadamente importante prestar atención al gran porcentaje de muertes debidas al colapso de edificios de mampostería, en comparación con otras causas. Las razones de los resultados de este análisis se exponen a continuación.

Una gran cantidad de edificios existentes en todo el mundo tienen una estructuración resistente de mampostería no reforzada. Generalmente, dichos edificios han sido construidos sin cumplir requisitos sismo-resistentes o, simplemente, no existían normativas en el tiempo de su construcción. Es posible que en algunos lugares considerados como no sísmicos o de peligrosidad sísmica despreciable, muchos edificios antiguos e incluso algunos nuevos de mampostería no se diseñen con requisitos sismo-resistentes. Sin embargo, lo ocurrido en el sismo de Tangshan, China (1976, $M = 7.8$), lugar considerado de sismicidad nula o muy baja y donde el 85% de los edificios de mampostería colapsaron, provocando la muerte de cientos de miles de personas, constituya un ejemplo de la magnitud que pueden alcanzar estas catástrofes⁽²⁾. Otras observaciones acerca del efecto de los terremotos pasados permite comprobar que tales edificios resultan ser altamente vulnerables y que estructuras antiguas de este tipo han sufrido considerables daños allí, donde las nuevas construcciones logran sobrevivir. Paradójicamente, muchos de ellos son utilizados para albergar infraestructura básica, para actividades gubernamentales o para otros fines para los cuales deberían estar fun-

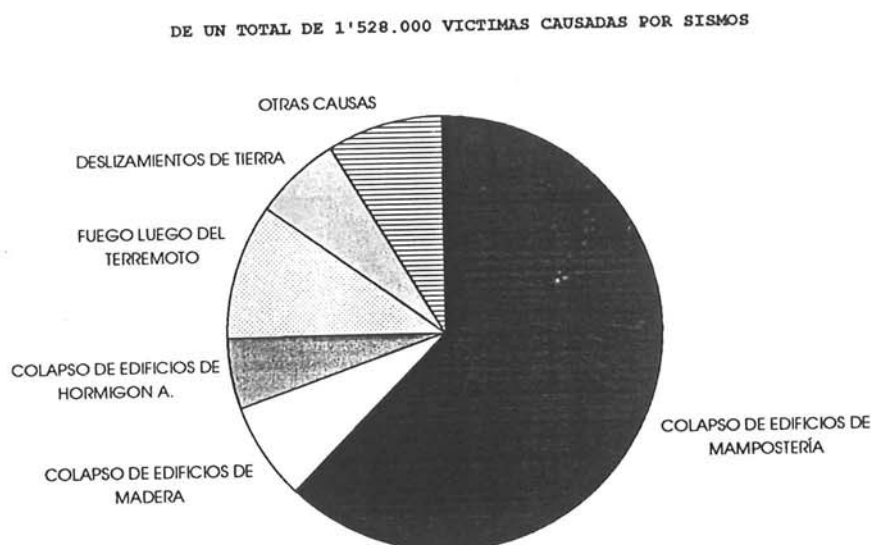


Figura 4.1 Causas de muertes por terremotos entre 1900 y 1992⁽¹⁾.

cionales durante operaciones en situaciones post-terremoto⁽³⁾.

A pesar de que una y otra vez se enfatiza en la importancia del estudio de este tipo de edificios, es común observar un número bajísimo de investigaciones y una insuficiente bibliografía existente sobre el tema, en comparación a la importancia que se le ha otorgado a otras tipologías tales como los de hormigón armado. Edificios de mampostería que han sobrevivido o no a un sismo, nunca han sido objeto de estudios individuales profundos, que sí son generalmente realizados para los de hormigón armado y de acero. De hecho, en ocasiones, cuando se han observado edificios de mampostería no reforzada que han logrado sobrevivir a un sismo severo, las razones sobre su comportamiento son puramente especulativas y no bien entendidas⁽⁴⁾. Un ejemplo claro de esta falta de investigación lo constituye el hecho de que recién luego del terremoto de Loma Prieta (1989) se haya logrado obtener los primeros registros de la respuesta de un edificio de mampostería no reforzada instrumentado para este fin^(5,6). De los estudios recientes que se conocen se destacan, además de los típicos ensayos sobre paneles de mampostería nuevos o antiguos o sobre modelos a escala, un ensayo sobre un modelo real de un edificio de mampostería antiguo, de tres plantas, en la ciudad de Florencia^(7,8) y un ensayo sobre un modelo real de un edificio nuevo de mampostería reforzada, de 5 plantas, que constituye un récord en ensayos de este tipo en los Estados Unidos⁽⁹⁾. De ninguna manera se comparan con el número de estudios realizados en edificios de hormigón armado.

De los estudios disponibles a gran escala sobre el comportamiento sísmico de edificios de mampostería, se ha descrito en el anterior capítulo el método del índice de vulnerabilidad. Dicho método se aplicó a la ciudad de Barcelona, mediante la utilización de funciones de vulnerabilidad obtenidas para regiones italianas con construcciones similares a las del lugar de estudio. Los autores del presente trabajo no disponen de información acerca de funciones de vulne-

rabilidad de este tipo que hayan sido obtenidas o aplicadas en otros países que no sea Italia. Sin embargo, diversos estudios de vulnerabilidad sísmica realizados en diferentes sitios del mundo y basados en otros métodos de evaluación, permiten concluir que no es del todo fiable la utilización de funciones de vulnerabilidad obtenidas para otros países. Por lo tanto, es importante la obtención de funciones de vulnerabilidad en los lugares bajo estudio o la calibración de las funciones existentes, a fin de tomar en cuenta las diferencias locales, la utilización de tecnologías constructivas diferentes, la mano de obra de distintas características, etc.⁽¹⁰⁻¹²⁾ Esto únicamente es posible utilizando y procesando la información que pueda obtenerse de un estudio post-terremoto que se realice en la región de interés. La figura 4.2 de la referencia (13) muestra claramente las diferencias entre funciones de vulnerabilidad obtenidas para diferentes tipologías de construcción en los Estados Unidos y la obtenida en Gorontalo, Indonesia, producto del análisis del daño en cerca de 10.000 estructuras de mampostería después del terremoto de 1990⁽¹³⁾.

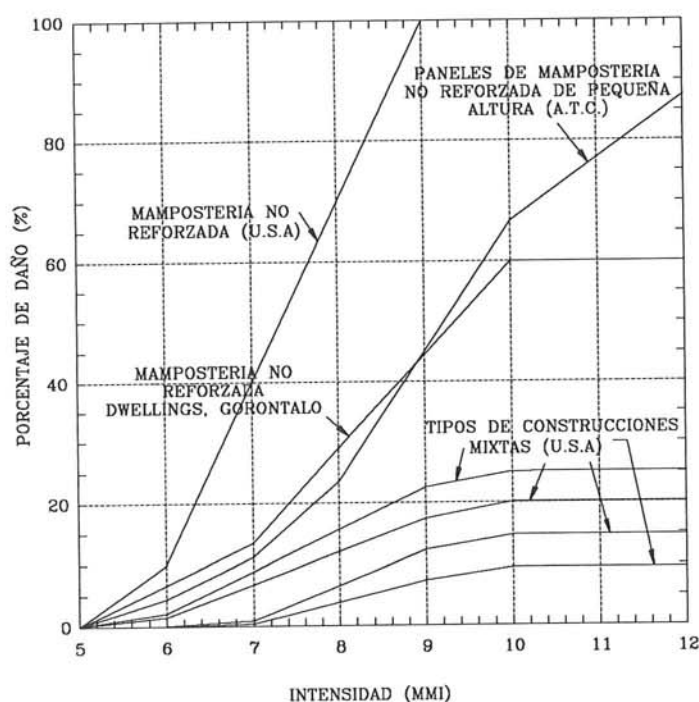


Figura 4.2 Comparación de funciones de vulnerabilidad obtenidas en diferentes países⁽¹³⁾.

