

Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico

F. Yépez
A. H. Barbat
J.A. Canas

Monografías de Ingeniería Sísmica

Editor A. H. Barbat

**Simulación de escenarios
de daño para estudios
de riesgo sísmico**

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

SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO PARA ESTUDIOS DE RIESGO SÍSMICO
Monografía CIMNE IS-14
© Los Autores

ISBN: 84-87867-58-8
Depósito Legal: B-32696-95

IMPRESO EN ESPAÑA - PRINTED IN SPAIN

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Método del índice de vulnerabilidad	3
1.3 Vulnerabilidad observada en España	5
1.4 Objetivos del presente estudio	7
Referencias	8
2. COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA	9
2.1 Generalidades	9
2.2 Comportamiento de la mampostería en compresión	10
2.2.1 Resistencia a la compresión	10
• Resistencia de las unidades de mampostería	10
• Tipo y geometría de las unidades de mampostería	11
• Características del mortero de unión	11
• Humedad y absorción de la unidad de mampostería	13
2.2.2 Relación esfuerzo-deformación	14
2.2.3 Comportamiento al fallo	14
2.3 Comportamiento de la mampostería a compresión y cortante	16
2.4 Comportamiento de la mampostería a flexo-compresión y cortante	18
2.4.1 Comportamiento histerético y fallo por cortante	20
2.4.2 Comportamiento histerético y fallo por flexión	22
2.5 Modelos matemáticos del comportamiento de la mampostería no reforzada	24
2.6 Modelo matemático de Abrams para mampostería no reforzada ...	26
2.6.1 Consideraciones generales	26
2.6.2 Determinación de la capacidad máxima de resistencia lateral	

por flexión	28
2.6.3 Determinación de la capacidad máxima de resistencia lateral por corte	29
Referencias	33
3. SIMULACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO 37	
3.1 Generalidades	37
3.2 Simulación de edificios y evaluación de su índice de vulnerabilidad ..	38
3.3 Definición de la acción sísmica y evaluación de la respuesta diná- mica de los edificios	39
3.4 Determinación del índice global de daño	44
3.5 Análisis dinámico. Procedimiento a seguirse	46
3.6 Espectros de respuesta de las normas sismo-resistentes españolas ..	51
3.6.1 Norma Sismo-resistente P.D.S-1, 1974	51
3.6.2 Norma Sismo-resistente NCSE-94 vigente	54
3.7 Descripción del programa <i>DAÑO</i>	57
3.8 Información obtenida, tratamiento estadístico y resultados	58
3.8.1 Simulación para intensidad VII MSK	58
3.8.2 Estudio probabilista de los resultados de la simulación para intensidad VII MSK; método de Montecarlo	64
3.8.3 Estudio probabilista de los resultados de la simulación para intensidades VI, VIII y IX MSK	76
3.9 Discusión de los resultados finales de la simulación	79
Referencias	83
4. SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO. APLICACIÓN A BARCELONA 87	
4.1 Introducción	87
4.2 Procedimiento a seguir para el estudio propuesto	88
4.3 Resultados obtenidos	88
Referencias	103

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Es evidente que la existencia de estructuras sísmicamente vulnerables, es decir, que presentan un comportamiento deficiente frente a la acción de los terremotos, es la causa de cuantiosas pérdidas tanto de vidas como de materiales. Esta afirmación es verificada día a día, estudiando los efectos de los recientes terremotos ocurridos en el mundo. A pesar de los considerables avances de la Ingeniería Sísmica y de la Ingeniería Estructural, la vulnerabilidad en las zonas urbanas no decrece, ya que los nuevos diseños son aplicados a construcciones nuevas, las cuales representan una ínfima parte del número total de las estructuras existentes⁽¹⁻³⁾. Por ello, y para tratar de disminuir o evitar las catastróficas pérdidas ocasionadas por los sismos, es necesario realizar estudios de vulnerabilidad sísmica, más aún cuando la bibliografía sobre trabajos de este tipo resulta demasiado escasa.

La presente monografía constituye una continuación de una precedente⁽⁴⁾ y, debido a ello, utiliza los mismos conceptos y definiciones descritos en aquella. Sin embargo, para facilitar la comprensión de los procedimientos y técnicas desarrolladas posteriormente, se describirán a continuación y muy brevemente, algunos de los mencionados conceptos, así como algunos antecedentes que impulsaron la realización de la presente monografía.

Se considera una definición del *riesgo sísmico* basada en la convolución de los tres factores siguientes⁽⁵⁾:

- la **peligrosidad sísmica**, que representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo 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 **coste** de las estructuras.

Sin lugar a dudas, un mecanismo para la mitigación del riesgo sísmico es la reducción de la vulnerabilidad y por ello, resulta muy importante su evaluación. El resultado esperado de los estudios de vulnerabilidad es el grado de daño que sufriría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características. Dicho resultado puede obtenerse mediante: 1) *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 y 2) *funciones de vulnerabilidad*, las cuales son relaciones que expresan, en forma continua, la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el tamaño del sismo⁽⁴⁾.

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. Dependiendo de una u otra forma de expresar la vulnerabilidad de una estructura, puede obtenerse las expresiones que evalúan el riesgo específico S de la siguiente manera⁽⁴⁾:

- Utilizando matrices de probabilidad de daño

$$S = \sum_j \sum_i P[D = j|i] P[i] \quad (1.1)$$

lo que quiere decir, que S se obtiene como producto de la probabilidad condicional de que se produzca un nivel de daño j , dado un sismo de intensidad i , por la probabilidad de obtener dicho sismo para un periodo de retorno dado y, todo ésto, para cada nivel de daño correspondiente 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

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{\max}} f(d|I) f(I) dI dd \quad (1.2)$$

$$S = F(d_{\max}) \quad (1.3)$$

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 aleatorias, independientes y 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, mientras que $f(I)$ 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 (con $d=d_{\max}$).

1.2 MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Para la evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes en extensas zonas urbanas, se ha escogido el método del índice de vulnerabilidad⁽⁶⁾, el cual ha sido desarrollado y ampliamente aplicado en diversas zonas de Italia, basado en una gran cantidad de datos observados del daño provocado en edificios por los diferentes terremotos que ha sufrido la península itálica. El método del índice de vulnerabilidad, enmarcándose dentro del grupo de métodos de vulnerabilidad observada, identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en un edificio ante una solicitud sísmica. Los estudios de la configuración en planta y en elevación, el tipo y calidad de los materiales utilizados, la posición y la cimentación del edificio, la disposición de los elementos estructurales y no estructurales, así como el estado de conservación de la estructura, son calificados individualmente en una escala numérica afectada por un factor de peso, que trata de resaltar la importancia de un parámetro respecto al resto. A partir de los valores de los parámetros obtenidos de esta manera, se realiza una calificación global del edificio en una escala numérica continua la cual, para estructuras de mampostería no reforzada, toma valores entre 0 y 382.5, que representan el índice de vulnerabilidad del edificio (I_V)⁽⁷⁾. En las referencias (4) y (6) puede encontrarse una descripción muy detallada de cada uno de los parámetros considerados por el método, junto con la descripción exacta de la manera de evaluarlos. Como ejemplos, en las figuras 1.1 y 1.2 se muestran algunas de las características analizadas en los edificios, en cuanto a configuración en planta y altura se refiere.

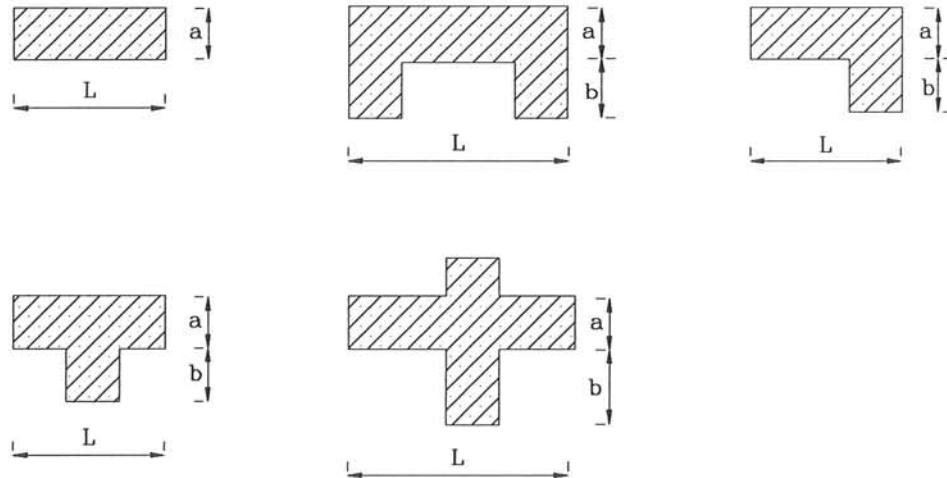


Figura 1.1 Características analizadas por el parámetro evaluador de la configuración en planta⁽⁴⁾.

Debido a que esta monografía hace referencia a los edificios de mampostería no reforzada únicamente, en la tabla 1.1 se resumen los parámetros utilizados,

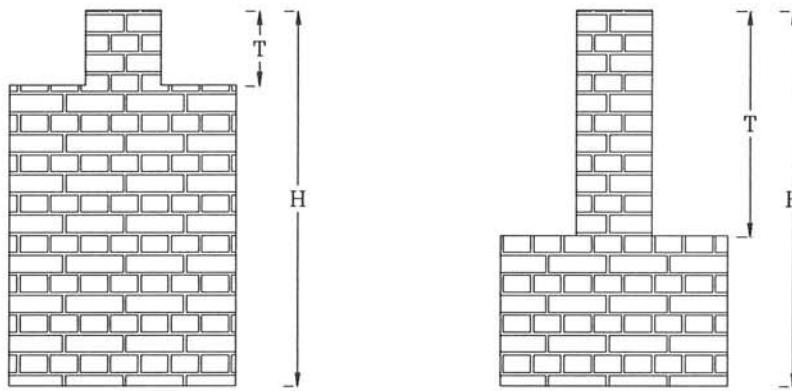


Figura 1.2 Características analizadas por el parámetro evaluador de la configuración en elevación⁽⁴⁾.

sus posibles calificaciones (K_i), de acuerdo a las condiciones de calidad en que se encuentren (desde A –óptimo– hasta D –muy desfavorable–) y el factor de peso asignado a cada parámetro, propuesto por Benedetti y Petrini⁽⁷⁾, para este tipo de estructuras. El índice de vulnerabilidad global del edificio es evaluado mediante la expresión

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (1.4)$$

Tabla 1.1 Escala numérica del Indice de Vulnerabilidad (I_v)⁽⁴⁾.

Num.	Parámetro	K_i				Peso W_i
		A	B	C	D	
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

Aunque de por sí, el índice de vulnerabilidad es ya un parámetro que ayuda a identificar los edificios sísmicamente peligrosos, permite también definir funciones de vulnerabilidad que relacionen el propio índice de vulnerabilidad I_v , con el índice de daño D del edificio, condicionado sobre la intensidad macrosísmica

I. La observación del daño en estructuras después de ocurrido un terremoto, así como la simulación del daño utilizando modelos matemáticos, permiten la deducción, por métodos estadísticos, de funciones de este tipo. El índice de daño D se define mediante la asignación de valores a los diferentes componentes estructurales, tales como: elementos verticales, elementos horizontales, muros divisorios y elementos no estructurales. El resultado final es un índice de daño D cuyo valor, expresado en porcentaje, está comprendido entre 0 y 100⁽⁵⁾. Una descripción más detallada de la forma de evaluar D puede encontrarse en las referencias (4) y (6).

Por otro lado, diversos estudios de vulnerabilidad sísmica basados en otros métodos de evaluación realizados en varios lugares del mundo, permiten concluir que no es del todo fiable la utilización de funciones de vulnerabilidad obtenidas en otros países. Por lo tanto, es importante la obtención de funciones de vulnerabilidad en los sitios bajo estudio, a fin de tener en cuenta la utilización de tecnologías constructivas diferentes, mano de obra de distintas características, etc.⁽⁴⁾ Esto únicamente es posible, utilizando y procesando la información que pueda obtenerse de un estudio que se realice para la región de interés.

1.3 VULNERABILIDAD OBSERVADA EN ESPAÑA

A fin de obtener funciones de vulnerabilidad que relacionen los índices de daño y de vulnerabilidad, en la referencia (4) se describe el estudio post-terremoto realizado inmediatamente después de los sismos ocurridos el 23 de Diciembre de 1993 y el 4 de Enero de 1994, sentidos en una amplia zona del sur de España. Los epicentros de los sismos se localizaron en la provincia de Almería; 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 fue de 10-15 km. La intensidad máxima evaluada en los sitios más críticos alcanzó el grado VII en la escala MSK, resultando seriamente afectadas ciertas estructuras tanto de mampostería como de hormigón armado^(4,8,9).

El procedimiento se inició con un levantamiento de los datos de cada edificio estudiado, todos ellos localizados en los lugares más críticos de la zona; a la vez que se examinó su vulnerabilidad, se realizó una evaluación del daño que sufrieron dichos edificios. El tipo y la extensión del daño se analizaron y clasificaron para cada uno de los elementos de cada edificio, tanto del sistema estructural resistente, como los elementos considerados no estructurales. Una vez obtenido el grado de daño en cada elemento, pudo determinarse un grado de daño global de toda la estructura y, a su vez, relacionarlo con el índice de daño utilizado en la metodología italiana. Disponiéndose de los índices de vulnerabilidad y de daño de cada edificio, se obtuvo, mediante un análisis estadístico, la función de vulnerabilidad correspondiente al nivel de intensidad máxima del terremoto ocurrido en el lugar (VII MSK). La función matemática ajustada puede expresarse en la forma

$$D = 2.76 \times 10^{-6} I_v^3 - 5.0335 \times 10^{-4} I_v^2 + 0.02959505 I_v - 0.08823776 = 0 \quad (1.5)$$

recalcándose el hecho de que el número de decimales utilizado es necesario debido a los altos valores que alcanza el índice de vulnerabilidad I_v .

La figura 1.3 muestra los datos de los levantamientos en forma de puntos, la correspondiente curva de regresión polinomial en línea continua y, a manera de comparación, en líneas discontinuas las curvas italianas propuestas por Angeletti *et al.*⁽¹⁰⁾ para intensidades VI, VII y VIII en la escala MCS. La curva de la figura 1.3 constituye la primera función de vulnerabilidad observada obtenida a partir de un estudio post-terremoto en España y, posiblemente, la primera función obtenida fuera de Italia que utiliza el método del índice de vulnerabilidad^(4,9).

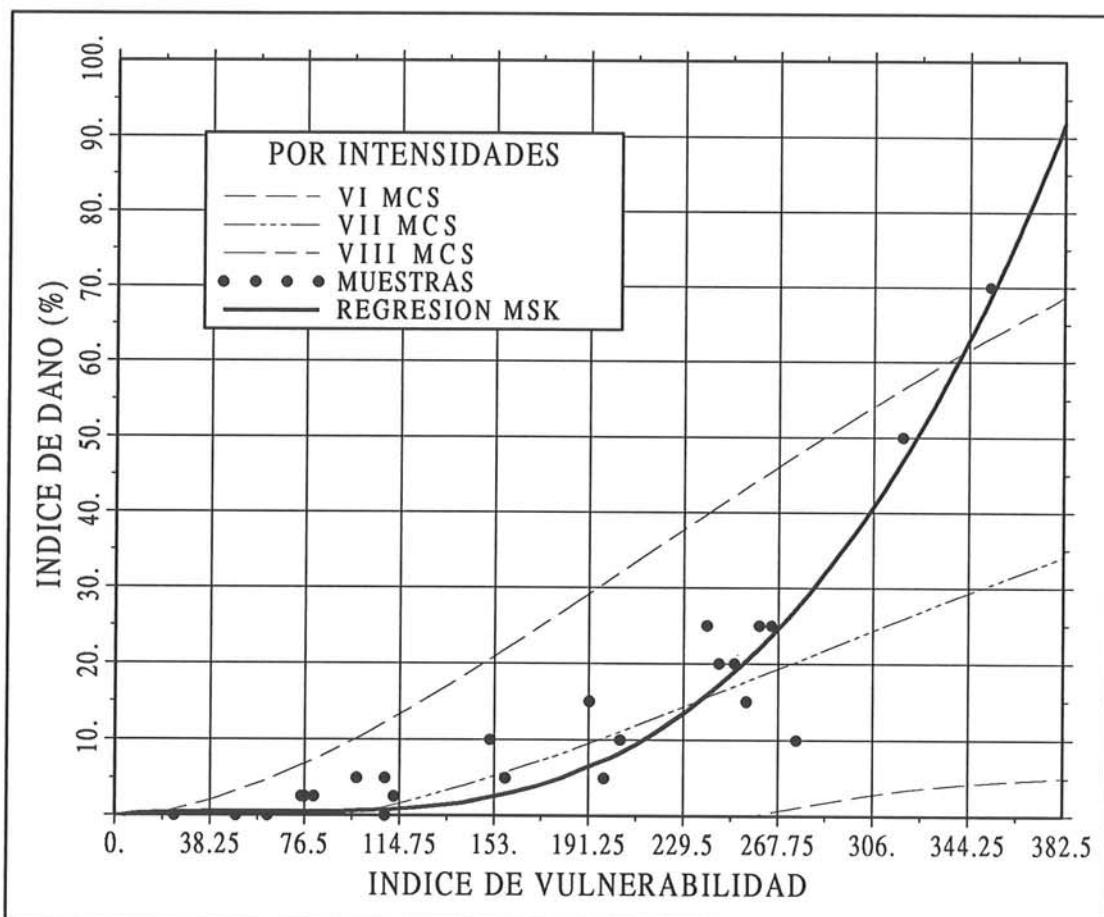


Figura 1.3 Función de vulnerabilidad observada en España, para un nivel de intensidad VII MSK^(4,9). En trazos discontinuos se representan las funciones propuestas por Angeletti *et al.*⁽¹⁰⁾

1.4 OBJETIVOS DEL PRESENTE ESTUDIO

Como se puede observar, la utilización del método del índice de vulnerabilidad en conjunto con funciones de vulnerabilidad se vuelve mucho más fiable cuando se utilizan funciones de vulnerabilidad propias del lugar de estudio, a fin de evaluar el índice de daño apropiado de las estructuras. Sin embargo, las funciones obtenidas mediante estudios post-terremoto, como la mencionada anteriormente, requieren de la ocurrencia del fenómeno sísmico, lo cual para regiones del mundo con períodos de retorno grandes resulta ser un gran inconveniente. Si agregamos el hecho de que, para estar totalmente seguros de la validez de las funciones obtenidas, se requiere de la acumulación de información del daño occasionado por varios terremotos, con más y más datos que comprueben la eficiencia de dichas funciones, el problema se vuelve más complejo aún.

Todos estos inconvenientes pueden ser evitados, utilizando los avances de la Ingeniería Sísmica y de la Dinámica de Estructuras, en conjunto con el desarrollo de la Informática y los ordenadores. En efecto, a pesar de que después de 10 conferencias mundiales y de la investigación fructífera de cerca de 50 años, la Ingeniería Sísmica se ha desarrollado notablemente, no deja de ser una rama joven de la ciencia en comparación con otras; sin embargo, su desarrollo ha permitido al hombre construir obras de gran envergadura resistentes a sismos. Todo este conocimiento logrado, en conjunto con el gran avance en los sistemas de computación, permiten desarrollar modelos matemáticos y de laboratorio fiables, que hacen posible predecir el comportamiento de las estructuras frente a cargas provenientes de terremotos. La aplicación de dichos modelos ha generado estudios de vulnerabilidad calculada, como el que se describirá a continuación, no siendo necesario esperar la ocurrencia de terremotos para adquirir la información requerida.

Por ésto, el objetivo de esta monografía es utilizar modelos teóricos basados en los principios conocidos de la Ingeniería, que permitan simular edificios ficticios y evaluar el daño que las solicitudes sísmicas producen en ellas, cuyos resultados generen funciones de vulnerabilidad similares a las obtenidas a partir de estudios post-terremoto. Todo ello permite evitar los inconvenientes que se presentan en estudios de vulnerabilidad observada.

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. Consecuentemente, se realizará una simulación del daño provocado por terremotos en este tipo de edificios, se propondrá además un procedimiento de calibración de las funciones de vulnerabilidad obtenidas de la simulación, partiendo de la información del levantamiento de daños post-terremoto y se derivarán, mediante un análisis probabilista, matrices de probabilidad de daño que sean aplicables a España. Finalmente, se aplicará la metodología desarrollada a un sector de Barcelona.

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. 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.
4. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-12, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
5. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, F. Yépez, A. Roca, X. Goula y F. Maña, "Seismic vulnerability assessment of buildings in Barcelona", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 1994.
6. GNDT, "Instruzioni per la Compilazione della Scheda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilitá Sismica Degli Edifici", *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, Regione Emilia Romana, 1986.
7. D. Benedetti y V. Petrini, "Sulla vulnerabilitá sismica di edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione", *L'industria delle Construzioni*, 149, 66-74, 1984.
8. 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.
9. F. Yépez, J. Canas, A. Barbat, A. Roca y X. Goula, "Seismic vulnerability evaluation in urban areas from observed damage", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, 1995.
10. 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.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

2.1 GENERALIDADES

Los edificios de mampostería han sido construidos desde muchos milenios atrás, utilizando diversos materiales tales como adobe, piedra, ladrillo o bloques. Usualmente han sido construidos siguiendo reglas empíricas y prácticas, sin consideraciones estructurales especiales. Sin embargo, estas aproximaciones se limitaban a construcciones convencionales semi-regulares, en las cuales se utilizaban paredes de espesores considerables, con las desventajas que esto generaba, tales como el desperdicio de materiales y espacio útil. Solamente a partir de los años 50 y, aprovechando las grandes inversiones en edificación que demandaban los planes de reconstrucción de las ciudades después de la segunda guerra mundial, fue posible la aplicación de los principios de la Ingeniería Estructural al diseño propiamente dicho de edificios de varios pisos de mampostería⁽¹⁾.

Este tipo de construcción presenta la ventaja de que, simultáneamente, puede proveer soporte estructural al edificio, subdivisión de los espacios interiores, aislamiento térmico, aislamiento acústico y protección contra el fuego y el clima. El material es relativamente barato y durable, e incluso puede ofrecer una apariencia externa atractiva desde el punto de vista arquitectónico. El uso más óptimo de este tipo de edificios se logra cuando se presentan vanos libres moderados o pequeños y donde es posible mantener continuas las paredes portantes, desde la cimentación hasta el último piso. Sin embargo, tienen el inconveniente de que no permiten remover los paneles que forman parte de la estructura resistente y, además, de que una mala disposición tanto en planta como en altura de dichos paneles puede generar problemas de torsión y acumulación de esfuerzos, similares a los que pueden ocurrir en edificios de hormigón armado con muros de cortante⁽¹⁻³⁾. La utilidad de la mampostería en la construcción de edificios ha sido estudiada, incluso como material para ser reciclado y re-utilizado luego de su periodo de vida útil, en algunas aplicaciones industriales como, por ejemplo,

como base para los rellenos, en la fabricación de bloques para la construcción, etc⁽⁴⁾.

En general, se considera a los edificios de mampostería como incapaces de soportar esfuerzos de tensión significativos y, cuando se requiere resistirlos, se debe recurrir a la mampostería reforzada e incluso a la pre-esforzada, que utilizan principios de diseño similares a los del hormigón armado y pretensado. Por ello, para regiones de sismicidad media o alta, se recomienda el uso de refuerzo convencional o refuerzo de pretensado en los diseños de edificios de mampostería^(1,2).

El material de estos edificios es una composición de unidades de mampostería, tales como ladrillos, bloques, piedra, adobe, etc., unidos entre sí mediante algún material de ligazón tipo mortero. Por lo tanto, existen algunos factores que afectan la calidad de la mampostería: la calidad de las mismas unidades de mampostería, la calidad del material de unión, la técnica constructiva y la calidad de la mano de obra empleada para su construcción. Todos estos factores interactúan, afectando el comportamiento de los paneles, tanto a compresión como a cortante. Dicho comportamiento se explica brevemente en los siguientes apartados.

2.2 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA EN COMPRESIÓN

2.2.1 Resistencia a la compresión

Existen diversos factores que afectan la resistencia a compresión de los paneles de mampostería no reforzada, los cuales hacen que la resistencia a compresión, obtenida en pruebas de laboratorio, de una unidad de mampostería aislada, no necesariamente sea idéntica a la que arrojaría una prueba del panel completo. Estos factores son, entre otros, los siguientes:

- **Resistencia de las unidades de mampostería**, cuyos valores fluctúan dependiendo del tipo de material de las unidades. Así, por ejemplo, en la referencia (5) se han realizado ensayos sobre unidades de mampostería de piedra, extraídas directamente de edificios antiguos en Italia, arrojando valores promedio entre 4000 y 10000 T/m², correspondiendo los más altos al caso de bloques de granito; en cuanto a ladrillos arcillosos, su resistencia mejora si la arcilla (silicato de alúmina hidratado), que es el elemento predominante, está acompañada de carbonato de cal y de óxido de hierro en adecuadas proporciones, llegando a valores promedio entre 500 y 2000 T/m² de esfuerzo máximo a compresión⁽⁶⁻⁸⁾; para el adobe, los valores que se alcanzan son del orden de 100 a 150 T/m² de resistencia⁽⁹⁾, mientras que para bloques de hormigón aligerado los valores que se obtienen son de 400 a 600 T/m² y, para bloques de hormigón macizos, entre 1500 y 2500 T/m² y aún más altos, dependiendo del diseño del hormigón utilizado^(10,11). Todos

estos valores han sido obtenidos mediante ensayos en unidades aisladas de mampostería únicamente y, como se verá más adelante, sufren una drástica disminución al ser ensayados en conjunto, es decir, formando parte de todo un panel.

- **Tipo y geometría de las unidades de mampostería**, ya que los esfuerzos máximos son distintos si la unidad es sólida o si se encuentra perforada o aligerada. Diversos estudios demuestran que, si las perforaciones en las unidades no rebasan el 20% de la sección transversal total de la unidad, la relación de la resistencia a la compresión del panel a la resistencia a la compresión de la unidad, se acerca a la unidad y prácticamente no varía para diferentes formas de perforación (poligonales o circulares), con la salvedad de que, para perforaciones rectangulares, dicha relación disminuye debido a las concentraciones de esfuerzos que ocurren en las esquinas internas. Si se sobrepasa el porcentaje límite mencionado, la relación entre la resistencia del panel a la resistencia de la unidad disminuye hasta valores del 38 al 43%. También se ha podido concluir que la aparente resistencia de la unidad, obtenida como resultado de un ensayo convencional, crece conforme decrece la altura del especímen; ésto se explica debido a problemas de fricción entre la unidad y las placas de la máquina de pruebas, lo cual produce una reducción de las deformaciones laterales de la unidad. Este efecto se ve claramente reducido, para relaciones altura/espesor del especímen iguales o superiores a 2⁽¹⁾.
- **Características del mortero de unión**, que es el material más comúnmente utilizado como elemento de unión entre las unidades de mampostería. Debido a la variabilidad de sus propiedades de resistencia, especialmente dependiente de las relaciones agua-cemento-arena, se han realizado diversas investigaciones respecto a su influencia en la resistencia a compresión de paneles de mampostería. El resultado de algunos de estos estudios sobre mampostería de piedra y de ladrillo, se muestran en las figuras 2.1 y 2.2, en donde se relaciona la resistencia a compresión de la unidad con la resistencia obtenida del ensayo del panel completo, para una o varias dosificaciones de mortero empleado.

Estos estudios han llegado a la conclusión de que la resistencia cúbica de aplastamiento del mortero no influye notablemente en el valor de la resistencia a compresión del panel, pero sí sus propiedades de deformabilidad y adherencia, ya que ejercen un efecto de restricción de la deformación lateral de las unidades, induciendo un estado triaxial de esfuerzos de compresión, mejorando así su resistencia. Dicho efecto es más notorio aún cuando entre las capas de mortero se agrega acero de refuerzo, láminas de aluminio o cualquier elemento similar, siendo una solución para el reforzamiento de muros a compresión^(1,12). Así mismo, dada la importancia que posee la deformabilidad del elemento de unión, también resulta importante la relación entre el espesor de la junta de mortero y la altura

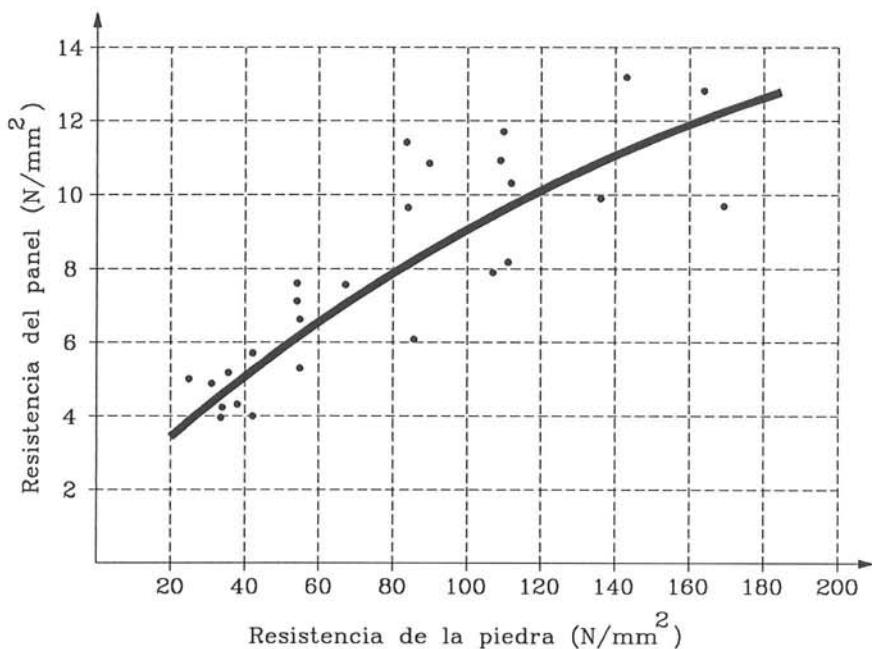


Figura 2.1 Resistencia a compresión de paneles de mampostería de piedra con uniones de mortero 1:2:9 (cemento-limo-arena)⁽¹⁾.

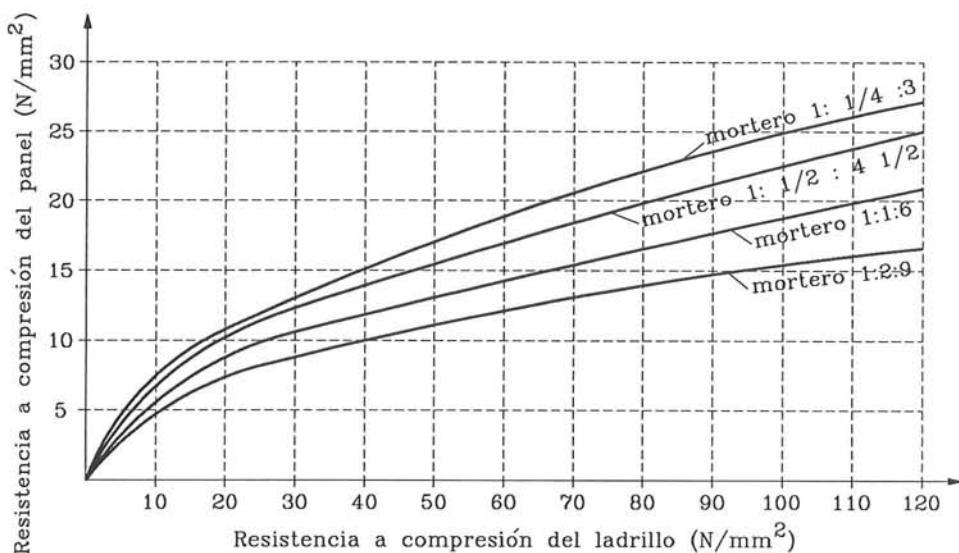


Figura 2.2 Resistencia a compresión de paneles de mampostería de ladrillo con uniones de mortero para diferentes dosificaciones⁽¹⁾.

de la unidad de mampostería; si dicha relación es alta, la tendencia del fallo será hacia el deslizamiento en la junta, mientras que, si presenta valores bajos, la relación resistencia a compresión del panel a resistencia a compresión de la unidad tiende al valor de 1. Investigaciones teóricas y experimentales realizadas

a este respecto indican que, si el espesor de la junta llega a ser 0.10 de la altura de la unidad, la relación resistencia del panel a resistencia de la unidad es del orden de 0.60 y 0.70, mientras que si el espesor de la junta aumenta a 0.20 de la altura de la pieza, la relación decrece drásticamente a 0.40 y 0.60⁽¹³⁾. De la misma manera, se ha podido observar que el efecto del espesor del material de unión es mucho menos representativo para el caso de bloques y ladrillos macizos que para perforados⁽¹⁾.

- La humedad y absorción de la unidad de mampostería es muy importante a la hora del montaje de un panel, debido a que, si las unidades no se encuentran saturadas, tienden a absorber el agua del mortero aplicado, lo cual resta de manera importante las características y propiedades del mismo, pues ha variado su dosificación e incluso puede provocar la no reacción química de algunas de las partículas de cemento por falta agua. Todo ello va en detrimento de las buenas características de unión que debe existir entre las unidades, a fin de lograr una resistencia apropiada^(2,14).

Después del análisis de todos estos factores que involucran las características, tanto de la unidad de mampostería como del material de unión, diversos autores han propuesto relaciones matemáticas provenientes del estudio estadístico de miles de pruebas con paneles; una de las más completas es (2.1)

$$f_k = K \psi (\delta f_b)^{0.75} f_m^{0.25} \quad (2.1)$$

donde f_k representa la resistencia a compresión del panel (N/mm^2), f_b es la resistencia media a compresión de la unidad de mampostería (N/mm^2), f_m es la resistencia a compresión media del mortero (N/mm^2), ψ es un factor que permite resistencias bajas de mampostería, tomado igual a la unidad en la mayoría de los casos, K es un factor que depende del tipo de mampostería (por ejemplo, 0.45 para mampostería continua a todo lo alto del panel y 0.35 para los casos en los cuales existe alguna junta longitudinal) y, finalmente, δ es un factor de forma que toma valores de 1.0 para unidades de mampostería de 20 cm de altura por 20 cm de espesor, 0.7 para 6.5 cm de alto y 10.25 de espesor y 1.4 para 20 cm de alto y 10 cm de espesor, dimensiones comúnmente encontradas en la práctica. Esta relación no es más que una de las muchas obtenidas a nivel mundial, a partir de análisis estadísticos⁽¹⁾. Valores mínimos recomendables de la resistencia del mortero f_m pueden encontrarse en la Norma Básica de la Edificación NBE FL-90, correspondientes a muros de ladrillo, que van entre 200 y 1600 T/m^2 , dependiendo del tipo y de la dosificación de diseño del mortero de unión⁽¹⁵⁾.

Finalmente, otros factores que afectan a la resistencia a compresión de paneles de mampostería son los debidos a deficiencias constructivas y a problemas en la calidad de la mano de obra, lo que puede ocasionar una incorrecta dosificación del mortero empleado, incluyendo exceso o defecto del agua en la mezcla, procedimientos de colocación de las unidades y el material de unión.

inadecuados, desviaciones del panel fuera de la vertical, etc. También es importante considerar los efectos que puede producir la práctica constructiva en lo que se refiere a la necesidad de acomodar las instalaciones eléctricas, conductoras y sanitarias, las cajas de circuitos de seguridad y otro tipo de elementos frecuentemente utilizados, los cuales normalmente requieren de perforaciones en los paneles, pudiendo provocarse una apreciable reducción en la resistencia de los mismos.