Por las causas anteriormente citadas, es necesario obtener y calibrar las funciones de vulnerabilidad. La inexistencia de cualquier tipo de funciones de vulnerabilidad en España, hacía imprescindible su estudio utilizando métodos apropiados, uno de los cuales se presenta en la presente monografía.

4.2 ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD OBSERVADA A PARTIR DE LEVANTAMIENTOS POST-TERREMOTO

El procedimiento comienza con un levantamiento de los datos de cada edificio estudiado; a la vez que se investiga su vulnerabilidad, se realiza una evaluación del daño que sufrieron dichos edificios debido al terremoto ocurrido. El tipo y la extensión del daño son analizados y clasificados para cada uno de los elementos de cada edificio, tanto los que forman parte del sistema estructural resistente, como los elementos considerados no estructurales. La clasificación del tipo de daño en los elementos de la estructura se describe en el siguiente apartado.

4.2.1 Tipo de daño considerado en cada elemento estructural

a) Tipo de daño considerado en paneles verticales

Se consideran agrietamientos del tipo 1 al 9, tal como se observa en la figura 4.3. Las clases o calificaciones se rigen según la referencia (14) de la siguiente manera:

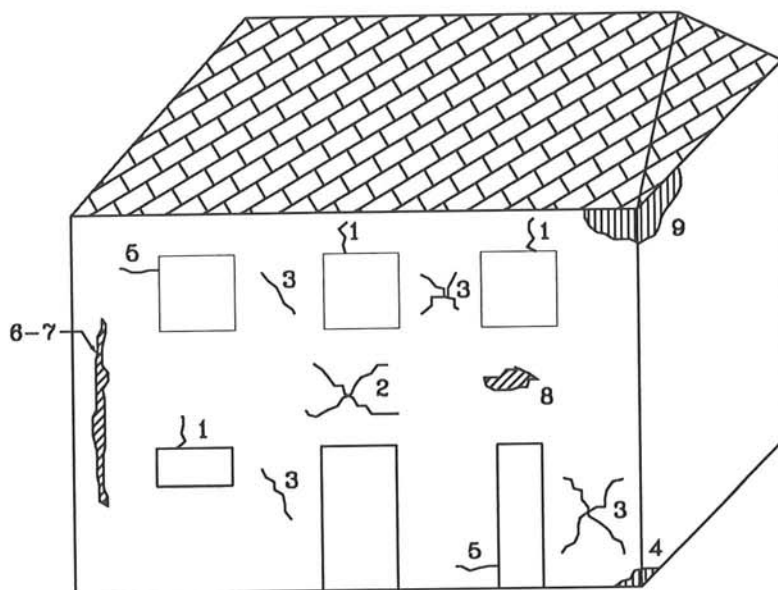


Figura 4.3 Tipos de agrietamiento en paneles verticales de mampostería⁽¹⁴⁾.

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Grietas capilares menores a 1 mm, comúnmente distribuidas en el panel.
- C : Grietas tipo 1, 5 o 6, menores a 4 mm, grietas tipo 2, 3 o 7 menores a 2 mm.
- D : Grietas tipo 1, 5 o 6, menores a 10 mm, grietas tipo 2, 3 o 7 menores a 5 mm. Presencia de grietas tipo 4, 8 o 9.

E : Grietas superiores a las de la clase D anterior.

F : Destrucción del edificio.

b) Tipo de daño considerado en paneles de mampostería en arco

Se consideran agrietamientos del tipo 1 al 4, tal como se observa en la figura 4.4 y las clases o calificaciones se obtienen de la siguiente manera:

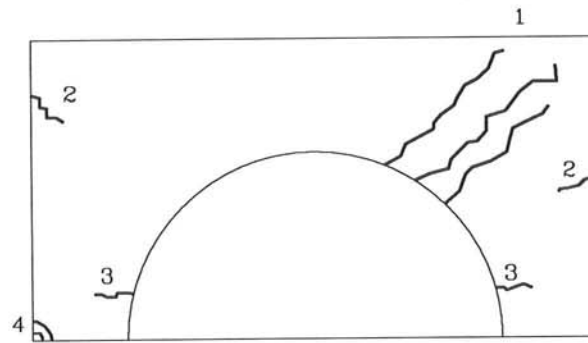


Figura 4.4 Tipos de agrietamiento en paneles de mampostería en arco⁽¹⁴⁾.

A : Ningún daño o daño despreciable.

B : Grietas capilares menores a 2 mm, en arcos sin viga de borde.

C : Lesiones tipo 1 y 2, menores a 3 mm para arcos sin viga de borde. Lesiones tipo 1 y 2, menores a 2 mm para arcos con viga de borde. Síntomas de aplastamiento tipo 1 o 4 en arcos sin viga de borde.

D : Lesiones tipo 1 y 2, menores a 7 mm para arcos sin viga de borde. Lesiones tipo 1 y 2, menores a 4 mm para arcos con viga de borde. Relevancia de aplastamiento con expulsión de material para arcos sin viga de borde. Síntomas de aplastamiento en arcos con vigas de borde.

E : Otra situación que supere las indicadas. Colapso parcial.

F : Destrucción total.

c) Tipo de daño considerado para cubiertas de teja sobre sub-estructura de madera o acero

Considera el tipo de daño esperado en cubiertas de teja, las cuales normalmente requieren de una celosía de madera o una armadura de acero soportada sobre la parte más alta de los muros resistentes. La calificación del daño se hace de la siguiente manera:

A : Ningún daño o daño despreciable.

B : Caída de algunas tejas de los bordes de la cubierta.

C : Ligeras desconexiones en los bordes secundarios. Desconexiones en las tejas y/o caídas de hasta un 10% de las tejas. Ligeros desplazamientos relativos de la cubierta de hasta 5 mm.

- D : Desconexiones en bordes secundarios, desplazamientos relativos entre 5 y 30 mm, desconexiones inestables entre tejas y caída de hasta un 20% de las mismas.
- E : Colapso parcial de la cubierta, desmorone de los soportes principales.
- F : Destrucción total de la cubierta.

d) Tipo de daño considerado para cubiertas en arco de mampostería

Considera el tipo de daño esperado en cubiertas de tipo arco de mampostería, para las cuales se debe utilizar la misma clasificación del daño que para los elementos verticales de mampostería en arco.

e) Tipo de daño en escaleras de madera

Para escaleras de madera, utilizadas muy frecuentemente en edificios antiguos de mampostería, puede clasificarse el daño de la siguiente manera:

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Lesiones menores a 1 mm en la conexión entre la mampostería y la escalera.
- C : Lesiones menores a 3 mm e inicio de aplastamientos leves.
- D : Lesiones menores a 6 mm con evidentes aplastamientos o desmoronamientos.
- E : Lesiones menores a 10 mm con graves aplastamientos o desmoronamientos y colapso parcial de la estructura de la escalera.
- F : Destrucción total de la escalera.

f) Tipo de daño en escaleras de mampostería

Para escaleras de mampostería, el tipo de daño puede clasificarse así:

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Lesiones menores a 1 mm, con fisuras de la mampostería tipos 2, 4, 6 y 8 (similares a grietas de paneles verticales), menores a 2 mm.
- C : Lesiones entre 2 y 4 mm, síntomas de aplastamiento con fisuras tipos 2, 4, 6 y 8.
- D : Lesiones entre 4 y 10 mm, con aplastamientos considerables y fisuras tipos 2, 4, 7, 8 y 9.
- E : Situación más grave a las descritas anteriormente. Colapso parcial.

4.2.2 Determinación del índice de daño de la estructura

Una vez completada toda la información del daño en los elementos de cada estructura a analizarse, el siguiente paso es evaluar el índice de daño económico global del edificio definido por la expresión (2.29), índice que, según lo observado en los análisis de la gran base de datos del *Martin Centre*⁽¹⁵⁾, puede tomarse similar al índice de respuesta estructural global del edificio en cuanto a edificios de

mampostería se refiere. Este criterio es también sugerido por otros autores, para los casos en los cuales no se dispone previamente de un banco de datos suficiente y fiable⁽¹⁶⁾. De hecho todos los estudios publicados que se han encontrado asumen intrínsecamente este criterio.

Para evaluar subjetivamente el índice de daño estructural global buscado, la gran mayoría de estudios utilizan la definición de daño de las escalas de intensidad macrosísmicas, dado que esta definición está directamente relacionada con el daño en edificios de mampostería. Este procedimiento es recomendado por la Office of the United Nations Disaster Relief Co-ordinator de la O.N.U.⁽¹⁷⁾ y es así como, desde los primeros estudios de vulnerabilidad realizados en levantamientos post-terremoto llevados a cabo después de los terremotos de Bucarest (1977) en Rumanía y de Montenegro (1979) en Yugoslavia^(17,18), hasta diversas investigaciones recientes, como las de las publicaciones (10,19-24), ha sido utilizada esta definición. La mencionada definición consiste en asignar un *grado de daño* en una escala numérica del 1 al 5, similar a la que se muestra en la figura 4.5 de la escala de intensidad MSK⁽²⁵⁾.

Esta clasificación es muy similar para otras escalas macrosísmicas, debido a los orígenes mismos de la escala MSK, la cual forma parte de una familia de escalas producto de la original escala Mercalli de diez grados, ampliada por Cancani a doce grados y redefinida por Sieberg (MCS), de cuya familia también proceden el resto de versiones modificadas de la de Mercalli⁽²⁵⁾.

Sin embargo, el relacionar dicho grado de daño con el índice o porcentaje de daño de la estructura no es evidente y así lo demuestra la tabla 4.1, en la que se indican los diferentes porcentajes de daño asignados a un grado de daño determinado, adoptados por diversos investigadores para estudios post-terremoto realizados en varios países^(15,18,19). Como puede apreciarse, la relación no es lineal y depende fuertemente del subjetivismo y la experiencia de los investigadores que evalúan las pérdidas en el lugar mismo de estudio. El resultado es un índice global de todos los elementos estructurales en conjunto, incluyendo tanto el sistema vertical como el de los forjados, de cubierta, etc., por lo que nuevamente este proceso está sujeto a la apreciación del personal de campo.

Otros investigadores tratan de hacer uso de más información que pudiera estar disponible como, por ejemplo, obtener todas las clasificaciones de daño de todos los elementos de la estructura, descritas en el anterior apartado. En la referencia (26), por ejemplo, se utilizan los datos de los elementos de la estructura vertical (paneles exteriores e interiores), horizontal (forjados y cubierta) y adicionales (chimeneas, elementos frágiles y decorativos), los cuales son calificados en una escala de 0 (sin daño), 1 (daño moderado) y 2 (daño severo) que, sumados y relacionados con el número de edificios dañados y el número de edificios totales, proporcionan un factor de daño de una zona, el cual no tiene una relación directa con el índice de daño económico. Similar proceso se observa en la referencia (27), en la cual los forjados, los paneles, la cubierta, la cimentación y los elementos no estructurales, son calificados cada uno en una escala que va desde

	Grado 1: Daño leve o despreciable (daño no estructural). Fisuras capilares en muy pocos paneles; caída de pequeños pedazos de los enlucidos. Caída de bloques de piedra sueltos de partes altas de los edificios solamente en muy pocos casos.
	Grado 2: Daño moderado (ligero daño estructural, moderado daño no estructural). Fisuras en varios paneles; caída de grandes pedazos de enlucidos; caída parcial de chimeneas.
	Grado 3: Daño substancial y severo (daño estructural moderado, daño no estructural severo). Grietas largas y extensas en muchos paneles; caída de partes de madera y teja. Chimeneas destruidas en la línea de cubierta; fallo en elementos no estructurales individuales.
	Grado 4: Daño muy severo (daño estructural severo, daño no estructural muy severo). Agrietamientos y fallos muy serios en los paneles; parcial colapso estructural.
	Grado 5: Destrucción (daño estructural total). Colapso total o muy cerca del colapso total del edificio.

Figura 4.5 Clasificación del grado de daño en edificios de mampostería: escala MSK-92⁽²⁵⁾.

Tabla 4.1 Algunas relaciones entre grado e índice de daño global de estructuras.

[illegible]

0 (ningún daño), 1 (daño leve), 2 (daño moderado), 3 (daño severo) y 4 (colapso parcial), siendo acumulados en un factor de daño global (con rango de valores entre 0 y 20), el cual se parte por 20 para obtener un factor normalizado entre 0 y 1 que es el valor final buscado. Procedimientos como éstos no toman en cuenta la importancia de ciertos elementos sobre el resto, dando el mismo peso a todos ellos.

El procedimiento para evaluar el índice de daño global de la estructura que se ha adoptado es el propuesto en la referencia(28), en el cual el nivel de daño de los elementos del sistema resistente vertical ha sido asumido como el índice de daño global de la estructura. Así, una vez calificados los grados de daño en dichos elementos en la escala (A-F) descrita en el apartado 4.2.1, es posible expresar una relación entre el grado de daño y el índice de daño global de la estructura como la descrita por la tabla 4.2, obteniéndose finalmente el índice buscado.

Tabla 4.2 Relación adoptada entre grado e índice de daño global.

Grado de Daño	Índice de Daño Global Adoptado
<i>A</i>	0%
<i>B</i>	10%
<i>C</i>	25%
<i>D</i>	50%
<i>E</i>	75%
<i>F</i>	100%

Las razones por las que se ha adoptado este procedimiento responden a los siguientes aspectos:

- De estudios estadísticos, como los de la referencia (28), se ha observado que el daño en los elementos de la estructura resistente vertical es el de más influencia comparado con el daño en elementos horizontales o con el daño en escaleras. Su influencia en el índice de daño para establecer el daño global en la estructura ha sido evaluada mediante análisis regresionales, resultando ser aceptable este criterio. En dicha referencia se ha estudiado todo el formulario propuesto por la metodología italiana y, mediante este procedimiento, combinando los formularios del primer y segundo nivel, ha proporcionado funciones de vulnerabilidad gracias a los datos obtenidos del estudio de más de 3000 edificios de mampostería en Italia.
- No se ha encontrado ninguna referencia que sugiera de forma clara y concisa la manera de evaluar el índice de daño global de la estructura a partir de la combinación de los efectos de todos sus elementos. La gran mayoría evalúa directamente un índice global utilizando las definiciones de las escalas de intensidad, como se observó anteriormente, lo cual se muestra más dependiente del subjetivismo del observador. Las pocas referencias que establecen un procedimiento para considerar todos los elementos, no aplican

la metodología italiana directamente o sugieren una importancia similar a todos los elementos, lo cual no parece ser adecuado.