2.2.2 Relación esfuerzo-deformación

Como resultado de diferentes ensayos en paneles de mampostería, se han obtenido curvas que relacionan el esfuerzo a compresión con la deformación unitaria, observándose paráolas las cuales han sido modeladas por diferentes autores, proponiéndose a la vez relaciones empíricas para evaluar el módulo tangente inicial E . Algunos autores sugieren que E se tome como 400 o 1000 veces la resistencia máxima a compresión de la mampostería. Otros en cambio, basándose en análisis estadísticos, sugieren expresiones genéricas, como la siguiente:⁽¹⁾

$$E = 2116\sqrt{(f_m)} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (2.2)$$

y específicamente para mampostería de ladrillo, expresiones como la siguiente⁽¹⁾:

$$E = 1180 f_m^{0.83} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (2.3)$$

La referencia (9) sugiere tomar valores entre 16000 y 22000 T/m² para mamposterías de adobe, mientras que la referencia (5) encuentra experimentalmente valores de $E = 16000 - 17000$ T/m² para mampostería vieja de piedra. Valores promedio de E para mampostería de ladrillo se proponen en las referencias (7) y (8), entre 260000 y 350000 T/m². Por otra parte, el módulo secante se suele asumir como 2/3 o 3/4 de la máxima resistencia a compresión, lo que indica de alguna manera la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación⁽¹⁾.

2.2.3 Comportamiento al fallo

El modo de fallo más comúnmente observado en la mampostería sujeta a compresión es a través de grietas verticales en las unidades de mampostería, producidas por las deformaciones verticales e incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas; dicho fallo se representa en la figura 2.3(a). Las deformaciones del mortero se producen debido a que el mortero tiende a expandirse más que la unidad de mampostería, como consecuencia de su mayor flexibilidad y mayor coeficiente de Poisson. Debido a que el mortero y el bloque o ladrillo están unidos, la unidad de mampostería resiste la expansión lateral adicional del mortero. El mortero, por su parte, está sujeto en las juntas horizontales a un estado de compresión triaxial, es decir, a compresión vertical y a un estado de tensión bidireccional⁽²⁾.

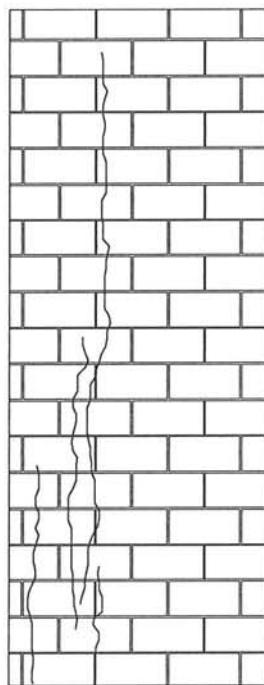


Figura 2.3(a) Fallo por agrietamiento vertical excesivo⁽¹⁾.

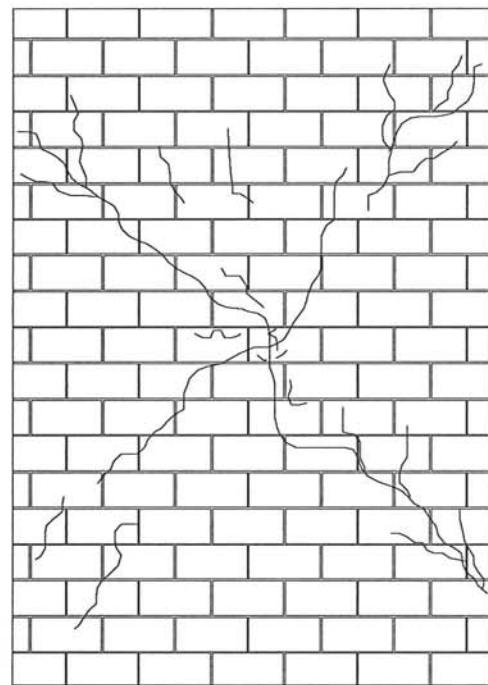


Figura 2.3(b) Fallo por tensión diagonal⁽¹⁾.

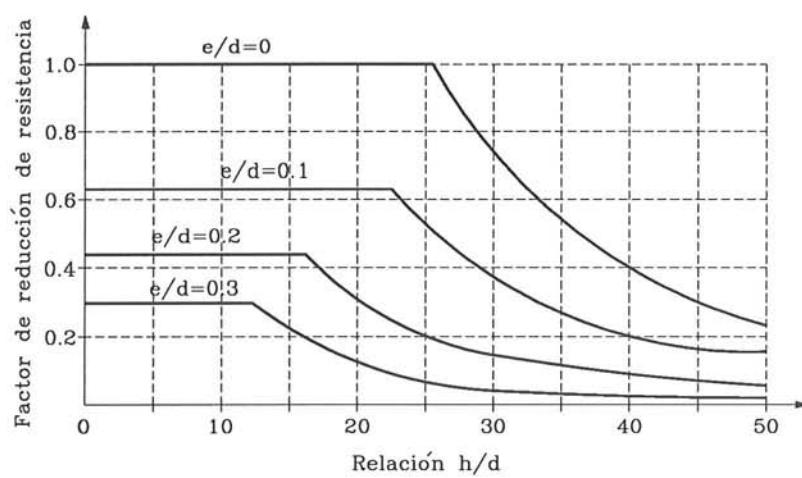


Figura 2.4 Factores de reducción de resistencia para elementos de mampostería en compresión, con apoyos articulados, para varias excentricidades de carga⁽¹⁾.

Cuando el agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se produce la inestabilidad del elemento y su posterior fallo, mientras que, el aplastamiento del mortero no ocasiona dicho fallo si los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste, cuando

se aplasta, es retenido por fricción entre las unidades de mampostería y por ello, el panel en conjunto puede seguir soportando cargas mayores⁽¹²⁾.

Otro fallo muy común es el que se presenta cuando la dirección principal de los esfuerzos se vuelve diagonal, ocurriendo entonces el fallo por tensión diagonal, como puede apreciarse en la figura 2.3(b).

Todo este mecanismo es válido para paneles de limitada altura, cargados axialmente; sin embargo, cuando los paneles son excesivamente esbeltos, muy altos o muy delgados, su resistencia será gobernada por la flexión fuera del plano, ocasionada por la excentricidad de cargas y relaciones de esbeltez muy altas, lo que generará momentos de segundo orden y posibles fallos por pandeo fuera del plano del panel. A partir de muchos estudios referentes a este tema, se ha encontrado un límite práctico para la relación de esbeltez (relación altura a espesor del panel) de aproximadamente 30, límite bajo el cual el fallo bajo carga axial es usualmente gobernado por la resistencia del material, antes que por la carga crítica de pandeo [tal como es el caso de las figuras 2.3(a) y (b)], es decir, desarrollándose agrietamiento excesivo vertical o fallando por tensión diagonal⁽¹⁾.

En el caso de fallo por pandeo lateral, es muy importante la rigidez relativa del sistema de forjado, lo que proporciona un tipo y calidad de arriostramiento al panel, definiendo a su vez la longitud de pandeo del elemento. Igualmente, es necesario distinguir entre el tipo de apoyo de extremos que se genera, dependiendo de la flexibilidad de los forjados, sea del tipo articulación o del tipo empotramiento, lo que definirá la deformada del elemento, su modelo para el posterior análisis de segundo orden mediante ecuaciones diferenciales de las curvas carga-deformación y la carga crítica de Euler. Todo ello, permitirá derivar un conjunto de factores de reducción de resistencia por esbeltez y excentricidad, aplicables al análisis de paneles de mampostería, tal como han sugerido algunos autores. Un ejemplo de los resultados de este tipo de análisis se muestra en la figura 2.4, para distintos valores de la relación de esbeltez (h/d), siendo h la altura y d el espesor del panel de mampostería, y de la relación e/d , siendo e la excentricidad de la carga vertical aplicada respecto al eje centroidal de la sección transversal del panel. Estos son los factores de reducción que suelen adoptar las diferentes normativas de diseño⁽¹⁾.

2.3 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA A COMPRESIÓN Y CORTANTE

Dada la composición de los paneles de mampostería, constituidos por materiales de diferentes características y propiedades mecánicas, los paneles se convierten en elementos estructurales no homogéneos y anisótropos. Sin embargo, cuando las condiciones de carga son puramente axiales, las direcciones principales de esfuerzos a compresión son prácticamente verticales y, por lo general, ortogonales a las juntas horizontales de mortero y, en este caso, la influencia de la naturaleza anisotrópica del panel no influye significativamente en su com-

portamiento mecánico; por lo tanto, es suficiente identificar las características de resistencia y deformabilidad en dicha dirección. Ésto no ocurre para paneles de mampostería sujetos a esfuerzos de cortante con compresión adicional, que presentan un comportamiento bastante diferente⁽¹⁶⁾.

Es bien conocido que la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión y de cortante es dependiente de la naturaleza de la unión entre la unidad de mampostería y el mortero; sin embargo, el mecanismo de dicha unión es aún incompletamente entendido, ya que intervienen muchos factores tales como la naturaleza física y química de las superficies de las unidades y del mortero, la interacción entre la unidad y la pasta de cemento componente del mortero, formando una capa microcristalina de silicatos cálcicos, el tamaño de poros de la unidad y de los micro-cristales que se forman en la superficie, el intercambio del contenido de agua del mortero hacia la unidad por problemas de absorción, la capacidad de hidratarse de las partículas de cemento, la dosificación del mortero, etc, que hacen muy difícil la comprensión absoluta del fenómeno y aún más, su modelización⁽¹⁾.

Debido a los aspectos anteriormente anotados, se ha recurrido a estudios principalmente experimentales, a fin de determinar el comportamiento de los paneles de mampostería sujetos a cargas horizontales y verticales simultáneamente. Dichas investigaciones se han realizado tanto sobre modelos a escala reducida, como sobre modelos a escala natural, arrojando regresiones de tipo lineal de la forma

$$\tau = \tau_o + \mu\sigma \quad (2.4)$$

donde τ es la resistencia al cortante del panel, σ el esfuerzo de precompresión existente, τ_o el esfuerzo de cohesión o de adherencia y μ el coeficiente de fricción interna. La figura 2.5 muestra la gráfica de una de estas expresiones, obtenida de ensayos para diferentes estructuraciones de paneles de mampostería del mismo material y para diferentes modelos estructurales.

La expresión 2.4 responde al tipo de fallo expresado por la ecuación de Mohr-Coulomb, que ha sido utilizada por diversos investigadores para interpretar los resultados de sus estudios sobre la resistencia a cortante de paneles de mampostería. Los valores encontrados para τ_o varían entre 0.1 y 0.7 N/mm², mientras que para μ se han obtenido valores entre 0.3 y 1.1, valores éstos que han sido propuestos por varios autores, para cada tipo específico de material y tipo de unidad de mampostería y para varios tipos de mezcla o dosificación de mortero^(1,2,7). Sin embargo, se ha observado que el esfuerzo de adherencia es difícilmente predecible, pues los resultados de los diferentes ensayos no arrojan valores muy estables, pero sí dentro del rango anteriormente citado, no así los valores del coeficiente de fricción, los cuales muestran mucha estabilidad de resultados⁽¹²⁾.

En cuanto al módulo de corte o de elasticidad transversal G , los valores experimentales obtenidos están por el orden de 80000 y 150000 T/m² para paneles

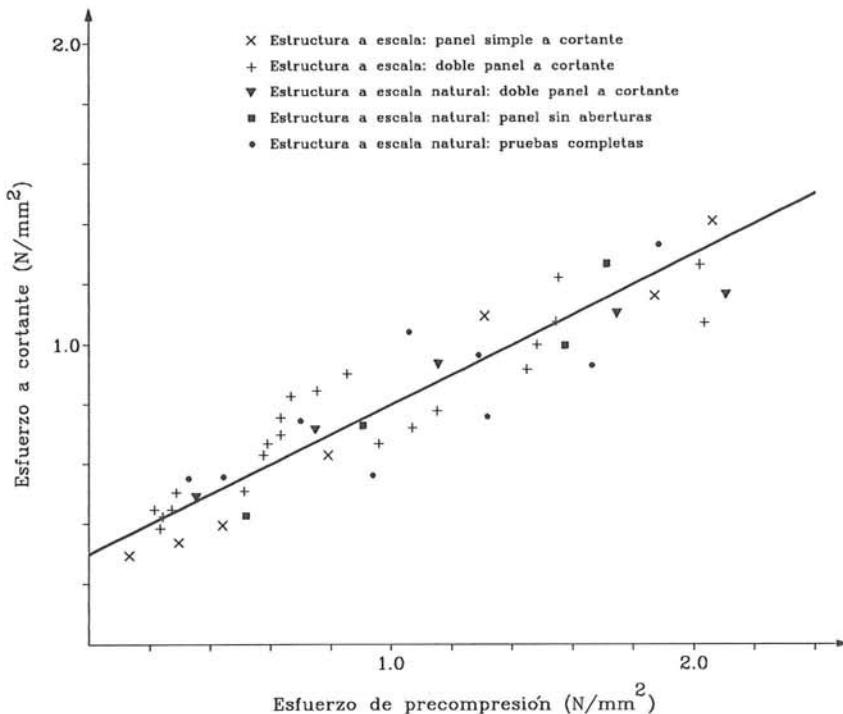


Figura 2.5 Resistencia al cortante con precompresión: resultados de ensayos sobre modelos escala reducida y a escala natural⁽¹⁾.

de mampostería de ladrillo, y entre 6000 y 9000 T/m² para mampostería de piedra. A partir de la teoría de la elasticidad, el valor de G se evalúa mediante

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.5)$$

$$G = 0.3 E \quad (2.6)$$

donde E es el módulo de elasticidad y ν es el coeficiente de Poisson, el cual para mampostería toma valores entre 0.12 y 0.35^(1,5,17-20).

2.4 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA A FLEXO - COMPRESIÓN Y CORTANTE

Cuando los paneles de mampostería están sujetos a cargas de compresión y a cargas laterales, se generan esfuerzos de compresión, de cortante y adicionalmente aparecen esfuerzos de flexión, lo que produce un cambio en la mecánica del comportamiento de la mampostería y, por tanto, la evaluación de la resistencia de edificios de mampostería no reforzada se vuelve más compleja. El problema se magnifica debido tanto a las incertidumbres asociadas a la estimación de las resistencias a cortante y flexión de los paneles, como a una incompleta descripción

de su comportamiento inelástico y, más aún, a la naturaleza de la redistribución del cortante de piso hacia los diversos elementos de un sistema estructural tridimensional, la cual, aún no está del todo entendida hoy en día.

Debido a estas incertidumbres y a la falta de información, los elementos de mampostería suelen ser considerados frágiles, limitándose su resistencia lateral a los esfuerzos admisibles, sin tomar consideraciones de comportamiento inelástico. Debido a la misma razón, los códigos de construcción describen un sistema de fuerzas de cortante estáticas equivalentes, actuando en la base de los edificios de mampostería y utilizan el principio de que la estructura no tiene capacidad de deformación inelástica. Un ejemplo claro es el factor de ductilidad que imponen los códigos, sugiriendo valores de 1 o de 2 para este tipo de edificios, mientras que para edificios de hormigón armado, dicho factor puede llegar a 8 y hasta $10^{(8,21,22)}$. Todo esto puede minimizar la capacidad lateral de los edificios de mampostería.

El estado límite asumido por la bibliografía consultada acerca del diseño de edificios de mampostería, es comúnmente asociado con la aparición de las primeras fisuras, sean éstas el resultado de esfuerzos de tensión por flexión o por tensión diagonal, sin considerar ninguna redistribución de esfuerzos dentro del elemento luego del agrietamiento inicial. Sin embargo, estudios desarrollados recientemente han demostrado que el enunciado anterior no es válido, ni aún para construcciones viejas con morteros muy pobres, donde la resistencia a la tensión por flexión se considera nula y que, para la gran mayoría de construcciones de mampostería, analítica y experimentalmente se ha demostrado que la mampostería no necesariamente falla inmediatamente después de desarrollarse las primeras grietas, pudiendo presentar una considerable capacidad de deformación. En la figura 2.6 se presenta la relación, obtenida experimentalmente, entre el esfuerzo cortante promedio y la deflexión lateral medida en el extremo superior de paneles de ladrillo. Como puede apreciarse, las deformaciones de los modelos en el momento del fallo son mucho mayores (hasta 15 veces) que las obtenidas en el instante de las primeras fisuras; consecuentemente la resistencia lateral máxima es hasta 3 veces la resistencia obtenida en el instante del agrietamiento inicial (la carga en el inicio del agrietamiento es del orden del 40% de la carga máxima alcanzada). Estos resultados se presentan en la referencia (22), provenientes de ensayos a carga monotónica y cíclica, tanto sobre muros de mampostería extraídos de edificios antiguos construidos a principios de siglo, como sobre paneles construidos recientemente.

Del estudio experimental seudodinámico de paneles de materiales similares, pero de diferente relación de aspecto (longitud/altura) y bajo diferentes magnitudes de carga vertical compresiva, sometidos a carga cíclica horizontal simulando fuerzas provenientes de terremotos, se han obtenido básicamente dos tipos de comportamientos, definiendo dos modos de fallo, los cuales se describen a continuación⁽²²⁾.

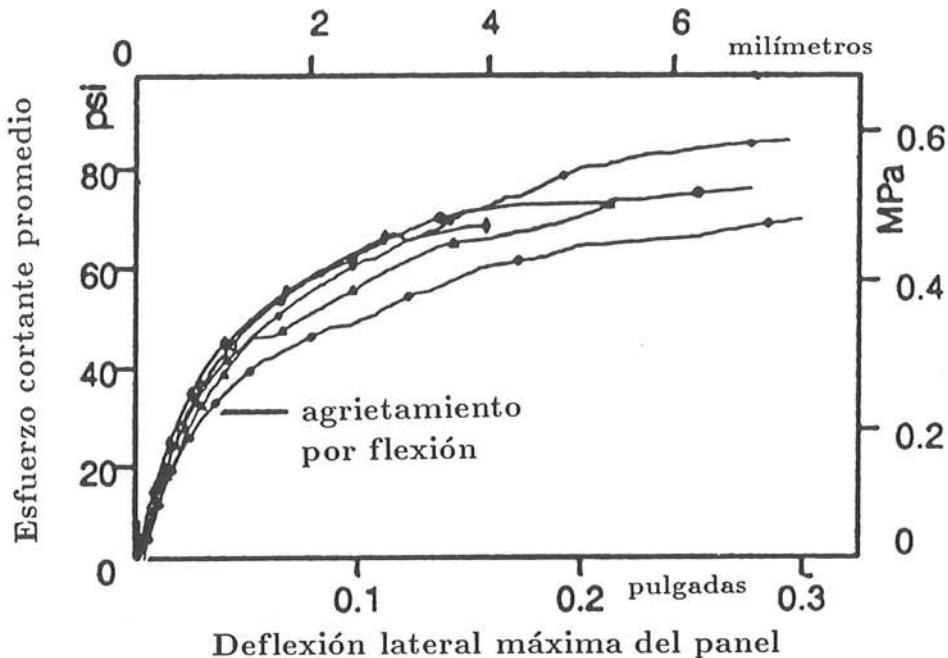


Figura 2.6 Comportamiento observado en ensayos de paneles de mampostería⁽²²⁾.