- Todos los modelos físicos y matemáticos que existen en la literatura consideran, de alguna manera, el daño como la degradación de propiedades de resistencia o de deformación de los elementos paneles verticales de mampostería únicamente. Referencias como las (29-34) son ejemplos de modelos que establecen este criterio. Aún en ensayos y modelaciones a escala real de edificios antiguos de mampostería, se considera como índice de daño global el índice de respuesta estructural de los paneles verticales^(7,8). Este hecho es de suma importancia para poder relacionar los estudios de vulnerabilidad observada con los referentes a vulnerabilidad calculada.
- Dada la dispersión de los valores del índice de daño que se relacionan con el grado de daño (tabla 4.1), se asumen valores que están dentro del promedio general y que se adaptan a la escala de grados que califican a los elementos verticales como la describe el apartado 4.2.1.

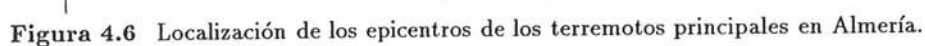
4.3 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA EN LA PROVINCIA DE ALMERÍA - ANDALUCÍA

4.3.1 Fuente de datos y formulario de levantamiento

En los días 23 de Diciembre de 1993 y 4 de Enero de 1994 ocurrieron dos terremotos superficiales sentidos en una amplia zona al sur de España, que comprende las provincias de Almería, Granada, Málaga, Albacete, Jaén y Murcia; incluso se llegaron a sentir, aunque muy levemente, en edificios altos de la ciudad de Madrid⁽³⁵⁾. Dichos terremotos estuvieron acompañados de una serie de réplicas, todas ellas registradas en la Red Sísmica del Centro Nacional de Información Sísmica del Instituto Geográfico Nacional de Madrid y en la Red Sísmica de Andalucía, que controla el Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos de Granada. Los epicentros de estos terremotos pueden observarse en la figura 4.6, ambos en la provincia andaluza de Almería, localizándose el primero cerca de las poblaciones de San Roque y Berja y el segundo a unos 20 km de la costa, frente a las localidades de Almerimar y Baños. La profundidad focal se encontró entre 10 y 15 km.

Se ha podido determinar que los dos terremotos principales han alcanzado una magnitud de $M_L=5.0$ en la escala Richter y que sus mecanismos focales coinciden sensiblemente, lo que sugiere que ambos están ligados al mismo sistema de fallas, perpendiculares a las Béticas Internas, que se prolongan hacia el interior del mar de Alborán. Estos terremotos han afectado principalmente las localidades de Berja, Adra, Baños, Almerimar, Balerna, La Alquería, Balanegra, El Ejido, Guardias Viejas, El Cortijo, cercanas a los epicentros. La intensidad máxima evaluada en los sitios más críticos alcanza el grado VII MSK^(35,36).

Debido a que se reportaron daños en estructuras en algunas de las localidades



Se procedió a realizar un levantamiento tanto de primer nivel como de segundo nivel, para la cuantificación del daño y para la evaluación del índice de vulnerabilidad de las estructuras de mampostería existentes. Para ello, se elaboró previamente un formulario eficiente, con instrucciones detalladas de los datos mínimos indispensables requeridos para aplicar la metodología italiana al estudio. Su elaboración era imprescindible para facilitar la labor de levantamiento y agilizar la obtención de datos. El formulario elaborado, que abarca tanto el procedimiento de primer nivel como el de segundo nivel del método del índice de vulnerabilidad italiano, sintetizado en una sola encuesta, puede apreciarse en la figura 4.7; en este formulario pueden observarse todos los datos requeridos para

**FORMULARIO DE LEVANTAMIENTO DEL DAÑOS Y DE LA VULNERABILIDAD
PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA. METODO ITALIANO.**

No. Edif = Dirección : Fecha : Observ :
 No Pisos = Ciudad :

Organización Sistema Resistente :
Tipología Estructural :
Estado de Conservación :
Posición del edificio y cimentación :
Elementos no Estructurales :

Tipologías de Elementos

Vertical	Escalera	Horiz y cub	Nivel

Extensión y Nivel del Daños :

% daños	califica
D<=10%	0
10%<D<=20%	1
20%<D<=30%	2
30%<D<=40%	3
40%<D<=50%	4
50%<D<=60%	5
60%<D<=70%	6
70%<D<=80%	7
80%<D<=90%	8
90%<D	9

Datos Métricos

Sx (m) =	
Sy (m) =	
t muro (m) =	
Lx muro (m) =	
Lymuro (m) =	
T / H =	
A . porche (m2) =	
esp.muro (m) =	
a (m) =	
b (m) =	

Estructura Vertical

D Máximo	Ext.+com.	D+comun	Niveles

Estructura Horizontal

D Máximo	Ext.+com.	D+comun	Niveles

Escaleras

D Máximo	Ext.+com.	D+comun	Niveles

Vigas y dinteles

D Máximo	Ext.+com.	D+comun	Niveles

Alturas (m) Niv

% Area/Area 1 Niv

Observaciones :

Figura 4.7 Formulario para el levantamiento de primer y segundo nivel de la metodología italiana.

la estimación, tanto del índice de daño como del índice de vulnerabilidad de las estructuras de mampostería evaluadas.

La descripción de la información requerida por el formulario elaborado es la siguiente:

- **Datos generales.** Incluyen el número identificativo del edificio, el número de pisos, la dirección y la ciudad, la fecha en que se realizó el levantamiento y la identificación del observador que realizó la encuesta.
- **Parámetros del edificio.** La organización del sistema resistente, la tipología estructural, el estado de conservación, la posición del edificio y su cimentación, así como los elementos no estructurales, son calificados según lo descrito en el apartado 3.3 del anterior capítulo, desde *A* (favorable) hasta *D* (desfavorable), para los parámetros 1, 2, 11, 4 y 10 de la metodología italiana.
- **Tipologías de elementos.** Los elementos verticales, horizontales, de cubierta y tipo de escaleras son identificados por pisos, lo cual permite definir completamente el tipo de estructura dada la posibilidad de que no se empleen materiales o tipologías similares para todos los elementos o para todos los pisos; para ello aparece la columna *Nivel*, que es útil para este último caso. Luego de completar esta información pueden ya evaluarse los parámetros 5 y 9 correspondientes a las tipologías de forjado y cubierta.
- **Extensión y nivel del daño.** En primer lugar se tabula el grado de daño como porcentaje en intervalos del 10% y se le asigna un número cardinal (0-9) de acuerdo al rango referido. Luego se utilizan cuatro tablas identificadas mediante el elemento estudiado, sean éstos elementos de la estructura vertical, horizontal, escaleras, vigas y dinteles. En cada tabla existen cuatro columnas, la primera (*D* máximo), se refiere al tipo de daño máximo observado en los elementos correspondientes, la tercera (*D*+común) se refiere al tipo de daño más común o más extendido en esos mismos elementos y la segunda (*Ext.*+común) es la calificación mediante el número cardinal, que indicará el porcentaje de daño del tipo más común. La última columna (*Niveles*) cumple el mismo papel que la columna *Nivel* utilizada en la sección Tipologías de elementos, puesto que pueden darse diferentes tipos de daño máximo y daño más común y además con diferente extensión en cada nivel. Como ejemplo hipotético, si en la tabla de estructura vertical, en la primera fila apareciera: *D* - 4 - *B* - 2, esto significa que el máximo daño observado en los elementos de la estructura vertical es del tipo *D*, que el daño más común en esos elementos es del tipo *B* con una extensión 4 (entre el 40 y el 50%) del elemento y todo esto en los dos primeros niveles⁽¹⁴⁾. El tipo de daño en cada elemento se describió en el apartado 4.2.1.
- **Datos métricos.** Se incluyen las casillas para las mediciones de $S_{x,y}$, de la dimensión en planta del edificio en los sentidos *x* e *y* respectivamente, del espesor medio de los muros resistentes *t muro*, de la longitud total en planta