2.4.1 Comportamiento histerético y fallo por cortante

El primer grupo de paneles, los cuales poseen la mayor relación de aspecto y la mayor carga precompresiva, presentan una grieta diagonal-longitudinal de cortante (grieta *a* de la figura 2.7) aproximadamente al 62% de alcanzar la carga máxima y, posteriormente, aparece una segunda grieta *b* diagonal característica del fallo por cortante, justamente cuando se alcanza el valor de carga horizontal máxima. Con el cambio de sentido de la fuerza lateral, aparece idénticamente el mismo tipo de agrietamiento de la primera mitad del ciclo inicial, lo cual parece indicar que el daño causado por la primera mitad del ciclo tiene muy poco que ver con el comportamiento subsiguiente. Este fenómeno puede explicarse por el hecho de que las fisuras previas se cierran cuando la carga se vuelve reversible, emulando un comportamiento no agrietado, razón por la cual, surge la idea de que el comportamiento bajo cargas monótonicas incrementales puede ser representativo del caso correspondiente a cargas cíclicas.

De los ciclos de histéresis de este grupo de paneles (figura 2.8), puede observarse tanto una simetría en los ciclos reversibles de carga y descarga, como la no degradación de la rigidez del material, ya que la pendiente de la curva se mantiene paralela ciclo a ciclo en el ensayo. Este análisis corrobora el enunciado de que el comportamiento cíclico puede ser desacoplado en ciclos de carga incremental monótonica, para este tipo de fallos. En la figura 2.8 también se muestran los instantes en que ocurren las grietas *a* y *b* en el especimen ensayado y, claramente, la resistencia máxima se obtiene cuando se produce la grieta *b*. El hecho de que pueda obtenerse una gran resistencia post-agrietamiento puede

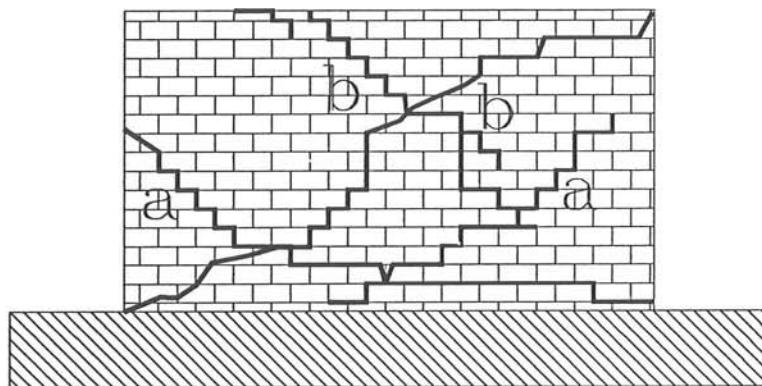


Figura 2.7 Tipo de agrietamiento observado para paneles del primer grupo. Fisuras a de cortante al 62% de la carga máxima. Fisuras b de cortante al alcanzar la carga máxima.

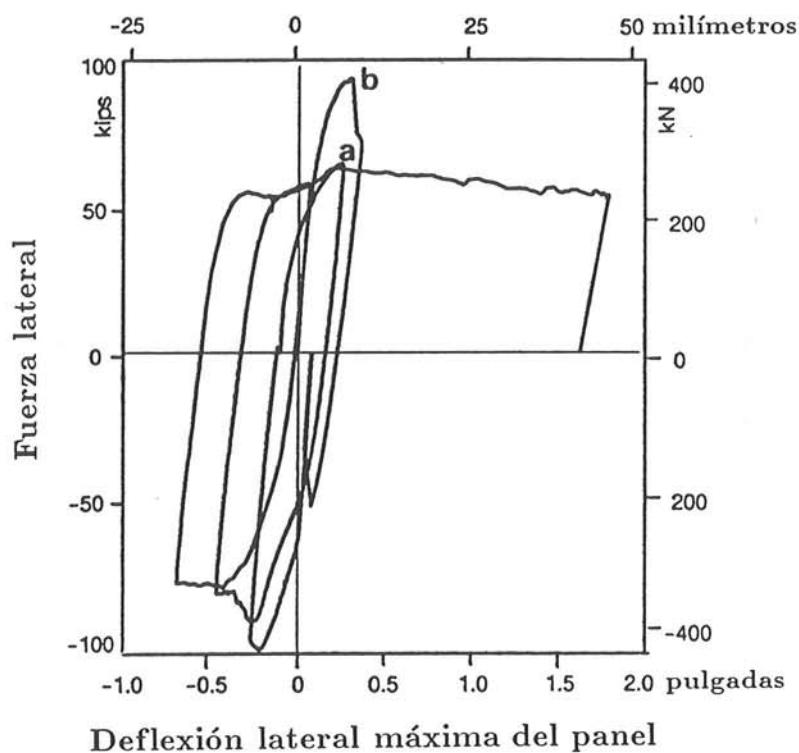


Figura 2.8 Ciclos de histéresis para el primer grupo de paneles⁽²²⁾.

atribuirse a la fricción que aún existe entre las unidades de mampostería y las juntas horizontales de mortero (figura 2.9), incluso si dicho agrietamiento llega a ser considerable (fisuras de hasta 2.5cm) en las juntas verticales.

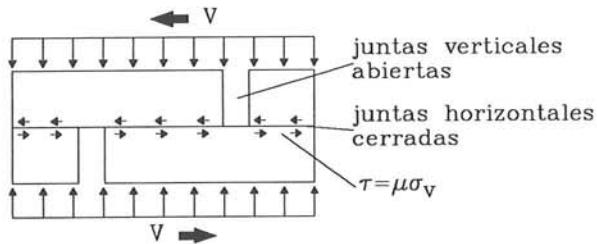


Figura 2.9 Transferencia de corte a través de las grietas en las juntas verticales

2.4.2 Comportamiento histerético y fallo por flexión

El segundo grupo de paneles, los cuales presentan la menor relación de aspecto y menor carga precompresiva que los anteriores, pero de similares materiales, presentan una primera grieta longitudinal horizontal, típica del fallo por flexión, sobre la primera junta horizontal la más cercana al apoyo inferior y de longitud, aproximadamente dos tercios de la longitud total del panel (grieta a en la figura 2.10). Cuando la fuerza lateral se vuelve reversible, la grieta por flexión vuelve a ocurrir, pero en el lado opuesto, esta vez continua a todo lo largo del panel. La curva histerética típica del ensayo se muestra en la figura 2.11.

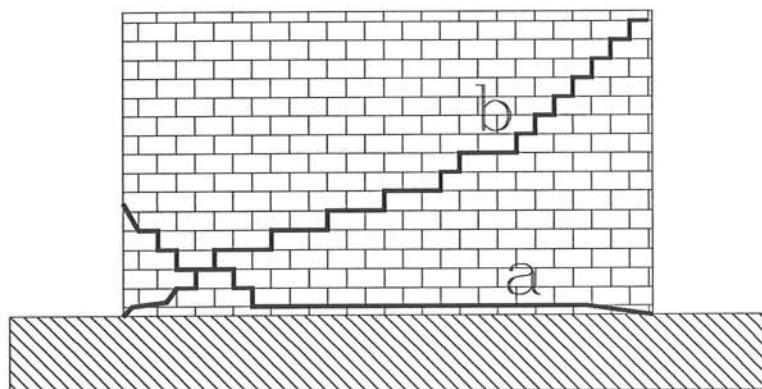


Figura 2.10 Tipo de agrietamiento observado para paneles del segundo grupo. Fisuras a de comportamiento a flexión. Fisuras b de cortante.

Para este caso, la resistencia lateral fue limitada por el aplastamiento de la mampostería en la región inferior del panel. También se observan fisuramientos verticales y destrozos en las unidades de mampostería, muy parecidas a las obtenidas en ensayos a cargas verticales de compresión. De la misma manera que en el anterior grupo de paneles, el comportamiento bajo las cargas aplicadas en una dirección no parece estar influenciado por el daño ocasionado por la carga

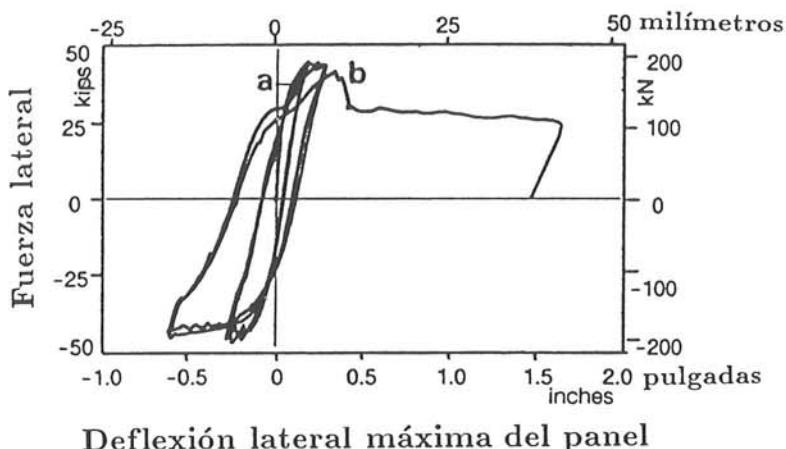


Figura 2.11 Ciclos de histéresis para el segundo grupo de paneles⁽²²⁾.

aplicada en la dirección previa contraria. Las fisuras por flexión simplemente se cierran en los ciclos reversibles, no observándose reducción en la rigidez, lo que también sugiere que las fisuras abiertas se cierran durante la fase de descarga, por efecto de los esfuerzos verticales. La resistencia lateral última en cada ciclo de carga se presenta muy similar, por lo que el agrietamiento por flexión previo no ha afectado a la resistencia a compresión límite, la cual se alcanza en la región inferior al pie del panel. Únicamente, antes del último medio ciclo de carga, ocurre una grieta diagonal típica del fallo por cortante (grieta *b*), pero resulta muy interesante el hecho de que dicha grieta no ocurre en el instante de carga máxima, alcanzado en los ciclos previos, sino mucho después de que se ha alcanzado varias veces la misma carga máxima, lo cual lleva a concluir que esta grieta es el resultado de una excesiva deflexión del panel, la que, con su incremento, provoca el aumento del espesor de la grieta y, por lo tanto, este fenómeno no representa el efecto de la acumulación de los esfuerzos de cortante y, lo que es más importante, no es el cortante el que ha gobernado el valor de la resistencia máxima. Esta prueba muestra también una sorprendente capacidad de deformación inelástica, debido a que aún están presentes las fuerzas friccionantes a lo largo de las juntas horizontales y, como sucedió en el primer grupo de paneles, la mampostería sigue resistiendo continuamente las cargas laterales de manera eficaz, aún después de producirse el primer agrietamiento, sea por cortante o por flexión⁽²²⁾.

El fenómeno de la simetría en las curvas de histéresis obtenidas, con muy ligera o casi ninguna degradación de la rigidez en cada ciclo de carga, ha sido observado por muchos autores. Meli⁽¹²⁾ observó, en múltiples ensayos, que existía una leve degradación entre el primer y segundo ciclo, pero que dicho deterioro progresaba muy lentamente y que, a partir del sexto ciclo se estabiliza por completo, siendo mucho menor cuando el fallo se presentaba por flexión antes que por cortante. Aún cuando se entra en la zona de fluencia, las curvas de los ciclos

posteriores difieren muy poco del inicial, estabilizándose prácticamente desde el segundo ciclo⁽¹²⁾. Beolchini⁽⁵⁾ por su parte, a partir de ensayos en paneles de mampostería de piedra, observa también ciclos de histéresis casi simétricos sin degradación, concluyendo que modelos inelásticos parabólicos no representan adecuadamente el comportamiento del material, sugiriendo utilizar un modelo bilineal, con la segunda pendiente de la recta carga-deformación cercana a cero o con valores de hasta el 10% de la pendiente elástica inicial⁽⁵⁾. Romano *et al.*⁽²³⁾ propone también un modelo de agrietamiento no lineal de la mampostería, asumiendo directamente que la curva envolvente de carga monotónica es repetitiva en cada ciclo y que la magnitud del deterioro de la rigidez es despreciable⁽²³⁾.

De lo que se ha podido observar en este tipo de estudios experimentales, es posible distinguir dos categorías de paneles en relación a su resistencia lateral: primero, los paneles cuya resistencia depende principalmente de su resistencia a la flexión y segundo, aquellos paneles cuya resistencia depende de la acción de las fuerzas en el plano, sean de compresión o de cortante. Paneles como los descritos en el primer lugar se encuentran en edificios de poca altura o en el último piso de edificios altos, mientras que los segundos, se encuentran en paneles que presentan un mayor estado de precompresión y mayor altura^(1,24). Los ensayos muestran que, aparentemente, las paredes más esbeltas (altura/longitud ≈ 2) son más sensibles al cortante que las paredes más bajas (altura/longitud ≈ 1.3 o menor), bajo idéntica carga vertical⁽⁷⁾. Se puede concluir también, que la presencia de carga vertical aumenta la resistencia a cargas laterales y, cuando su valor es importante, tiende a evitar el fallo por flexión, por lo que será entonces el cortante el que gobierne el comportamiento último de los paneles. Finalmente, se concluye que la ductilidad de los paneles de mampostería es mayor cuando aumentan las fuerzas compresivas⁽²⁵⁻²⁸⁾.

2.5 MODELOS MATEMÁTICOS DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

A continuación se expondrán algunos comentarios sobre los métodos existentes para modelar el comportamiento de la mampostería no reforzada y se entrará más en detalle en el método escogido, para ser adaptado en el procedimiento que busca conseguir el objetivo de la presente monografía.

La mampostería es un material no homogéneo y anisótropo, debido a que está compuesta de distintos materiales con características diferentes y este aspecto, junto a la diversidad de tipos de materiales y tipologías constructivas, las cuales son muy variadas dependiendo del lugar y de la mano de obra utilizada, hacen muy difícil una modelación exacta de este tipo de estructuras. La anisotropía de los elementos en sí no representa un grave problema para modelar este tipo de estructuras, siempre y cuando las unidades de mampostería sean suficientemente regulares en toda la extensión del muro; en el caso contrario, su modelación se vuelve muy complicada, lo cual, desgraciadamente, es muy común especialmente en el caso de edificios antiguos. Por todas estas consideraciones, es

posible modelar el comportamiento de muros de mampostería con diferentes grados de complejidad y la selección del modelo dependerá, tanto del conocimiento certero de las características de las cargas aplicadas, como de los parámetros experimentales requeridos por el modelo^(16,29).

En general, la mampostería puede ser tratada y modelada de tres diferentes maneras⁽³⁰⁻³²⁾:

- como material homogéneo e isótropo, caracterizado mediante propiedades promedio;
- como material homogéneo y ortótropo o anisótropo;
- como material constituido por dos fases, unidades de mampostería y material de ligazón, por lo tanto, no homogéneo.

Los modelos homogéneos e isótropos son los más simples de definir, debido a que requieren pocos parámetros experimentales, fácilmente evaluables, y se adaptan incluso a estructuras de mampostería con unidades irregulares. Para la utilización de modelos ortótropos en cambio, es necesario introducir parámetros de resistencia y deformabilidad, dependientes de la dirección de los esfuerzos principales respecto a la dirección de colocación de las unidades y de las juntas de mortero. Por otro lado, la introducción de modelos bifásicos con técnicas de elementos finitos inelásticos, los cuales consideran las características de resistencia y deformabilidad de ambos materiales constituyentes y toman en cuenta la dimensión real de las unidades de mampostería y de las juntas de mortero, aparece un tanto más lógica. Sin embargo, esta última técnica aparentemente solo da resultados fiables cuando se introduce al modelo todos los parámetros refinados que requiere el método, algunos de ellos muy difíciles de determinar en la práctica, tales como el grado de unión o de ligazón entre el mortero y la unidad de bloque o ladrillo, e incluso otros prácticamente imposibles de determinar, tales como las características y propiedades geométricas de paneles con elementos constitutivos irregulares. Se debe añadir el hecho de que estos métodos requieren de gran cantidad de recursos computacionales, especialmente cuando se van a realizar estudios de simulación numérica de un gran número de prototipos, como el que se pretende llevar a cabo en el presente estudio^(16,20,25,29).

Otro aspecto interesante que debe tomarse en cuenta es que, de las experiencias obtenidas por investigadores mediante ensayos de elementos de mampostería no reforzada, se ha observado que, en el tramo inicial de la curva carga-deformación aproximadamente lineal, debido a los valores muy pequeños que presentan los edificios de mampostería, dichas deformaciones que se han registrado en los aparatos de medición pueden estar afectadas en forma radical por deformaciones anormales debidas principalmente a pequeñas holguras en los anclajes del modelo y entre el modelo y los sistemas de medición. Debido a ello, las rigideces medidas en diferentes ensayos de paneles de similares características difieren a veces en más del 100%. Por estas razones y debido a la gran variabilidad de las

propiedades del material, no se justifica el empleo de métodos muy refinados para la predicción de la rigidez y el comportamiento de paneles de mampostería, sugiriéndose utilizar modelos menos sofisticados, basados en la teoría de la resistencia de materiales, con consideraciones inelásticas del material⁽¹²⁾. Quizá ésta sea la razón por la que los estudios de modelación teórica de estructuras de mampostería no estén tan generalizados hoy en día; éste no es el caso de los modelos de estructuras de hormigón armado, en los cuales existen ya modelos aceptados y bastante utilizados, que han demostrado su efectividad.