de muros $L_{x,y}$ en las direcciones x e y , todos ellos necesarios para la evaluación del parámetro 3 de la metodología; se incluyen también los términos T/H y $A. porche$, que son las relaciones de configuración en planta y el área de porche respectivamente, necesarios para la evaluación del parámetro 7; finalmente se debe especificar los términos *esp. muro*, es decir el espaciamiento máximo entre muros del parámetro 8 y los valores de a y b , correspondientes a las medidas de la figura 3.2, que evalúan el parámetro 6.

- **Alturas.** Se especifica la altura de cada nivel del edificio, aunque la metodología utiliza una altura promedio para la evaluación de la resistencia convencional del mismo.
- **%Area/Area 1.** Se incluye para indicar el porcentaje del área del nivel considerado respecto al primer nivel, necesario en la evaluación del parámetro 7 de la metodología.
- **Observaciones.** Casilla final, donde se anota alguna información que pueda ser de utilidad posterior, como el tipo de uso que se le da al edificio, etc.

En el apéndice 1 se incluye un manual detallado para el uso del presente formulario, indicando las posibilidades de llenar cada casilla con el objeto de facilitar su manejo.

4.3.2 Proceso seguido para el estudio post-terremoto en la provincia de Almería; resultados obtenidos

Para el estudio y reconocimiento de los daños ocurridos en la provincia de Almería se visitaron las localidades donde se reportaron daños importantes, para las cuales las primeras estimaciones evaluaban como de grado VII MSK la intensidad máxima observada. No existieron daños de categoría de destrucción; sin embargo, resultaron seriamente afectadas algunas estructuras, tanto de mampostería como de hormigón armado y se reportaron algunos deslizamientos en taludes de tierras. A pesar de que existieron reportes de posible licuefacción en una zona cercana a Berja, la inspección del lugar no dejó indicios claros sobre la ocurrencia de este fenómeno⁽³⁷⁾.

El material utilizado en los edificios de mampostería de la región difiere de acuerdo con su localización. En poblados pequeños como Guardias Viejas, Baños, La Alquería, Balanegra, Balerma y San Roque, se utiliza adobe y ladrillo de baja calidad e incluso una combinación de ellos, sus cubiertas son de madera o de mampostería, los forjados son muy flexibles y sus conexiones con el muro se encuentran en mal estado, las cimentaciones son superficiales consistiendo en simples cadenas de piedra a lo largo de los muros y en general presentan un mal estado de conservación. Por el contrario, en localidades más pobladas tales como Berja, El Ejido, Adra y Turón, la calidad del material mejora bastante, pues consiste en ladrillos de buena calidad, piedra bien o regularmente tallada, con un relativo buen material de ligazón. En estas localidades no se observa una

tendencia a la mezcla de materiales, con algunas excepciones, e incluso existe una mejor calidad constructiva. Las cubiertas de los edificios son de teja sobre una firme subestructura de madera y, en ocasiones, de acero, mientras que sus forjados presentan mucho mayor rigidez en el plano que los anteriores, mejorando también su conexión con los muros portantes. El estado de conservación es mejor que en las construcciones de localidades menos pobladas.

Se procedió entonces a realizar el levantamiento del daño y del índice de vulnerabilidad de los edificios de mampostería más representativos, utilizando para ello el formulario anteriormente descrito. Se realizaron fotografías de cada edificación estudiada para su posterior re-estudio en forma detenida, a fin de poder asignar un valor adecuado a su índice de daño.

De los cálculos posteriores para hallar el índice de vulnerabilidad y relacionándolos con el índice de daño asignado, se obtuvo una regresión aceptable pero insuficiente, debido a que la atención de la visita realizada se concentró en los edificios que presentaban mayor daño, por tanto los más vulnerables, existiendo una banda de la regresión con notable ausencia de datos, lo cual no permitía una regresión fiable. Esta circunstancia incentivó un nuevo estudio de reconocimiento a la zona, esta vez, concentrándose los esfuerzos en obtener datos de edificios que pudieran proporcionar valores de índice de vulnerabilidad en el rango de banda donde se hacían necesarios. Se visitaron las localidades anteriores, haciendo un reconocimiento más detallado de las estructuras, realizando un mayor número de levantamientos y con toda la información recabada se procedió al cálculo de los índices de vulnerabilidad y a la asignación de los índices de daño. Posteriormente, se buscó mediante análisis regresionales con técnicas de mínimos cuadrados, el tipo de función matemática que mejor se ajuste a los más de 40 edificios estudiados, de similar manera a otros estudios sobre evaluaciones post-terremoto que utilizan la metodología del índice de vulnerabilidad^(27,28,38).

Después de varios intentos, se obtuvo que la mejor función matemática que se ajusta a los datos de vulnerabilidad observada consiste en un polinomio de tercer orden, cuya ecuación se expresa como

$$D(\%) = -0.08823776 + 0.02959505I_v - 5.0335 \times 10^{-4}I_v^2 + 2.76 \times 10^{-6}I_v^3 \quad (4.1)$$

donde I_v es el índice de vulnerabilidad y D el índice de daño. El coeficiente de correlación obtenido es del orden del 89.7%, lo cual puede indicar la perfecta adaptabilidad de la metodología italiana a estudios post-terremoto en España.

La ecuación (4.1) constituye la primera función de vulnerabilidad observada obtenida de un estudio post-terremoto en España y posiblemente la primera función obtenida fuera de Italia que utiliza el método del índice de vulnerabilidad. Dicha ecuación corresponde al grado VII de intensidad macrosísmica en la escala MSK que ha sido la intensidad máxima evaluada en los lugares estudiados de la provincia de Almería. La figura 4.8 muestra los datos de los levantamientos en forma de puntos, la curva de regresión polinomial de tercer orden en línea

continua y, a manera de comparación, en línea entrecortada se representan las curvas italianas obtenidas por la referencia (38), para intensidades VI, VII y VIII en la escala MCS, curvas que fueron utilizadas anteriormente en el capítulo 3 para la evaluación de los escenarios de daño del sector del “Eixample” de Barcelona. Cabe anotar que, debido a la homogeneidad entre las construcciones de la zona bajo estudio, muchas de ellas proporcionaron un índice de vulnerabilidad similar, mostrando un índice de daño también similar, por lo que un punto de la figura 4.8 representa a varios edificios estudiados, lo cual tiene gran influencia en el análisis regresional.