Debido a la naturaleza y a los objetivos del presente capítulo, es imposible, intentar aplicar modelos muy sofisticados dado que, como se verá más adelante, es necesario analizar miles de casos hipotéticos, en los cuales además se presuponen las características y propiedades de los paneles y sus materiales constitutivos; por ello, es necesario intentar un modelo más sencillo de aplicar, pero que refleje adecuadamente el comportamiento inelástico observado en los estudios experimentales. De entre algunos de los pocos modelos que existen en la literatura de elementos de mampostería, se escogió el propuesto por Abrams⁽²²⁾, cuyos principios son muy similares a los propuestos por Romano *et al.*⁽²³⁾ y Hendry⁽¹⁾, modelo que ha sido comprobado experimentalmente con numerosos ensayos, realizados a escala natural, en los laboratorios de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign. Dicho modelo se expone a continuación^(1,22,23).

2.6 MODELO MATEMÁTICO DE ABRAMS PARA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

2.6.1 Consideraciones generales

Los ensayos realizados en los dos grupos de muros de mampostería, clasificados según el tipo de fallo que gobierna la resistencia lateral, han mostrado un incremento substancial de dicha resistencia, cuyo valor máximo se presenta aún luego del agrietamiento inicial, tanto en paneles de mampostería nuevos como antiguos, cuando están sujetos a cargas laterales cíclicas. La razón de este comportamiento puede ser explicado mediante un análisis de equilibrio de las fuerzas que actúan en el panel, tal como se puede apreciar en la figura 2.12, en la que H representa la fuerza lateral actuante, h la altura libre del panel, f_a es el esfuerzo de precompresión, L la longitud total del panel, e la excentricidad provocada por el estado de flexo-compresión del panel, reflejando por lo tanto, que la resultante de fuerzas se aleja del eje centroidal del elemento; f_{max} es el esfuerzo máximo en la fibra extrema en compresión situada en el extremo inferior esquinero del panel, producto tanto del esfuerzo de precompresión vertical actuante, como del esfuerzo resultante debido al momento flector que genera la fuerza H respecto a ese punto y d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta la fibra libre de esfuerzos.

La resultante de los momentos flectores actuantes alrededor del eje centroidal del muro se expresa mediante

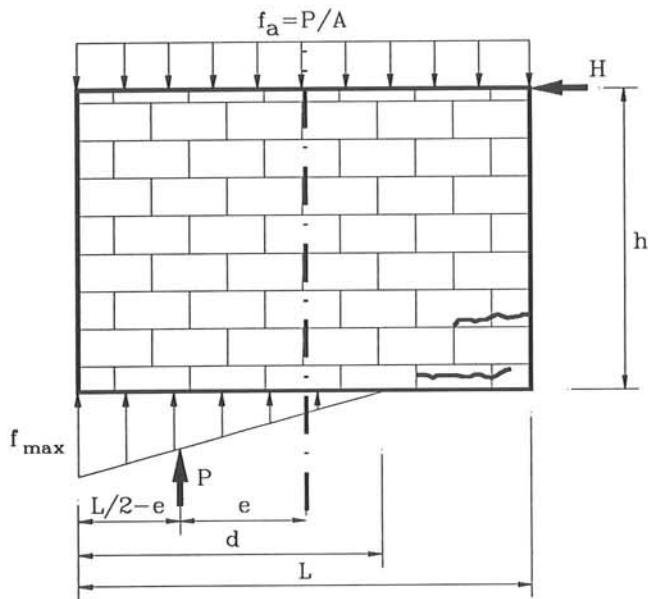


Figura 2.12 Esquema de equilibrio de fuerzas sobre el panel de mampostería agrietada en su base.

$$H \cdot h = P \cdot e \quad \Rightarrow \quad e = \frac{H \cdot h}{P} \quad (2.7)$$

Asumiendo una distribución únicamente lineal de los esfuerzos de compresión en la sección transversal del panel, la longitud de la zona comprimida d en la base determina un prisma de presiones de sección tipo triangular y, si se considera nula la resistencia a esfuerzos de tensión del panel, la resultante vertical de todas las fuerzas que actúan en un instante dado se encuentra aplicada en el centro de gravedad de dicho prisma, por lo cual la expresión que define el valor de d sería

$$d = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right) \quad \Rightarrow \quad d = 3 \left(\frac{L}{2} - \frac{H \cdot h}{P} \right) \quad (2.8)$$

Realizando un equilibrio de fuerzas, es decir, igualando el volumen del prisma de presiones con la carga vertical aplicada, resulta la expresión que evalúa el esfuerzo al cual está sometida la fibra extrema en compresión, mediante

$$f_{\max} = \frac{2 \cdot P}{3b \left(\frac{L}{2} - \frac{H \cdot h}{P} \right)} \quad (2.9)$$

Claramente, esta expresión es válida para todo instante, si se asume que los esfuerzos de compresión tienen dependencia lineal con las deformaciones; sin embargo, cualquier no-linealidad en esta distribución generaría un bulbo de compresiones que podría trasladar la fuerza resultante vertical hacia la fibra extrema

en compresión, aumentando la capacidad flectora del panel, por lo que la formulación desarrollada aquí resultará algo conservadora⁽²²⁾.

2.6.2 Determinación de la capacidad máxima de resistencia lateral por flexión

Un límite máximo fiable de la resistencia lateral del panel puede ser estimado, en el instante en que el valor del esfuerzo f_{\max} en la ecuación (2.9) alcance un valor máximo permisible F_a ; valores de esfuerzos permisibles pueden encontrarse tabulados en los diferentes códigos de construcción de edificios⁽²²⁾. Nótese que, a pesar de que en realidad el valor del esfuerzo f_{\max} de la fibra extrema se debe a un comportamiento de flexo-compresión, Abrams sugiere utilizar el esfuerzo admisible a compresión F_a de la mampostería antes que el esfuerzo admisible a la flexión F_b , generalmente mayor que el anterior. De esta manera, substituyendo el esfuerzo admisible F_a en la expresión (2.9) y despejando el valor de H , el cual se denominará desde ahora H_a , debido a que representa la resistencia lateral máxima del panel siempre que dicha resistencia esté gobernada por la flexión, se obtiene

$$H_a = \frac{P}{3bhF_a} \left(\frac{3bL}{2} F_a - 2P \right) \quad (2.10)$$

y normalizándola mediante el área del panel $A = (b \times L)$, se puede evaluar el esfuerzo a cortante promedio resistente f_{va} , resultando

$$f_{va} = f_a \left(\frac{L}{H} \right) \left[\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \frac{f_a}{F_a} \right] \quad (2.11)$$

donde f_a es el esfuerzo de precompresión vertical dado por $\frac{P}{bL}$.

Observando cuidadosamente la expresión (2.11), puede apreciarse que la relación L/h del panel se encuentra desacoplada de los términos internos de la parte derecha de la expresión, lo cual permite graficar el esfuerzo f_{va} en función de la relación f_a/F_a , para una relación L/h , obteniéndose la gráfica de la figura 2.13.

El trazo inferior de la figura 2.13, correspondiente al valor de la relación $f_a/F_a = 0.5$, representa el instante en el cual no existen esfuerzos de tensión en las fibras del panel, en otras palabras, cuando d alcanza el mismo valor de L . Esto se demuestra fácilmente, igualando el volumen del prisma de presiones con longitud igual a la longitud del panel a la carga vertical total aplicada, obteniéndose la relación igual a 0.5. Puede decirse que cualquier combinación de esfuerzo cortante resistente f_{va} y de esfuerzo de precompresión f_a que resulten en un punto de la gráfica bajo dicho trazo, indicará que el valor de f_a es lo suficientemente grande (comparado con f_{va}) como para mantener toda la base del panel en permanente estado de compresión, por lo que dicho trazo resulta ser el límite inferior de la expresión (2.11). También puede interpretarse que el

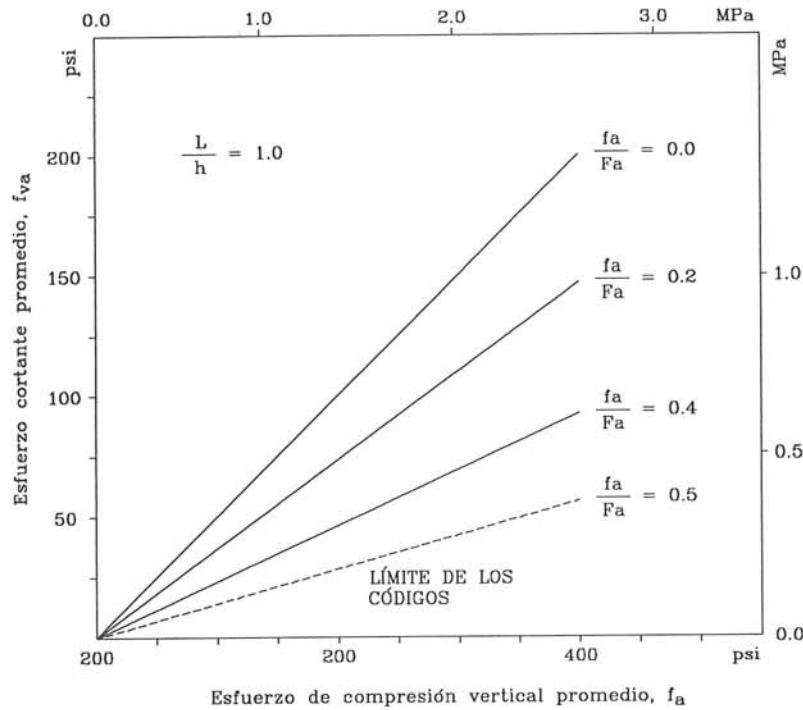


Figura 2.13 Relación entre esfuerzo resistente a cortante f_{va} y esfuerzo a compresión f_a ⁽²²⁾.

trazo mencionado representa la fuerza lateral permisible, usualmente utilizada por los códigos de construcción, los cuales limitan o consideran nula la resistencia a tensión flexionante.

Dependiendo de la relación f_a/F_a , la capacidad resistente a fuerzas laterales puede llegar a ser hasta tres veces la fuerza limitada por los códigos vigentes, lo cual es una clara demostración de que el aparecimiento de agrietamiento de origen flexionante no representa la capacidad última a la que puede ser capaz de llegar el panel de mampostería⁽²²⁾.

2.6.3 Determinación de la capacidad de resistencia lateral por corte

Si el comportamiento post-agrietamiento es gobernado por la flexión, dicho agrietamiento produce una disminución del esfuerzo resistente a corte. Abrams propone que dicha reducción tenga relación directa con la longitud de la sección agrietada del panel, debido a la imposibilidad de que se produzca una transferencia de los esfuerzos de cortante a través de las grietas por flexión y, por lo tanto, solamente la parte de la sección no agrietada del panel debe ser considerada como efectiva para oponer resistencia al cortante. Debido a que dicho agrietamiento se presenta de mayor magnitud en la base del panel, la reducción de la resistencia a corte debe ser evaluada en esa misma zona. Esta suposición se muestra gráficamente en la figura 2.14.

Como puede verse en la mencionada figura, el área resistente es de dimensión

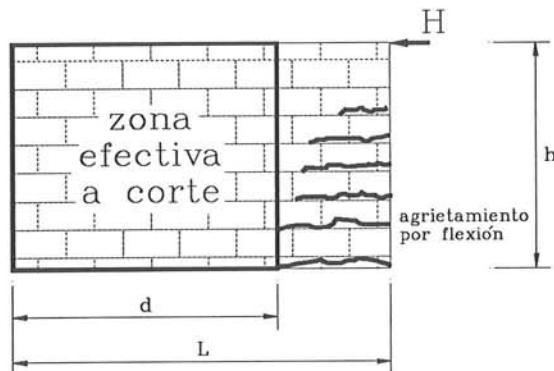


Figura 2.14 Zona efectiva asumida para resistir los esfuerzos de cortante.

d por h y, a pesar de que esta hipótesis puede no ser realista, Abrams la describe como conservadora, lo que permitirá relacionarla con los valores de esfuerzos admisible a cortante propuestos por los códigos de edificación⁽²²⁾. De esta forma, dividiendo ambos términos de la ecuación (2.8) (válida para valores de $d < L$) por L y, substituyendo el término H/P por el término f_v/f_a se obtiene que

$$\frac{d}{L} = \frac{3}{2} - 3\left(\frac{h}{L}\right)\left(\frac{f_v}{f_a}\right) \quad (2.12)$$

Si el esfuerzo a cortante del muro se encuentra limitado por la compresión en el extremo inferior del panel, tal como se observó en el apartado anterior, la expresión (2.11) es válida y, por lo tanto, el valor de f_{va} es igual al valor de f_v de la expresión (2.12), con lo cual, substituyendo la relación f_{va}/f_a de (2.11) en la última ecuación y simplificando, se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{d}{L} = 2\left(\frac{f_a}{F_a}\right) \quad \text{para } f_a \leq 0.5 F_a \quad (2.13)$$

Esta relación es válida únicamente para los casos en que $f_a \leq 0.5 F_a$, o lo que es lo mismo, cuando se verifique que $d \leq L$.

Debido a que los códigos de construcción suelen expresar la resistencia a cortante en términos de fracciones de esfuerzos admisibles, los cuales se relacionan con el área neta de la sección, se considerará entonces la reducción de dichos esfuerzos en lugar de la reducción del área efectiva debido a los efectos de agrietamiento por flexión. Así, el esfuerzo admisible a cortante F_v puede ser expresado como una fracción del esfuerzo admisible a corte de paneles no agrietados F_{vo} , asumiendo que los esfuerzos se reducen proporcionalmente a la zona de agrietamiento y, por ello, puede determinarse una estimación simple de dicha reducción debida a agrietamiento por flexión, mediante la expresión⁽²²⁾

$$\frac{F_v}{F_{vo}} = \frac{d}{L} = 2\left(\frac{f_a}{F_a}\right) \quad \text{para } f_a \leq 0.5 F_a \quad (2.14)$$

En los dos apartados anteriores se ha considerado el caso en el que se produce agrietamiento por flexión en la base del panel, cuyo límite superior ocurre cuando la relación f_a/F_a es 0.5, límite sobre el cual no se producen esfuerzos de tensión en ninguna de las fibras interiores del panel. Fácilmente puede demostrarse que dicha condición ocurre justamente en los instantes en que la carga H es menor que la relación $\frac{PL}{6h}$ ya que, para cargas mayores, el prisma triangular de presiones se convierte en un prisma de sección trapezoidal, cuyos valores de esfuerzos en las fibras extremas se obtienen utilizando los principios de resistencia de materiales

$$f_{\max,\min} = \frac{P}{bL} \pm \frac{6Hh}{bL^2} \quad (2.15)$$

Cuando f_{\max} , que es el mayor esfuerzo compresible, llega al valor de F_a , se impone que la resistencia lateral está gobernada por la flexión y, de manera similar al proceso para obtener la ecuación (2.10), se reemplaza el valor de F_a por el de f_a y, despejando respecto a H , la cual se convierte en H_a (resistencia lateral máxima), se obtiene

$$H_a = \frac{bL^2}{6h} \left(F_a - \frac{P}{bL} \right) \quad (2.16)$$

Normalizando esta ecuación para el área de la sección, se obtiene el esfuerzo resistente máximo a cortante, mediante

$$f_v = \frac{L}{6h} F_a \left(1 - \frac{f_a}{F_a} \right) \quad (2.17)$$

el que finalmente se compara directamente con los admisibles dados por los códigos (F_{vo}), ya que no existe aquí ninguna reducción por agrietamiento debido a la flexión.

Para los objetivos del presente estudio, la carga lateral H actuante en el panel es un valor conocido; lo que se requerirá es saber si el panel es capaz de resistir dicha carga y, si lo es, expresar una medida de la degradación o del daño que se ha producido en la estructura, bajo ese nivel de carga de solicitación, obteniendo un parámetro D que relacione, de alguna manera, el esfuerzo cortante actuante y el resistente del panel. El factor D puede representar entonces un índice de daño estructural, el cual será analizado en el siguiente capítulo. En la figura 2.15 se presenta un diagrama de flujo que resume el modelo de Abrams.

Como verificación de este modelo de evaluación del comportamiento de paneles de mampostería, Abrams realizó una serie de ensayos de modelos a escala natural, cuyos resultados se compararon con los evaluados mediante el modelo propuesto. Para ello, se utilizaron valores de esfuerzos a compresión y a corte de la mampostería obtenidos de ensayos adicionales, en lugar de los sugeridos

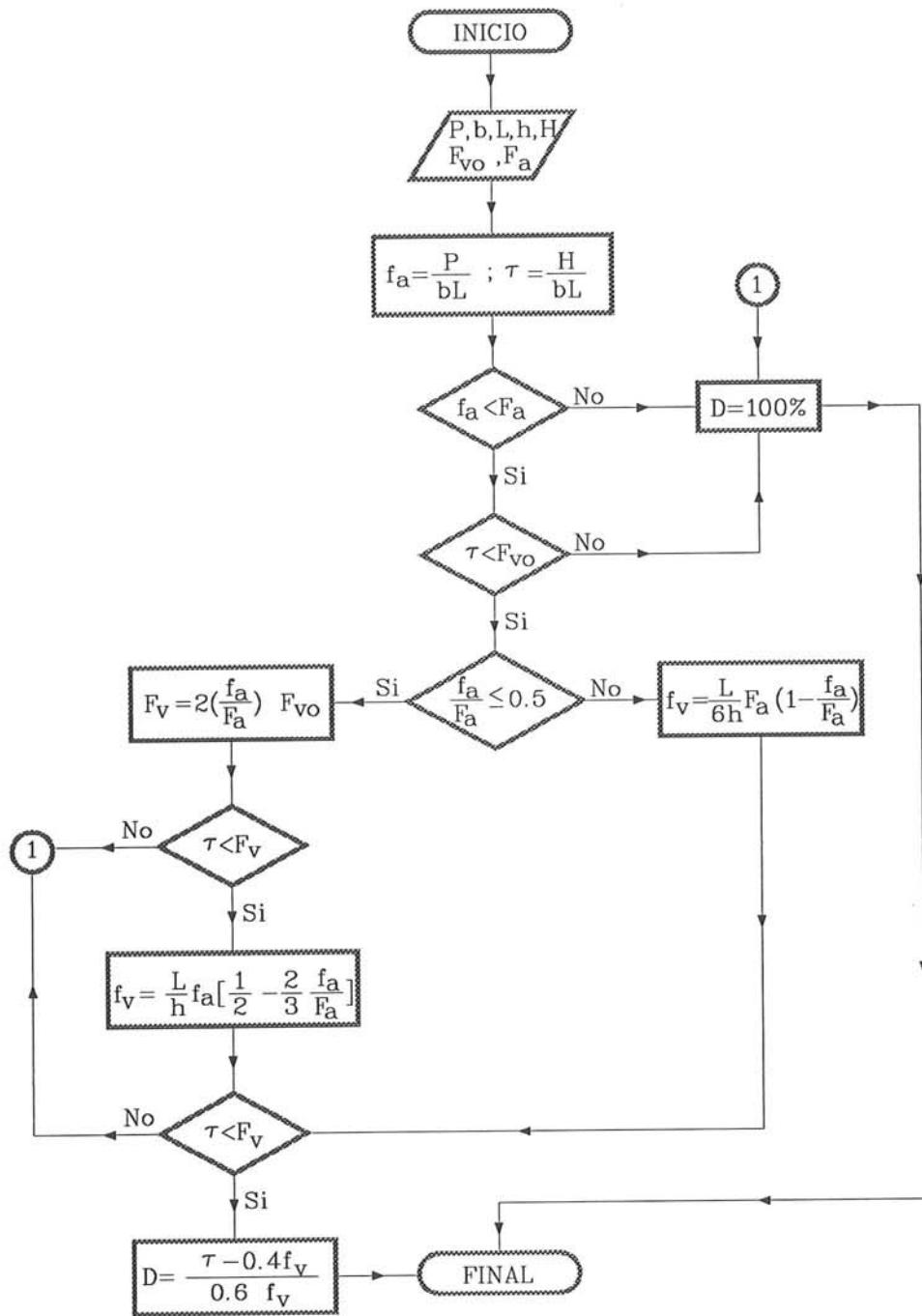


Figura 2.15 Diagrama de flujo del procedimiento de aplicación del modelo de Abrams para evaluar la resistencia lateral de paneles de mampostería.

por los códigos de construcción. Los resultados experimentales arrojaron excelentes correlaciones con las resistencias laterales evaluadas mediante el modelo propuesto⁽²²⁾.