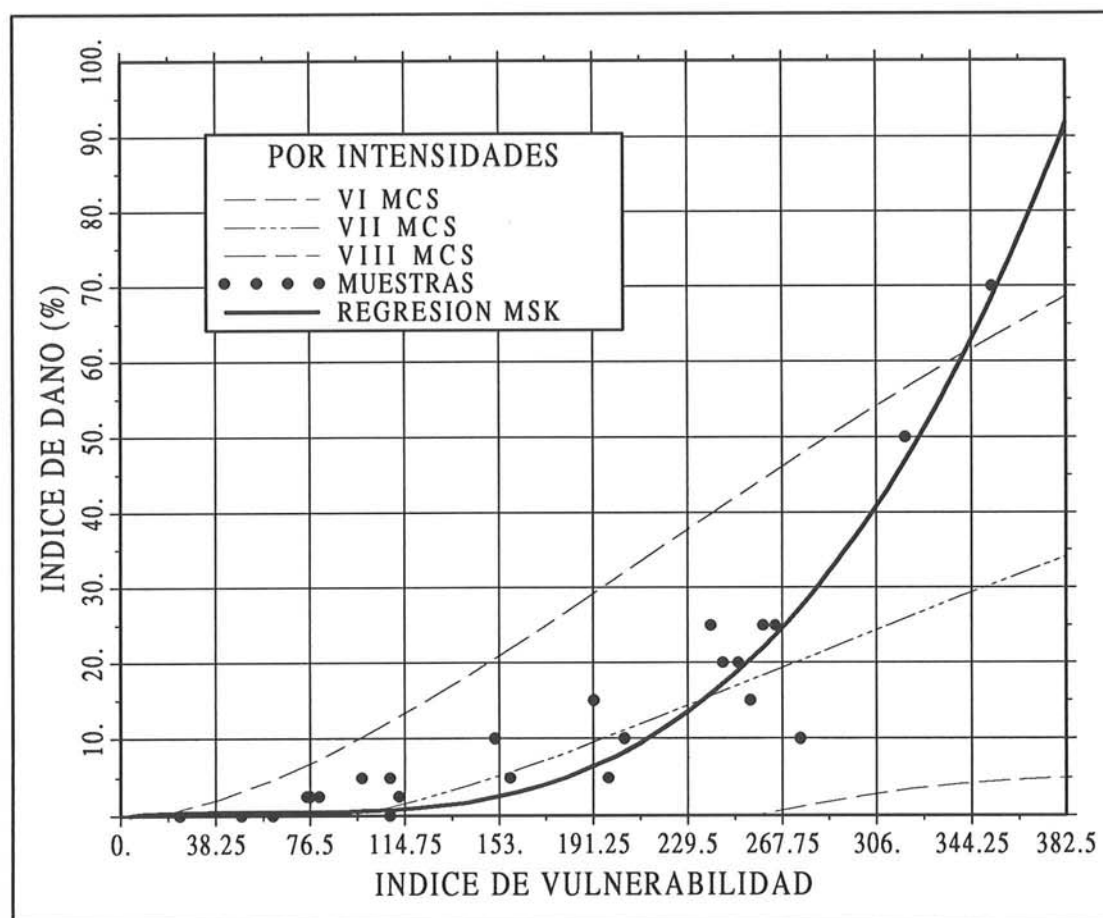


Figura 4.8 Función de vulnerabilidad observada en España, para un nivel de intensidad VII MSK. En trazos discontinuos se representan las funciones propuestas por Angeletti et al.⁽³⁸⁾.

4.3.3 Consideraciones sobre la función obtenida

Dado el escaso número de funciones de vulnerabilidad del tipo utilizado en esta monografía, propuestas todas ellas en Italia, la función aquí obtenida no puede ser comparada de manera adecuada y eficaz con otras. Sin embargo, en

la figura 4.8 se superpone esta función con las últimas funciones conocidas y publicadas en Italia. De su análisis puede observarse que la función obtenida en España para el nivel de intensidad VII MSK y la función italiana para el nivel de intensidad VII MCS, son similares para un rango del índice de vulnerabilidad comprendido entre 0 y 270 aproximadamente, es decir, en casi el 70% del rango de valores posibles. Para valores superiores de dicho índice, la curva italiana se separa bastante, mostrando índices de daño inferiores. Las discrepancias en el rango de vulnerabilidades altas puede responder al "factor país", ya que existen diferencias entre las construcciones de ambas regiones, tanto en el comportamiento y la calidad del material, como en la calidad y técnica constructiva. Otro aspecto a resaltar es la pendiente de las curvas, totalmente creciente y positiva en el caso de la función observada en España y decreciente positiva en el último tramo de las curvas italianas. Sin embargo, es necesario poseer mayor información para emitir juicios a este respecto.

Por último, se debe tener en cuenta que éste es el primer estudio de este tipo que se realiza en España y que la asignación de índices de daño y de calificaciones a los parámetros que definen el índice de vulnerabilidad responde al subjetivismo del observador. Adicionalmente, el número de edificios estudiados, sin dejar de ser representativo, debería ser aumentado en futuros estudios post-terremoto. La calidad de los datos es muy importante en estudios de tipo estadístico como éstos y su validez y fiabilidad es mayor, conforme mayor es la cantidad de información que se posea. Lo ideal es crear un banco de datos e ir actualizándolo, realizando todos los estudios post-terremoto que sean necesarios utilizando esta misma metodología, conforme ocurran sismos en el futuro y disponer de esta forma, de una fuente de conocimiento óptima.

REFERENCIAS

1. A. W. Coburn, R. J. Spence y A. Pomonis, "Factors determining human casualty levels in earthquakes: Mortality prediction in building collapse", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 10, 5989-5994, Madrid, 1992.
2. W. W. Hays, "The importance of post-earthquake investigations", *Seminar on Selected Earthquake Engineering Problems and Earthquake Risk Management*, 112-125, Zürich, 1988.
3. E. Rosembueth, "1986, The Mexican Earthquake, a first hand report", *Civil Engineering, ASCE*, 38-40, New York, January 1986.
4. M. Bruneau, "State of the art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, 120(1), 930-951, 1994.
5. L. Benuska, et al., "Loma Prieta Earthquake, reconnaissance report", *Supplement Report of Earthquake Spectra, E.E.R.I.*, 6, 1990.
6. A. C. Tena, "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms", *Earthquake Spectra, E.E.R.I.*, 8(2), 305-318, 1992.
7. S. Chiostrini, P. Foraboschi y A. Vignoli, "Structural analysis and damage eva-