REFERENCIAS

1. A. W. Hendry, *Structural Masonry*, MacMillan Education Ltd., Londres, 1990.
2. N. G. Shrive, "Materials and material properties of masonry buildings", *Reinforced and Prestressed Masonry*, 2, 25-57, editado por A. W. Hendry, John Wiley & Sons Inc., New York, 1991.
3. 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.
4. R. R. Shulz y F. Hendricks, "Recycling of demolished concrete and masonry", *Recycling of Masonry Rubble*, 2, 161-256, editado por C. T. Hansen, The International Union of Testing and Research Demolition and Reuse of Concrete, RILEM, London, 1992.
5. G. C. Beolchini, "Mechanical properties of old stone masonries", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3499-3504, Madrid, 1992.
6. F. G. Moreno, "Técnica de la construcción con ladrillo", *Monografías CEAC de la Construcción*, Barcelona, 1991.
7. G. Magenes y G. M. Calvi, "Cyclic behaviour of brick masonry walls", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3517-3522, Madrid, 1992.
8. N. G. Maldonado y L. A. Olivencia, "Techniques used to repair seismic-resistant masonry walls", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 9, 5389-5394, Madrid, 1992.
9. R. Morales y A. Delgado, "Feasibility of construction of two-storey adobe buildings in Peru", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3545-3550, Madrid, 1992.
10. R. E. Klingner y G. Leiva, "Behaviour and design of multi-story masonry walls under in-plane seismic loading", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3511-3516, Madrid, 1992.
11. A. Pomonis, R. J. S. Spence, A. W. Coburn y C. Taylor, "Shaking table test on strong motion damagingness upon unreinforced masonry", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3533-3538, Madrid, 1992.
12. R. Meli, *Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*, UNAM, México, Abril 1975.
13. Comité Euro-international du Betón, "Fastenings to Reinforced Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report", CEB, Lousanne, August 1991.
14. F. G. Moreno, "El Ladrillo en la Construcción", *Monografías CEAC de la Construcción*, Barcelona, 1981.
15. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, *Norma Básica de la Edificación NBE FL-90, Muros de Fábrica de Ladrillo*, Secretaría General Técnica, Centro de Publicaciones del MOPT, Madrid, 1991.
16. G. Manfredi, S. Mazzolani y A. Masi, "Review of existing in experimental testing of masonry structures subjected to horizontal loads", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 6, 3557-3562, Madrid, 1992.

17. 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.
18. A. C. Tena, "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms", *Earthquake Spectra*, **8**(2), 305-318, 1992.
19. F. Vaca y R. Klingner, "Efectos de la mampostería sobre la respuesta sísmica de edificios aporticados", *Politécnica*, **XIV**(2), Quito, 1989.
20. H. Lofti y P. Benson, "Interface model applied to fracture of masonry structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, **120**(1), 63-80, 1994.
21. L. S. McCabe y J. W. Hall, "Damage and reserve capacity evaluation of structures subject to strong earthquake ground motion", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **7**, 3653-3658, Madrid, 1992.
22. D. P. Abrams, "Strength and behaviour of unreinforced masonry elements", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, **7**, 3475-3480, Madrid, 1992.
23. F. Romano, S. Ganduscio y G. Zingone, "Cracked non-linear masonry stability under vertical and lateral loads", *Journal of Structural Division, ASCE*, **119**(1), 69-87, 1993.
24. M. Bruneau, "State of the art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings", *Journal of Structural Division, ASCE*, **120**(1), 930-951, 1994.
25. S. Chiostriini, 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.
26. D. P. Abrams y A. C. Costley, "Dynamic response measurements for unreinforced masonry buildings systems", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, **3**, 27-39, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
27. S. P. Prawel y H. H. Lee, "Research on the seismic performance of repaired unreinforced masonry walls", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, **3**, 17-25, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
28. G. M. Calvi y G. Magenes, "Experimental research on response of unreinforced masonry building systems", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, **3**, 41-57, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
29. L. Binda, G. M. Roberti, C. Tiraboschi y S. Abbaneo, "Measuring masonry material properties", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic*

- Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, 6, 3-24, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
30. A. Anthoine, "Research on unreinforced masonry at the Joint Research Center of the European Commission", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, 3, 3-15, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
 31. A. Giuffre, C. Carocci, G. de Felice y C. Tocci, "Actuality and modeling of historical masonry", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, 1, 17-29, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.
 32. L. Gambarotta y S. Lagomarsino, "Modeling unreinforced brick masonry walls", *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, Technical Report NCEER-94-0021*, editado por D. P. Abrams y G. M. Calvi, 4, 17-29, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.

CAPÍTULO 3

SIMULACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO

3.1 GENERALIDADES

Puesto que el objetivo del presente capítulo es el de obtener funciones de vulnerabilidad adaptables a la metodología italiana, es decir, funciones analíticas que relacionen el índice de vulnerabilidad con el índice de daño mediante la simulación de edificios hipotéticos en el ordenador, es necesario enmarcar todo el proceso dentro de un esquema detallado y organizado, dada la cantidad de información que se generará y lograr un tratamiento óptimo de dicha información, para obtener los resultados deseados.

Los aspectos básicos a ser considerados en el procedimiento a aplicarse son:

- simulación de edificios hipotéticos y evaluación de su índice de vulnerabilidad;
- definición de diferentes niveles de la acción sísmica a aplicarse y evaluación del comportamiento de los edificios ante dicha solicitud;
- determinación del índice de daño global de las estructuras.

Si se resuelven estos tres aspectos para cada uno de los edificios hipotéticos simulados, se obtendrá, para un determinado nivel de solicitud sísmica, un punto en el plano cartesiano definido por el índice de vulnerabilidad en abscisas y el índice de daño en ordenadas, pudiéndose luego realizar estudios estadísticos y probabilistas, para llegar a determinar las funciones de vulnerabilidad y las matrices de probabilidad de daño buscadas. Se discuten a continuación la manera de enfrentar los aspectos antes mencionados.

3.2 SIMULACIÓN DE EDIFICIOS Y EVALUACIÓN DE SU ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Según lo descrito en el capítulo 1, los once parámetros necesarios para la metodología italiana deben ser detallados para cada uno de los edificios, por lo tanto, para realizar su generación se adoptan las siguientes consideraciones:

- Para los parámetros 1, 4, 5, 9 y 10 de la metodología del índice de vulnerabilidad se consideran sus calificaciones, desde *A* hasta *D*, totalmente aleatorios, con igual probabilidad de ser escogida cualquiera de las opciones.
- Para evaluar la calificación de los parámetros 3, 6, 7 y 8 se requieren conocer los valores de algunas características típicas de los edificios, los cuales se presentan en la tabla 3.1 junto con sus límites superior e inferior y el intervalo de “paso” o de variación de las mencionadas características. La generación aleatoria de ellas responde a una ley uniforme de probabilidades, pudiéndose escoger cualquier valor entre los respectivos límites, pero proporcionales al intervalo de cada una de ellas. Los límites han sido fijados arbitrariamente, tratando de utilizar rangos comúnmente utilizados en la práctica, y otros propuestos por algunas de las referencias citadas en el capítulo 2. Se han realizado algunas consideraciones especiales, tales como la posibilidad de una mayor altura del primer piso con respecto a los restantes, por ser una práctica bastante común. Las longitudes en planta del edificio serán utilizadas para inferir, mediante regresiones como las encontradas en el trabajo precedente al actual (referencia (1)), las áreas resistentes de los muros en las direcciones consideradas. Los parámetros β_1 y β_2 en cambio, utilizan las dimensiones del edificio, tal como puede verse en la figura 1.1 del capítulo 1, definiéndose mediante $\beta_1 = a/L$ 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 relación *T/H* de la tabla (ver figura 1.2 de capítulo 1) toma en cuenta la variación de las dimensiones en altura, mientras que la relación $\delta M/M(\%)$ evalúa las variaciones excesivas en la masa de dos pisos consecutivos. Finalmente, la relación *L/S* es la relación entre *L*, el espaciamiento máximo entre muros transversales, y *S*, el espesor del muro maestro. El lector podrá encontrar una descripción mucho más precisa de estos parámetros en la referencia (1).
- En cuanto a los parámetros 2 y 11, la calificación se obtiene relacionando los valores de esfuerzos cortante y de compresión, generados en el ítem anterior, y calificando desde *A* los valores de esfuerzos resistentes altos, descendiendo en forma proporcional hasta llegar a *D* para los valores de esfuerzos resistentes bajos. Con ésto se quiere considerar que un edificio de un determinado tipo de material (parámetro 2) y que presente un determinado estado de conservación (parámetro 11), posea propiedades y características que hagan que sus esfuerzos resistentes se relacionen directamente con ellos.

Tabla 3.1 Datos necesarios y límites considerados para evaluar los parámetros 3,6,7 y 8 de la metodología italiana.

Dato	Límite inf.	Límite sup.	Intervalo	Unidades
No de pisos	1	8	1	u
Resistencia a corte	2.0	20.0	1.0	T/m^2
Resistencia a compresión	100.0	1000.0	50.0	T/m^2
Altura 1 ^{er} piso	2.80	4.20	0.10	m
Altura media de pisos	2.60	3.60	0.10	m
Longitud en planta x	5.0	30.0	0.5	m
Longitud en planta y	5.0	30.0	0.5	m
Peso/ m^2 . de forjado	0.3	0.5	0.05	T/m^2
Peso específico muro	1.6	2.2	0.1	T/m^3
Parámetro β_1	0.0	1.0	0.1	—
Parámetro β_2	0.0	0.6	0.1	—
Relación T/H	0.0	0.8	0.02	—
Relación $\delta M/M$	-90.0	0.0	10.0	—
Relación L/S	10.0	95.0	5.0	T/m^3

Se elaboró un programa de ordenador (*ALEAM*) que, introducidos todos los rangos y los intervalos de valores de todos los datos y parámetros citados anteriormente, genere de manera aleatoria, para cada uno de los edificios hipotéticos que se requieran, valores de los datos que respondan a una ley de distribución uniforme de probabilidades, definiendo de esta forma todas las características requeridas por la metodología italiana para cada edificio ficticio. Una vez generados todos estos valores, se calculan los índices de vulnerabilidad de los edificios, creándose un archivo de datos con toda la información que sea necesaria para continuar la siguiente etapa. La interpretación desde el punto de vista estadístico-probabilista se lo discutirá en un apartado posterior.

3.3 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA Y EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE LOS EDIFICIOS

Es de singular importancia para la Ingeniería Estructural la definición de la acción sísmica a fin de realizar el análisis y el diseño de las construcciones. Existen diferentes modalidades tanto deterministas como probabilistas para definir dicha acción, y su utilización depende fuertemente de los datos sismológicos que se dispongan^(2,3). Dichas modalidades pueden ser:

- a) Definición mediante acelerogramas reales o mediante espectros de respuesta de los mismos, que hayan sido obtenidos en el sitio de emplazamiento de la estructura a analizarse. Sin embargo, esta definición no es muy aconsejable debido al carácter fuertemente aleatorio del fenómeno sísmico. Peor aún resultaría el aplicar directamente registros obtenidos en otros lugares⁽³⁾.

- b) Definición mediante espectros de diseño, los cuales son obtenidos utilizando técnicas de suavizado de espectros construidos a partir del estudio estadístico de numerosos registros reales, que hayan sido obtenidos en una región determinada. Son muy conocidos los procedimientos de Newmark *et al.*^(4,5) para determinar este tipo de espectros; sin embargo, es necesario contar con un gran número de ellos para su adecuada determinación^(4,5).
- c) Definición de la acción partiendo de los espectros de respuesta propuestos por las normas sismo-resistentes. Dichos espectros son generalmente el resultado de estudios estadísticos de las formas y frecuencias predominantes de registros reales, y que sirven de base para el análisis y diseño de estructuras⁽⁶⁾.
- d) Finalmente, es posible construir espectros de respuesta o densidades especiales, utilizando registros reales, modelos sismológicos o funciones propuestas predeterminadas y, mediante teoría de procesos estocásticos, pueden obtenerse una familia de acelerogramas artificiales que respondan al espectro o a la densidad espectral dada, procedimiento necesario cuando se disponen de muy pocos o ningún registro real en la zona de estudio^(2,3).

La aplicación de cualquiera de estos métodos siempre requerirá de la descripción del edificio como un modelo estructural, por lo tanto, el discretizar el edificio de manera adecuada es el siguiente problema fundamental a considerarse. Así, modelos como el de eje de cortante con masas concentradas y rigideces infinitas de pisos y nudos, el de eje de cortante con rigideces finitas en pisos y nudos, modelos con eje continuo de corte, modelos aporticados con elementos barra en dos dimensiones con tres grados de libertad por nudo, modelos espaciales en tres dimensiones considerando hasta 6 grados de libertad por nudo, modelos basados en discretizaciones con elementos finitos, son algunos de los que el ingeniero puede disponer, en orden de menor a mayor complejidad. Su selección dependerá de las características de la estructura, de la cantidad de información que se posea sobre ella y de la fiabilidad que tenga dicha información, del grado de aproximación deseado y de las facilidades de cálculo disponibles. A cada uno de ellos puede aplicársele cualquiera de las definiciones de la acción sísmica discutidas anteriormente.

Morić⁽⁷⁾ realizó una interesante comparación analítica de varias posibilidades de combinaciones de modelo estructural y de definición de la acción, tanto para edificios de mampostería no reforzada, como para edificios de hormigón armado con y sin muros de cortante. Específicamente, consideró modelos de pórticos tridimensionales conectados con sistemas de piso rígidos, y modelos de eje de cortante (cantilever) en ambas direcciones principales, para cada tipo de edificio, cuyas rigideces son evaluadas como la suma de las rigideces de todos los elementos estructurales de cada nivel. Para ambos modelos asumió un comportamiento no-lineal, utilizando modelos bilineales del diagrama carga-deformación. Las definiciones de la acción sísmica que consideró fueron⁽⁷⁾:

- fuerzas estáticas equivalentes con criterios basados en el coeficiente sísmico.
- espectro de aceleraciones de acuerdo con los códigos de construcción sismo-resistente para suelo medio.
- espectro de aceleraciones con un 5% de amortiguamiento respecto al crítico del terremoto de Montenegro (Yugoslavia) de 1979.
- Registro de aceleraciones del mismo terremoto anterior.
- Terremoto definido mediante parámetros sismológicos de magnitud 7.2 y distancia epicentral 11 km. Morić utiliza para esta posibilidad, las correlaciones y el programa *DAMAGE*, elaborado por Hasselman *et al.*⁽⁸⁾, el cual, mediante la magnitud y distancia epicentral ingresados como parámetros dato, define un nivel de aceleración e intensidad del terremoto. Los parámetros escogidos son justamente los del terremoto de Montenegro de 1979.

Los resultados del cálculo de los edificios con las diferentes definiciones de carga y modelos estructurales considerados arrojan como conclusión que, para el caso de edificios de mampostería no reforzada, una interpretación suficientemente aproximada para evaluar el daño que provocan los terremotos en estos edificios, puede obtenerse mediante una combinación de fuerzas equivalentes estáticas aplicadas a un modelo de eje de cortante que utilice rigideces obtenidas como la suma de las rigideces de todos los elementos verticales de cada nivel del edificio para cada dirección ortogonal. Concluye además, que el daño en este tipo de edificios puede evaluarse relacionando el cortante de piso con el cortante resistente. En efecto, como se puede apreciar en la referencia (7), las dos modelaciones junto a las 5 definiciones de la acción sísmica generan 10 combinaciones posibles con un grado de daño muy similar, lo que no ocurre con los edificios de hormigón armado, donde se observa la necesidad de utilizar espectros obtenidos de terremotos y modelos de eje de cortante (para edificios con muros de cortante) o modelos bi y tridimensionales (para edificios aporticados).

Morić propone entonces, modelar los edificios de mampostería no reforzada como edificios de cortante, con masas concentradas en cada piso y rigideces provenientes de la sumatoria de las rigideces de entepiso de todos los elementos verticales (la rigidez de los sistemas de piso se discutirá más adelante). De hecho, muchos estudios de vulnerabilidad sísmica calculada han sido realizados incluso considerando las estructuras como modelos de un solo grado de libertad, sujetos a acciones determinadas por espectros de respuesta, dada la complejidad y el costo que demandan este tipo de estudios⁽⁹⁾. Incluso el ATC-14 sugiere una evaluación sísmica de edificios existentes, utilizando estas mismas simplificaciones para este tipo de edificios⁽¹⁰⁾. La modelación como eje de cortante se está utilizando aún actualmente para estudios de avanzada^(11,12).