- luation of existing masonry buildings by dynamic experimentation and numerical modeling", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **6**, 3481-3486, Madrid, 1992.
8. F. Angotti, A. Vignoli, G. Giuseppetti y P. Panzeri, "Experimental evaluation of the dynamic behaviour of a stone masonry building causing progressive damage", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **6**, 3487-3492, Madrid, 1992.
 9. F. Seible, A. Hegemier, A. Igarashi y G. R. Kingsley, "Simulated seismic load test on full-scale five-story masonry building", *Journal of Structural Division, ASCE*, **120**(3), 903-924, 1994.
 10. F. N. Haddar, "Urban seismic vulnerability analysis: The case of Algeria", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 6053-6060, Madrid, 1992.
 11. W. D. Finn, "Geotechnical aspects of the estimation and mitigation of earthquake risk", *Proceedings of an Evaluation of Guidelines for Developing Earthquake Damage Scenarios for Urban Areas*, 37-79, Istanbul, October 1993.
 12. S. W. Cochrane y W. H. Schaad, "Assessment of earthquake vulnerability of buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 497-502, Madrid, 1992.
 13. P. Thenhaus, S. Hanson, I. Effendi, E. kertapati y S. T. Algermissen, "Pilot studies of seismic hazard and risk in North Sulawesi province, Indonesia", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., **9**(1), 97-120, 1993.
 14. ***, "Istruzioni per la Compilazione della Scheda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici", *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, Regione Emilia Romana, 1986.
 15. A. W. Coburn, "Relative vulnerability assessment", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, **2**, 4.2/23-4.2/30, Lisbon, 1986.
 16. S. Gunturi y H. Shah, "Building specific damage estimation", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **10**, 6001-6006, Madrid, 1992.
 17. P. H. Mouzakis, P. Carydis y D. Elias, "Contribution to the estimation of loss of function of buildings, determined after post-earthquake survey", *Proceedings of the UNDP/UNESCO/UNDRO Seminar on Earthquake Preparedness for Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region*, 37-49, Athens, January 1983.
 18. M. E. Fournier, "The assessment of seismic risk", *Proceedings of the UNDR0/USSR/UNESCO/UNDP Training Seminar on Earthquake Prediction and the Mitigation of Earthquake Losses*, **1**, 44-60, Dushambe, 1986.
 19. V. Kárník, "Earthquake disaster mitigation", *Proceedings of the Eleventh Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Granada, 1984.
 20. Z. Multinovic, J. Petrovski y H. Kameda, "Earthquake damage prediction - modeling and assessment", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 2.3/65-2.3/72, Lisbon, 1986.
 21. M. Jara, J. J. Guerrero y J. Aguilar, "Seismic vulnerability of mexico city buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **1**, 545-550, Madrid, 1992.

22. Y. Mori y A. Asada, "Earthquake damages and characteristics of microtremors at large-scale artificial housing sites", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 529-532, Madrid, 1992.
23. M. Ghafory-Ashtiany, M. Hosseini, M. K. Jafari, J. Shadi-Talab, S. Eshghi y M. Qureshi, "Teheran vulnerability analysis", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 533-538, Madrid, 1992.
24. P. Gülkan, H. Sucuoğlu y O. Ergünay, "Earthquake vulnerability, loss and risk assessment in Turkey", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 539-543, Madrid, 1992.
25. European Seismological Commission, "European Macroseismic Scale 1992", *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, 7, (Editado por G. Grünthal), Luxembourg, 1993.
26. D. Jonmans y M. Campillo, "The 1983 Liege Earthquake: Damage distribution and site effects", *Earthquake Spectra*, E.E.R.I., 6(4), 713-737, 1990.
27. D. Benedetti, G. Benzoni y M. Parisi, "Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 183-201, 1988.
28. F. Braga, M. Dolce, C. Fabrizio y D. Liberatore, "Evaluation of a conventionally defined vulnerability of buildings based on surveyed damage data", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/33-2.3/40, Lisbon, 1986.
29. J. Petrovski y Z. Multinovic, "Earthquake vulnerability and loss assessment for physical and urban planning", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/9-2.3/16, Lisbon, 1986.
30. C. G. Beolchini, "Mechanical properties of old stone masonries", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3499-3504, Madrid, 1992.
31. K. Ishibashi, R. Meli, S. M. Alcocer, F. Leon y T. A. Sanchez, "Experimental Study on Earthquake-Resistant Design of Confined Masonry Structures", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3469-3474, Madrid, 1992.
32. G. Benzoni y C. Gentile, "Two approaches to identify equivalent structural models from earthquake responses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12(2), 113-125, 1993.
33. F. Romano, S. Gandusio y G. Zingone, "Cracked non-linear masonry stability under vertical and lateral loads", *Journal of Structural Division, ASCE*, 119(1), 69-87, 1993.
34. J. Petrovski, D. Ristic y N. Nocevski, "Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level of buildings", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 509-514, Madrid, 1992.
35. Centro Nacional de Información Sísmica I.G.N., "Informe sobre los terremotos del 23 de Diciembre y 4 de Enero en Almería", *M.O.P.T*, Madrid, Enero 1994.
36. Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, "Informe sobre los terremotos del día 23 de Diciembre de 1993", *Campus Universitario de Cartuja*,

Granada, Diciembre 1993.

37. X. Goula, C. Olivera, T. Susagna y F. Yépez, "Visita de Reconeixement a la Regió de Berja-Adra (Almería), afectada pels Sismes dels dies 23.12.1993 i 4.1.1994.", *Departament de Política Territorial i Obres Públiques, Servei Geològic de la Generalitat de Catalunya*, **GS 042 94**, Barcelona, 1994.
38. P. Angeletti, A. Bellina, E. Grandori, A. Moretti y V. Petrini, "Comparison between vulnerability assessment and damage index, some results", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, **7**, 181-186, Tokyo, 1988.
39. D. Sykora, D. Look, G. Croci y E. Karaesmen, "Reconnaissance report of damage to historic monuments in Cairo, Egypt following the October 12, 1992 Dahshur Earthquake", *Technical Report NCEER-93-0016*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, August 1993.
40. O. J. Malley et al., "Erzincan, Turkey Earthquake reconnaissance report", *Supplement Report of Earthquake Spectra*, E.E.R.I., **9**, August 1993.

APÉNDICE 1

MANUAL PARA LA UTILIZACIÓN DEL FORMULARIO DE LEVANTAMIENTO DE DAÑO Y VULNERABILIDAD PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA

1. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

- A : Mampostería no reforzada de piedra.
- B : Mampostería reforzada de piedra.
- C : Mampostería no reforzada de ladrillo de mala calidad.
- D : Mampostería reforzada de ladrillo de mala calidad.
- E : Mampostería no reforzada de ladrillo de buena calidad.
- F : Mampostería reforzada de ladrillo de buena calidad.

2. ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE

- A : Edificio construido según recomendaciones de normativas sismo-resistentes.
- B : Edificio que presenta en todas las plantas conexiones realizadas mediante vigas de amarre o de adaraja en los muros, capaces de transmitir acciones cortantes verticales.
- C : Edificio que no presenta vigas de amarre en todas las plantas. Esta constituido por paredes ortogonales bien ligadas.
- D : Edificio con paredes ortogonales no bien ligadas.

3. ESTADO DE CONSERVACIÓN

- A : Muros en buena condición y sin lesiones visibles.
- B : Muros con lesiones capilares no extendidas en todo el panel, con excepción de lesiones producidas por terremotos.
- C : Muros con lesiones entre 2 y 3 mm de espesor, con lesiones capilares ocasionadas por sismos. Edificios sin lesiones pero con estado mediocre de conservación.
- D : Fuerte deterioro en los materiales constituyentes del muro o lesiones muy graves de más de 3 mm de espesor.

4. POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN

- A : Cimentado sobre terreno estable con pendiente menor al 10%. Cimentación a una misma cota. Ausencia de empuje de tierras no equilibrado por efecto de un terraplén.
- B : Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10 y 30% o sobre terreno blando con pendiente entre el 10 y 20%. La diferencia máxima de cotas de cimentación no supera 1 m. Ausencia de empuje no equilibrado por efecto de terraplén.
- C : Edificio sobre terreno blando con pendiente entre el 20 y 30% o sobre roca con pendiente entre el 30 y 50%. La diferencia máxima entre cotas de cimentación no sobrepasa el 1 m. Presencia de empuje de tierras por efecto de un terraplén.
- D : Edificio sobre terreno suelto con pendiente mayor al 30% o sobre roca con pendiente mayor al 50%. La diferencia de cotas de cimentación excede 1 m, existiendo además empujes no equilibrados de tierras por efecto de un terraplén.

5. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

- A : Edificio sin cornisas ni parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, chimeneas de pequeña dimensión y bajo peso. Edificio con balcones que forman parte de los forjados de piso.
- B : Similar a A.
- C : Edificio con elementos de pequeña dimensión mal vinculados a la pared.
- D : Edificio con chimeneas o cualquier elemento mal vinculado a la estructura, tales como parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos que pueden caer en caso de terremoto. Edificio con balcones contruidos posteriormente a la estructura principal y conectados a ésta de manera defectuosa.

6. TIPOLOGÍAS DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

6.1 Elementos del sistema vertical

- A : Mampostería en ladrillo o bloques prefabricados de buena calidad. Mampostería en piedra tallada, con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro. Presencia de ligamento entre las piezas.
- B : Mampostería en ladrillo, bloques o piedra bien tallada, con piezas bien ligadas mas no muy homogéneas en toda la extensión del muro.
- C : Mampostería en piedra mal tallada y con piezas no homogéneas, pero bien trabadas en toda la extensión del muro. Ladrillos de baja calidad y privados de ligamento.
- D : Mampostería en piedra irregular mal trabada o ladrillo de baja calidad con la inclusión de guijarros y con piezas no homogéneas y privadas de ligamentos.

6.2 Elementos del sistema horizontal

- A : Edificios con forjados de cualquier naturaleza que satisfaga las siguientes condiciones:
 - 1. Deformabilidad despreciable en el plano del forjado.
 - 2. Conexión eficiente entre sistema de forjado y panel.
 - 3. Ausencia de planos a desnivel.
- B : Edificio con forjados como los de clase A, que no cumplen la condición 3.
- C : Edificio con forjados como los de clase A, que no cumplen la condición 1 y 3.
- D : Edificio con forjados como los de clase A, que no cumplen la condición 1, 2 y 3.

6.3 Elementos de escaleras

- A : Estructura de madera.
- B : Estructura de acero.
- C : Estructura de mampostería.
- D : Estructura de mampostería en arco.
- E : Estructura de hormigón armado.

6.4 Elementos de cubiertas

- A : Cubierta estable con viga de soporte o cubierta plana con viga.
- B : Cubierta estable bien conectada a los muros, sin viga de soporte o parcialmente estable con viga de soporte.

- C : Cubierta inestable con viga de soporte.
 D : Cubierta inestable sin viga de soporte.
 E : Estructura de hormigón armado.

7. DATOS MÉTRICOS

- Sx(m): longitud x en planta del edificio. x dirección de la calle.
 Sy(m): longitud y en planta del edificio. y dirección perpendicular.
 t(muro): espesor medio de los muros.
 Lx(muro): longitud en x de muros resistentes de la estructura.
 Ly(muro): longitud en y de muros resistentes de la estructura.
 T/H: Relación entre la altura del edificio, cuya superficie es menor a la de la primera planta y la altura total del mismo.
 A. porche(m^2): área del porche que excede a la planta del edificio.
 esp. muro(m): espaciamiento máximo perpendicular entre los muros portantes de la estructura en cualquier dirección.
 a(m): Dimensión menor principal de la estructura.
 b(m): Dimensión menor secundaria de la estructura.

8. ALTURAS Y %ÁREA/ÁREA 1

Datos de alturas medias de entrepisos y relación entre el área del piso estudiado y el área en planta inferior del edificio, expresado en %.

9. EXTENSIÓN Y NIVEL DEL DAÑO

9.1 En estructura vertical

- A : Ningún daño o daño despreciable.
 B : Grietas menores a 1 mm, comúnmente distribuidas.
 C : Grietas tipo 1, 5, o 6 menores a 4 mm, grietas tipo 2, 3, o 7 menores a 2 mm.
 D : Grietas tipo 1, 5, o 6 menores a 10 mm, grietas tipo 2, 3 o 7 menores a 5 mm. Presencia de grietas tipo 4, 8 o 9.
 E : Grietas superiores a las del tipo D.
 F : Destrucción.

9.2 En estructura vertical de mampostería en arco

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Grietas visibles menores a 2 mm en arcos sin viga de borde.
- C : Lesiones tipo 1 y 2 menores a 3 mm para arcos sin viga de borde. Lesiones tipo 1 y 2 menores a 2 mm para arcos con vigas de borde. Síntomas de aplastamiento tipo 1 o 4 en arcos sin viga de borde.
- D : Lesiones tipo 1 y 2 menores a 7 mm para arcos sin viga de borde. Lesiones tipo 1 y 2 menores a 4 mm para arcos con vigas de borde. Relevancia de aplastamiento con expulsión de material para arcos sin viga de borde. Síntomas de aplastamiento en arcos con viga de borde.
- E : Otra situación que supere las indicadas.
- F : Destrucción.

9.3 En cubiertas de teja sobre sub-estructuras de madera o acero

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Caída de algunas tejas de los bordes principales de la cubierta.
- C : Ligeras desconexiones en los bordes secundarios. Desconexiones en las tejas y/o caída de hasta un 10% de ellas. Ligeros desplazamientos relativos de hasta 5 mm.
- D : Desconexiones en bordes secundarios, desplazamientos relativos entre 5 y 30 mm, desconexiones inestables de tejas y caída de hasta un 20% de las mismas.
- E : Colapso parcial de la cubierta, desmorone de soportes principales.
- F : Destrucción.

9.4 En cubiertas en arco de mampostería

Similar a tipo de daños en arcos de mampostería.

9.5 En escaleras de madera

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Lesiones menores a 1 mm en la unión entre la mampostería y la escalera.
- C : Lesiones menores a 3 mm e inicio de aplastamientos leves.
- D : Lesiones menores a 6 mm con evidentes aplastamientos o desmoronamientos.
- E : Lesiones menores a 10 mm con graves aplastamientos o desmoronamientos y colapso parcial de la estructura de la escalera.
- F : Destrucción total de la escalera.

9.6 En escaleras de mampostería

- A : Ningún daño o daño despreciable.
- B : Lesiones menores a 1 mm, con fisuras de mampostería tipos 2, 4, 6, 8 menores a 2 mm.
- C : Lesiones entre 2 y 4 mm, síntomas de aplastamiento con fisuras tipos 2, 4, 6 y 8.
- D : Lesiones entre 4 y 10 mm, con aplastamientos considerables en fisuras tipos 2, 4, 7, 8, 9.
- E : Situaciones más graves a las descritas anteriormente. Colapso parcial.

CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA

Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numericos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings*, Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras*, R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almasa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 *Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas*, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 *Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado*, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios*, C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 *Análisis de terremotos históricos por sus efectos*, J. R. Arango Gonzalez, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 *Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base*, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estruturas*, Alvaro A.M. F. Cunha, ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, ISBN: 84-87867-49-9, 1994

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.