Por otro lado, Hendry⁽¹³⁾ ha llevado a cabo varios ensayos, a escala natural, de modelos de estructuras de mampostería sometidos a carga lateral, en la Universidad de Edimburgo. Los resultados de las pruebas indicaron que, los modelos que mejor se ajustaban a sus datos obtenidos experimentalmente de

los ensayos eran, tanto aquellos que utilizaban discretizaciones como elementos finitos, como los modelados como eje de cortante (cantilever), mientras que la modelación como eje de corte continuo no se mostraba adecuada para representar el comportamiento de dichos edificios. Los resultados que obtuvo pueden apreciarse en la figura 3.1, siendo comparados unos con otros⁽¹³⁾.

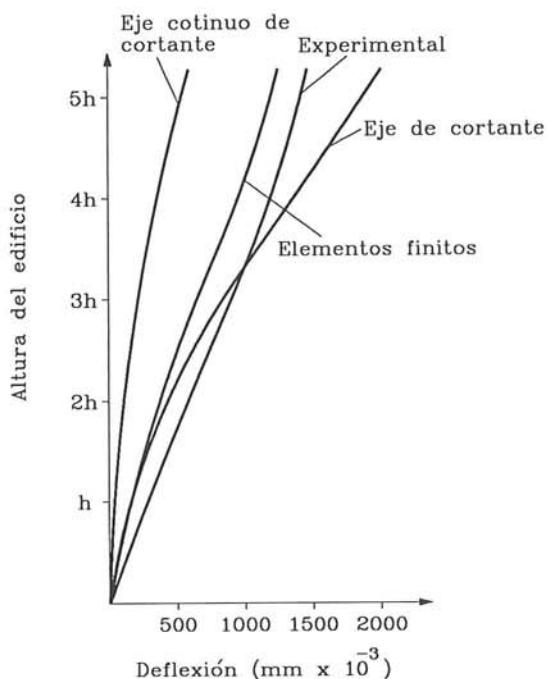


Figura 3.1 Comparación entre las deflexiones laterales medidas experimentalmente y calculadas mediante modelos de estructuras de mampostería no reforzada, ensayadas a escala natural⁽¹⁾.

En cuanto a la acción sísmica, se debe tomar en cuenta la falta de resolución de los estudios de peligrosidad sísmica. Estos estudios definen comúnmente la acción del terremoto mediante un solo parámetro utilizando, por ejemplo, la intensidad macrosísmica o la aceleración máxima esperada⁽¹⁾, lo cual constituye una inconveniente fuente de información para utilizar modelos de definición más complejos⁽¹⁴⁾.

Finalmente, cabe anotar que cualquier refinamiento en el modelo de análisis estructural de edificios de mampostería y sobre todo antiguos, pierde un poco de sentido si se tiene en cuenta la gran incertidumbre en cuanto a las propiedades de los materiales que componen los paneles⁽¹⁵⁾, lo cual no ocurre en edificios de hormigón armado, debido a la gran cantidad de estudios e investigaciones que se han realizado sobre ellos, utilizando modelos de todo tipo y a toda escala, lo que ha llevado a presentar modelos teóricos muy fiables y donde las propiedades de los materiales han sido base de profundas investigaciones en el campo del diseño del hormigón. Modelos muy sofisticados basados en elementos finitos

se justifican únicamente cuando se requieren estudios especiales de estructuras muy específicas, utilizando como valores de parámetros requeridos por los modelos, los obtenidos a partir de estudios de identificación de sistemas. Solo de esta manera se garantizará un adecuado conocimiento del comportamiento del edificio, evitando las incertidumbres en cuanto a valores de parámetros a utilizar. Lastimosamente, este tipo de estudios resulta ser muy costoso, por lo que se lo utiliza en casos muy específicos.

Debido a todos los aspectos mencionados en este apartado y, para los fines perseguidos en el presente estudio, se ha tomado como modelo estructural el sugerido por Morić, Meli y Hendry, de eje de cortante con masas concentradas en cada piso, y considerando infinitamente rígidos los nudos y los pisos, lo cual generará únicamente un grado de libertad por planta. Las rigideces de piso serán la suma de las rigideces de cada muro en el respectivo nivel y para su determinación, se tomará un valor de módulo de elasticidad y de corte adecuados, de entre aquellos propuestos en la bibliografía, como se discutió en el apartado 2.3. Evidentemente, todos los efectos que pudieran producirse debido a la torsión en planta están siendo despreciados, pero dadas las características comúnmente regulares de este tipo de edificios, dicha simplificación puede ser aceptada para los fines que se persiguen en este estudio. La flexibilidad de los forjados de discutirá posteriormente.

Debido a que el modelo de Abrams⁽¹⁶⁾ discutido en el capítulo anterior, es el que se va a utilizar para evaluar el comportamiento de las estructuras, no se necesita evaluar el comportamiento del edificio en toda la historia del tiempo durante el cual, dicho edificio está sometido a las cargas sísmicas, sino únicamente el valor de la máxima solicitud, lo cual sugiere entonces utilizar un sistema de fuerzas dinámicas derivadas de espectros de respuesta, más aún, considerando la falta de resolución de los estudios de peligrosidad, anotada anteriormente. Se ha optado entonces, por hacer uso del espectro de respuesta de la normativa sismo-resistente española, tanto la antigua como la nueva normativa vigente y, de esta manera, definir la acción sísmica empleada. Las características de no-linealidad del comportamiento de los paneles de mampostería no reforzada que se han discutido en el capítulo anterior, serán considerados al aplicar el modelo de comportamiento de Abrams.

3.4 DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE GLOBAL DE DAÑO

De entre varios estimadores del daño que se pueden encontrar en la bibliografía, se escoge uno que se adapte al modelo de Abrams y a las necesidades del estudio a efectuarse en este capítulo. De esta forma, la referencia⁽¹⁷⁾ propone un parámetro global de daño, basado en el concepto del consumo y la capacidad de carga, sugiriéndose que es un buen indicador del daño para edificios de mediana y baja altura. Adaptándolo al presente estudio, puede escribirse que

$$DP_i = \frac{v_a - v_y}{v_{\max} - v_y} \quad (3.1)$$

donde DP_i es el índice de daño del panel, v_a el esfuerzo cortante actuante, v_y el esfuerzo cortante en el momento del primer agrietamiento y v_{\max} el esfuerzo a corte máximo alcanzable, obtenido de la evaluación de la capacidad lateral utilizando el modelo de Abrams. Como se observó en los ensayos que occasionaron la gráfica 2.6 del anterior capítulo, el valor de v_y puede ser evaluado, de manera aproximada, como un 40% del esfuerzo máximo alcanzado, por lo tanto, la ecuación (3.1) puede escribirse como

$$DP_i = \frac{v_a - 0.4 v_{\max}}{v_{\max} - 0.4 v_{\max}} \quad (3.2)$$

Este parámetro puede evaluarse para cada piso del edificio; sin embargo, la metodología italiana requiere de la determinación del índice global de daño de toda la estructura, por lo que se utilizará la sugerencia de la referencia (18), la cual establece que el índice de daño global puede establecerse, como una suma ponderada de los índices de daño de cada piso individual, donde los pesos son mayores si los pisos son más bajos, proponiendo que

$$D = \sum_{i=1}^n \left(\frac{n+1-i}{n} \right) DP_i \quad (3.3)$$

donde n es el número de pisos y DP_i es el índice de daño parcial de cada piso según (3.2). Esta ponderación ha sido sugerida también por Chung *et al.*⁽¹⁹⁾, para evaluar el índice de daño global de edificios de hormigón armado. Para este estudio, el índice global de daño proveniente de la expresión (3.3) ha sido normalizado y expresado en porcentaje. Así mismo, debe tenerse en cuenta que, de llegar cualquiera de los valores de DP_i a la unidad, supondrá un colapso total del piso en el nivel i , que para el caso de edificios de mampostería puede provocar el colapso total de la estructura. Por este motivo, para estos casos se tomará D igual al 100%.

Un estudio especial requiere el hecho de que los sistemas de piso presenten flexibilidad en el plano y que, por lo tanto, sea necesario considerar dicha flexibilidad, permitiendo un grado de libertad adicional de rotación a cada nudo

del modelo de eje de cortante. El proceso matemático no se ve muy afectado por esta consideración; sin embargo, el problema radica en evaluar fiablemente el valor de la rigidez efectiva del sistema de piso. Angotti *et al.*⁽²⁰⁾ realizó un estudio experimental y analítico, a escala real, de un edificio antiguo de mampostería de piedra de la ciudad de Florencia, el cual presentaba un sistema de forjado de madera y, utilizando cargas de amplitud constante pero a diferentes frecuencias de vibración, observó que su modelo analítico considerando rigidez infinita de piso se ajustaba adecuadamente a los resultados experimentales, únicamente para los casos en los cuales las frecuencias de aplicación de las cargas se encontraban en el rango entre 1 y 8 Hz⁽²⁰⁾. Fuera de ese rango, los forjados se comportaban como flexibles, afectando la respuesta estructural en el tiempo en 1, 2 y hasta 5 veces, proporcionalmente al aumento en la amplitud de las cargas. Tomažević *et al.*⁽²¹⁾ estudió también, experimentalmente, la influencia del tipo de sistema de piso utilizando tres modelos, a escala 1:4, de edificios de mampostería de piedra: uno con forjados de madera, otro con forjado de madera pero utilizando vigas metálicas como elementos de arriostramiento y soporte, y un tercero con forjado de losa de hormigón armado⁽²¹⁾. Observó que en el primer modelo, para cargas considerables, se producía el colapso del edificio debido a problemas de inestabilidad, ya que los forjados se separaban de la mampostería y dejaban de actuar como arriostramientos efectivos de los paneles, lo que provocaba fallos fuera del plano de los mismos y, en el peor de los casos, producían la propia caída del piso. Mientras tanto, para los dos modelos restantes, verificó que los fallos eran producto de la excedencia de esfuerzos máximos en el plano de los paneles, mas no por fallos de inestabilidad, eso sí, presentando el tercer modelo una menor capacidad de deformación lateral⁽²¹⁾.

Debido a todas estas consideraciones y, dada la falta de información sobre la manera de encontrar valores de rigideces a flexión y a flexión-corte de forjados flexibles, se ha preferido en este estudio utilizar el criterio de que, para los edificios hipotéticos en los cuales el parámetro 5 (diafragmas horizontales) de la metodología italiana sean calificados como *C* o *D*, debido a su aparente deformabilidad y mala conexión de los forjados a los muros, se considere que dichos forjados no ejercen ningún arriostramiento adecuado a los paneles, por lo tanto, el análisis de la resistencia lateral máxima se lo realizará suponiendo un solo panel grande del tamaño del edificio, con todos los problemas de capacidad resistente e inestabilidad fuera del plano que pudieran presentarse. De esta manera, se estarán considerando los comportamientos descritos por las referencias citadas anteriormente.

3.5 ANÁLISIS DINÁMICO. PROCEDIMIENTO A SEGUIRSE

Es bien conocido de la Dinámica de Estructuras, que la ecuación que rige el movimiento de un modelo de estructura de eje de cortante, bajo la acción de una aceleración en su base puede expresarse como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{X}(t) = -\mathbf{M} \mathbf{J} \mathbf{a}(t) \quad (3.4)$$

donde \mathbf{X} es la matriz que reúne los grados de libertad del edificio como función del tiempo y, para el modelo de eje de cortante, \mathbf{M} representa la matriz diagonal de masas, \mathbf{K} es la matriz de rigidez, en este caso simétrica y tribandeadas, \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento del sistema, basada en el amortiguamiento viscoso del modelo de Kelvin-Voigt, que también puede considerarse diagonal (como se verá más adelante), \mathbf{J} es un vector de valores unitarios y $\mathbf{a}(t)$ la aceleración aplicada en la base del modelo⁽²⁾.

Si se realizan hipótesis simplificadoras de la matriz de amortiguamiento \mathbf{C} , tales como suponer un mecanismo de pérdida homogénea de energía en la estructura, con el propósito de desarrollar una matriz de amortiguamiento que cumpla las condiciones de ortogonalidad respecto a la matriz modal, puede entonces suponerse a dicha matriz proporcional a la de masa (y por consiguiente será diagonal), o a la de rigidez, o una combinación lineal de ambas, pudiéndose expresar, según el caso, cualquiera de las siguientes ecuaciones⁽⁶⁾:

$$\mathbf{C} = \alpha_1 \mathbf{M} \quad ; \quad \mathbf{C} = \alpha_2 \mathbf{K} \quad (3.5)$$

$$\mathbf{C} = \alpha_1 \mathbf{M} + \alpha_2 \mathbf{K} \quad (3.6)$$

La última expresión define lo que se conoce como *amortiguamiento Rayleigh*; sin embargo, existen otros modelos como el amortiguamiento Rayleigh generalizado o modelos directos como los de Wilson y Penzien, siendo éstos, un poco más complejos⁽²⁾.

Luego de determinar cada elemento de la ecuación (3.4), debe procederse a su solución y, para los casos en los cuales la acción sísmica está definida en forma determinista, pueden aplicarse diversos métodos, entre ellos:

- el análisis modal.
- el análisis en el campo complejo de la frecuencia.
- la solución directa de las ecuaciones del movimiento mediante técnicas de integración paso a paso.

El utilizar tal o cual solución dependerá del tipo de problema a resolver y del grado de exactitud que se requiera, aunque es común la utilización del análisis modal cuando se enfrenta problemas lineales, el de solución en el campo

del dominio de la frecuencia cuando se analizan problemas de interacción⁽²²⁾, mientras que los de integración paso a paso suelen utilizarse cuando se enfrentan problemas no-lineales.

Para la solución de la ecuación del movimiento para sistemas de varios grados de libertad, tiene que estudiarse la ecuación que rige los sistemas de un solo grado. Suponiendo entonces, que uno de estos sistemas tiene invariancia temporal, la ecuación que rige su movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -ma(t) = f(t) \quad (3.7)$$

Si se han de aplicar los métodos de integración paso a paso, como los métodos de Newmark, Wilson, diferencias centrales, etc., lo que se efectúa es una solución numérica de la ecuación diferencial (3.7); estos métodos no serán aplicados en este capítulo, puesto que no se requiere la historia completa de la respuesta en el tiempo. Por ello se aplicará uno de los restantes métodos, con el que se puede llegar a determinar la solución de la ecuación del movimiento en el dominio del tiempo mediante

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_v} \int_0^t a(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin[\omega_v(t-\tau)] d\tau \quad (3.8)$$

La ecuación (3.8) se denomina en el ámbito de la Dinámica como la *Integral de Duhamel*, la cual tiene solución analítica únicamente para ciertas funciones matemáticas, por lo que generalmente, debe recurrirse a métodos de solución numéricos^(2,23,24). Si ahora se desea obtener las velocidades relativas y las aceleraciones totales del sistema, basta con derivar con respecto al tiempo la expresión (3.8) que definía los desplazamientos relativos, una y dos veces respectivamente.

Como se explicó anteriormente, para la definición de la acción sísmica se utilizarán los denominados *espectros de respuesta*, definidos como los valores máximos absolutos de la respuesta que alcanzan las ecuaciones del movimiento de un sistema de un grado de libertad excitado mediante un acelerograma determinado, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico ν y para una frecuencia de vibración determinada ω . Para las estructuras civiles, los valores de ν están, normalmente, dentro del rango de valores entre $2\% \leq \nu \leq 20\%$. Un esquema típico, a escala trilogarítmica, de espectros de respuesta se puede apreciar en la figura 3.2. Sin embargo, debido a la escasez o ausencia de registros sísmicos reales en ciertas zonas, o simplemente por agilitar este proceso, la práctica común en el análisis sísmico de estructuras tiende a aplicar espectros de respuesta estandarizados, tal como se describió en el ítem b) de las posibles definiciones de la acción sísmica, descritos en los códigos sismo-resistentes. Ésta es justamente la alternativa que se ha utilizado en el presente capítulo, mediante espectros obtenidos de las normativas españolas y, por ello, también se utilizará el método dinámico del análisis modal.

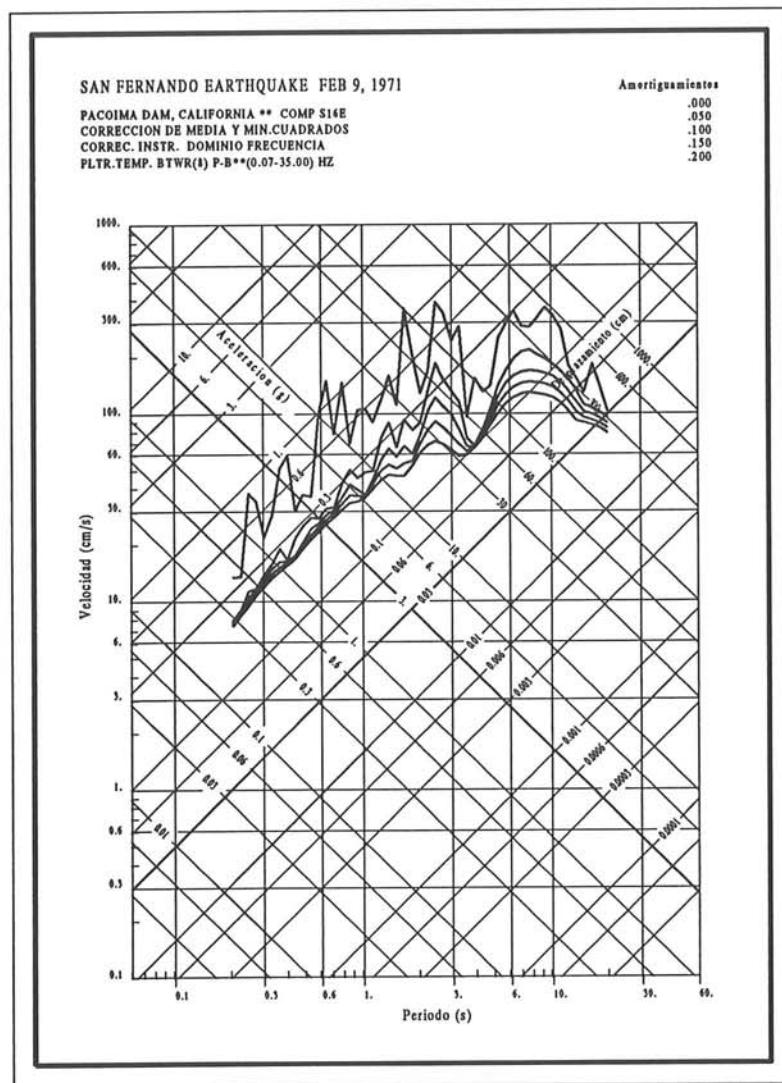


Figura 3.2 Esquema trilogarítmico del espectro de respuesta del terremoto San Fernando, California, obtenido en la presa de Pacoima (Febrero 1971).

El análisis modal es un método muy utilizado en el cálculo sísmico de estructuras, pudiéndose ser utilizado luego de realizarse un *desacoplamiento modal* de las ecuaciones del movimiento de sistemas de varios grados de libertad, expresadas mediante (3.4). Si se han evaluado cada uno de los autovectores (φ_i) que, colocados en columnas conforman la matriz modal $\Phi = [\varphi_1 \dots \varphi_i \dots \varphi_n]$, es posible expresar la variable X , solución del desplazamiento de los grados de libertad del sistema, mediante

$$X = \sum_{i=1}^n \varphi_i y_i(t) \quad (3.9)$$

en donde $y_i(t)$ representa un sistema de coordenadas generalizadas, como resultado de una combinación lineal de las formas modales, a fin de obtener los desplazamientos en coordenadas normales. Entonces, substituyendo (3.9) en (3.4), premultiplicando a ambos lados de la ecuación por un autovector cualquiera φ_j y utilizando un formulación adecuada para la matriz de amortiguamiento C , tal como se describió anteriormente, a fin de aprovechar la propiedad de ortogonalidad de los autovectores respecto a las matrices M , K y C , se cumple que

$$\varphi_j^T M \sum_{i=1}^n \varphi_i = \varphi_j^T M \varphi_j = M_j^* \quad (3.10)$$

$$\varphi_j^T K \sum_{i=1}^n \varphi_i = \varphi_j^T K \varphi_j = K_j^* \quad (3.11)$$

$$\varphi_j^T C \sum_{i=1}^n \varphi_i = \varphi_j^T C \varphi_j = C_j^* \quad (3.12)$$

denominándose M^* , K^* y C^* matrices de masa, rigidez y amortiguamiento generalizadas. De esta manera, la ecuación del movimiento queda de la forma

$$M_j^* \ddot{y}_j(t) + C_j^* \dot{y}_j(t) + K_j^* y_j(t) = \varphi_j^T M J a(t) \quad (3.13)$$

que representa un sistema de n ecuaciones independientes similares a las que describen la respuesta de sistemas vibratorios de un solo grado de libertad. Dividiéndose ambos términos para la matriz de masas generalizada se tiene

$$\ddot{y}_j(t) + 2\nu_j \omega_j \dot{y}_j(t) + \omega_j^2 y_j(t) = -\frac{\varphi_j^T M J}{\varphi_j^T M \varphi_j} a(t) \quad (3.14)$$

en donde ω_j es la frecuencia de vibración asociada al autovector $\varphi_j^{(2,6,24)}$.

La ecuación (3.14) puede resolverse mediante el cálculo numérico de la integral de Duhamel, si se quiere la respuesta en el tiempo del sistema pero, debido a que nos interesa hallar solamente la respuesta máxima, se utiliza el concepto de espectros de respuesta, pudiéndose entonces escribirse la siguiente formulación: si el valor máximo de la aceleración $|\ddot{x}(t)|_{\max}$ de una ecuación como la (3.7) es S_a , entonces el valor máximo de (3.14) resulta ser

$$|\ddot{y}_j(t)|_{\max} = \frac{\varphi_j^T M J}{\varphi_j^T M \varphi_j} (S_a)_j \quad (3.15)$$

y utilizando los conceptos de seudoespectros de respuesta, se tiene que los máximos desplazamientos, en coordenadas generalizadas serán

$$\left| y_j(t) \right|_{\max} = \frac{\varphi_j^T M J}{\varphi_j^T M \varphi_j} \frac{(S_a)_j}{\omega_j^2} \quad (3.16)$$

con lo cual, pasando a coordenadas normales, los desplazamientos de los nudos de la estructura modelada como eje de cortante, para el modo de vibración j serán

$$\mathbf{X}_{\max}^j = \begin{bmatrix} X_1^j \\ X_2^j \\ \vdots \\ X_n^j \end{bmatrix} = \varphi_j \left| y_j(t) \right|_{\max} = \varphi_j \frac{\varphi_j^T M J}{\varphi_j^T M \varphi_j} \frac{(S_a)_j}{\omega_j^2} = \mathbf{A}_j \frac{(S_a)_j}{\omega_j^2} \quad (3.17)$$

El vector \mathbf{A}_j se denomina *vector de participación modal* del modo de vibración correspondiente.

Debido a que la máxima respuesta de cada modo de vibración no se produce en el mismo instante, es preciso realizar una *superposición modal*, para encontrar los valores máximos a los cuales estará sujeta la estructura. Se han propuesto varias expresiones para realizar esta superposición, en base a estudios estadísticos, como las que describen el método SRSS (Square Root of Sum of Squares), CQC (Complete Quadratic Combination), etc., siendo la más simple y más utilizada la primera, la cual puede describirse como^(2,6,25)

$$\mathbf{X}_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^q \left(\mathbf{X}_{\max}^j \right)^2} \quad (3.18)$$

De la misma forma, las reacciones y tensiones que se calculen pueden también superponerse mediante

$$\mathbf{R}_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^q \left(\mathbf{R}_{\max}^j \right)^2} \quad (3.19)$$

Finalmente, es preciso anotar que, debido a la discretización de la estructura y a errores propios de aproximaciones numéricas en el cálculo, suelen aparecer problemas cuando se evalúan modos de vibración superiores, siendo entonces los más exactos los primero modos y, para el tipo de estructuras analizadas aquí, son justamente los primeros modos los que más afectan a la respuesta del edificio, por lo que es suficiente la evaluación de los tres primeros modos únicamente^(2,26).

3.6 ESPECTROS DE RESPUESTA DE LAS NORMAS SISMO-RESISTENTES ESPAÑOLAS

3.6.1 Norma Sismo-resistente P.D.S.-1, 1974

La norma sismo-resistente de 1974 y vigente hasta hace muy poco, subdivide el estado español en tres zonas sísmicas, según los grados de intensidad (I) de la escala MSK; la primera de “sismicidad baja”, cuyo límite superior es la intensidad V, la segunda de “sismicidad media” con valores de $VI \leq I < VIII$ y la tercera de “sismicidad alta” para $I \geq VIII^{(27,28)}$. Según la norma, la ciudad de Barcelona pertenece a una región de sismicidad media, con $I = VII$. La norma utiliza los estudios realizados por Housner^(4,29), en donde se propone medir los efectos de un terremoto utilizando la intensidad espectral, definida mediante el área envuelta por la curva del espectro de velocidades de un sistema para amortiguamiento nulo, en el intervalo entre 0.1 y 2.5 segundos⁽¹⁾. La norma propone entonces, un espectro de velocidades obtenido del análisis de los espectros en frecuencias de varios registros de aceleraciones ya que, como se sabe, el espectro de amplitudes de Fourier de la aceleración del terreno es una cota inferior del espectro de respuesta de velocidades para amortiguamiento nulo y coincide con él en aquellas frecuencias para las cuales, la respuesta máxima de la velocidad del sistema se alcanza una vez transcurrida la señal sísmica^(30,31). De esta manera, del estudio de las formas típicas que presentan los espectros de velocidades para sistemas sin amortiguamiento sometidos a terremotos grandes (para intensidades VIII y IX) y para terremotos moderados (de intensidades VI y VII), la norma sugiere un espectro de velocidades promedio, que adaptado a la escala MSK para un nivel de intensidad V, se lo expresa mediante la siguiente expresión:

$$\dot{X}_s = e^{-\pi T} (\sin \pi T - \cos \pi T) + 1.3 \quad (3.20)$$

mientras que, para cualquier valor de intensidad superior a V, el espectro se obtiene mediante

$$\dot{X}_g = 2^{I-5} [e^{-\pi T} (\sin \pi T - \cos \pi T) + 1.3] \quad (3.21)$$

donde T es el periodo del oscilador armónico. Los espectros de velocidades para varias intensidades se los esquematiza en la figura 3.3.

Una vez definido el espectro de velocidades, se utilizan las definiciones de seudoespectros para hallar los de aceleración y desplazamiento. En la tabla 3.2 se muestran los valores espectrales, según el grado de intensidad considerado, para un periodo $T = 0.5$ s. En la última columna de la tabla, el valor de C representa el denominado *coeficiente símico básico*, que no es más que la relación entre la aceleración espectral y la aceleración de la gravedad.

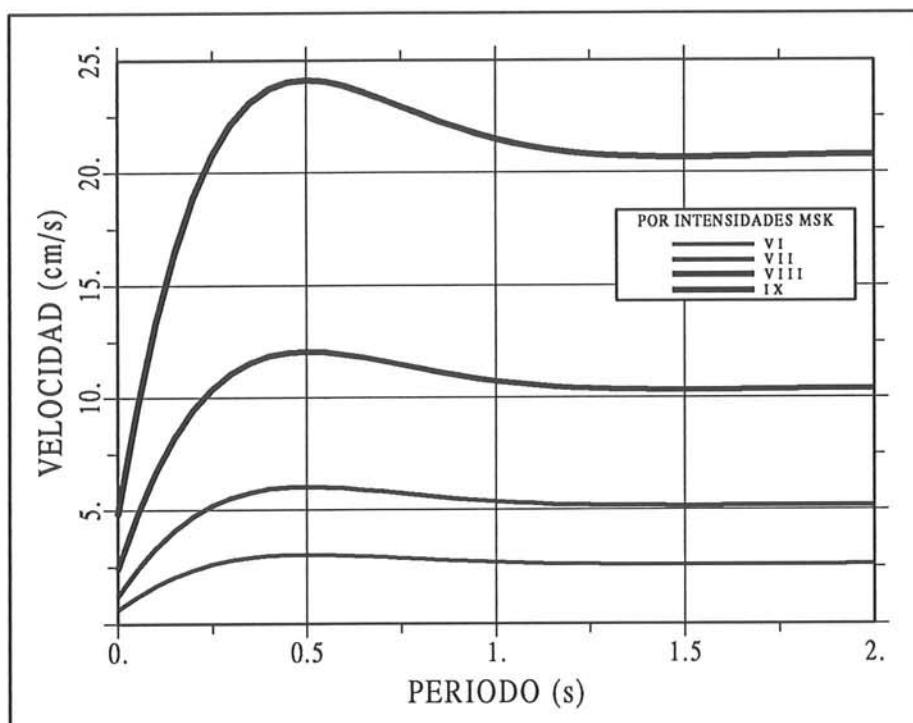


Figura 3.3 Espectros de respuesta en velocidades de la norma P.D.S.-1 1974.

Nivel de Intensidad I	Desplazamiento (cm)	Velocidad (cm/s)	Aceleración (cm/s^2)	Coef. C
V	0.12	1.5	18.9	0.02
VI	0.24	3.0	37.7	0.04
VII	0.48	6.0	75.4	0.08
VIII	0.96	12.0	150.7	0.15
IX	1.91	24.0	301.4	0.30

Tabla 3.2 Valores espectrales de la norma P.D.S.-1 (1974) en desplazamientos, velocidades y aceleraciones para $T = 0.5$ s.

La definición del espectro de aceleraciones que utiliza la ecuación (3.17) proviene de una simplificación del espectro expresado anteriormente, utilizando para ello el *coeficiente sísmico s* el cual se expresa mediante

$$s = \alpha \beta \eta \delta \leq 0.20 \quad (3.22)$$

donde sus factores se determinan según los siguientes aspectos:

- factor de intensidad α , el cual depende del nivel de intensidad del movimiento sísmico considerado y del periodo en riesgo de la estructura, evaluándose mediante la expresión

$$\alpha = C R \quad (3.23)$$

donde C es el coeficiente sísmico básico de la tabla 3.2 para el cual, utilizando diferentes valores de T , puede realizarse una aproximación, corrigiendo C mediante

$$C_g = \frac{C}{2T} \quad \text{para } T > 0.5 \text{ s} \quad (3.24)$$

siendo esta expresión aplicable para todos los modos de vibración. La norma acepta la utilización de solamente los tres primeros modos, considerando como límites inferiores los valores de 0.5 para el primero y 0.25 para los restantes. En cuanto al periodo en riesgo R de la estructura, la norma adopta un valor de acuerdo a la tabla 3.3. En este estudio se considerará un valor de R igual a 1.

Tabla 3.3 Valores de R para diferentes niveles de intensidad y tiempos de exposición en años.

Nivel de Intensidad I	50 años	100 años	200 años	500 años
<i>VII</i>	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>VIII</i>	0.90	0.99	1.00	1.00
<i>IX</i>	0.72	0.92	0.99	1.00
<i>X</i>	0.53	0.78	0.95	1.00

- factor de respuesta β , el cual depende del periodo de vibración del modo correspondiente, el cual se calcula mediante

$$\beta = \frac{B}{\sqrt[3]{T}} \not< 0.5 \text{ s} \quad (3.25)$$

donde B toma el valor de 0.6 para el caso de edificios con plantas bastante subdivididas con tabiquerías y muros, tales como edificios de viviendas y similares, y 0.8 para edificios con plantas poco subdivididas con tabiquerías tales como edificios docentes, almacenes y similares. En el presente estudio se tomará un valor promedio de B igual a 0.7.

- factor de distribución η , el cual trata de considerar la distribución de cargas en altura del cortante basal, factor que no es necesario si se está considerando un análisis modal dinámico como el que se utilizará en este estudio.
- factor de cimentación δ , el cual depende de la naturaleza del terreno y del tipo de cimentación. En este estudio se considerará un valor de $\delta = 1$, correspondiente a un tipo de suelo medio y cimentación de zapatas.

3.6.2 Normativa Sismo-resistente NCSE-94 vigente

Se describe a continuación la nueva normativa sismo-resistente, vigente mediante Real Decreto No 2543/1994. En esta norma, la aceleración sísmica de cálculo a_c está definida como⁽³²⁾

$$a_c = \rho a_b \quad (3.26)$$

donde a_b es la aceleración sísmica básica para un periodo de retorno de 500 años, cuya distribución en el territorio español se especifica en la misma norma. El cálculo de la peligrosidad sísmica se ha realizado a partir de los datos del catálogo sísmico del Instituto Geográfico Nacional, actualizados hasta diciembre de 1984, y donde, para determinar la aceleración básica a partir de la intensidad MSK, se ha considerado la siguiente correlación:

$$\log_{10} a_b = 0.30103 I - 0.2321 \quad (3.27)$$

donde a_b viene expresada en gals (10^{-2} m/s^2). El parámetro ρ es un coeficiente adimensional de riesgo, el cual depende del periodo de vida (t años) de diseño de la estructura, y se determina mediante la expresión

$$\rho = (t/50)^{0.37} \quad (3.28)$$

Para este estudio se tomará el valor $t = 50$ años.

El espectro elástico de respuesta de un oscilador armónico simple, con un amortiguamiento del 5% respecto al crítico, viene definido por la ordenada del espectro $\alpha(T)$, la cual representa el cociente entre la aceleración absoluta del oscilador elástico lineal (S_a) y la máxima aceleración del movimiento del terreno que se aplica en su base (a_c). Los valores de la ordenada espectral vienen determinados por tres tramos característicos de la siguiente manera:

- tramo de periodos bajos ($T < T_o$)

$$\alpha(T) = 1.0 + [\alpha(T_o) - 1.0] T/T_o \quad (3.29)$$

- tramo de periodos intermedios ($T_o \leq T \leq T_1$)

$$\alpha(T) = \alpha(T_o) \quad (3.30)$$

- tramo de periodos altos ($T > T_1$):

$$\alpha(T) = \alpha(T_o) T_1/T \quad (3.31)$$

El valor de $\alpha(T_o)$, T_o y T_1 vienen expresados mediante

$$\alpha(T_o) = (3C - 3.8) (K - 1.25) + 2.30 \quad (3.32)$$

$$T_o = 0.125 C + 0.2 K - 0.175 \quad (3.33)$$

$$T_1 = \frac{0.215 K (5C - 1)}{\alpha(T_o)} \quad (3.34)$$

donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura en segundos, C el coeficiente que caracteriza al terreno existente en los primeros 30 metros bajo la cimentación, el cual toma los valores de 1.0 para suelos tipo 1 (con velocidad de ondas de compresión mayores a 2200 m/s., más de 40 golpes en el ensayo S.P.T. o una resistencia en punta del penetrómetro superior a 20 MPa), 1.4 para suelos tipo 2 (con velocidad de ondas de compresión mayores a 1200 m/s., suelos granulares con más de 10 golpes en el S.P.T. y resistencia en punta mayor a 8 MPa, o suelos cohesivos con resistencia a compresión simple superior a 0.2 Mpa) y 1.8 para suelos tipo 3 (suelos tipo 2 bajo nivel frehático o suelos que no alcanzan propiedades de suelo tipo 2); en este estudio se considerará un valor promedio de 1.4. Por otro lado, el valor de K es un coeficiente de contribución (con valores entre 1.0 y 1.5), que considera la influencia en la peligrosidad sísmica del lugar de estudio, de los terremotos provenientes de la falla Azores-Gibraltar, valor que se encuentra tabulado en la norma para cada región; para los fines de este estudio se ha tomado como 1. Para distintos valores de C y K se grafican las ordenadas espectrales en la figura 3.4⁽³²⁾.

Finalmente, los anteriores espectros pueden modificarse en función del valor de la fracción del amortiguamiento crítico Ω distinto al 5%, multiplicando el valor de $\alpha(T)$ por la expresión

$$\nu = (5/\Omega)^{0.4} \quad \text{para } T \geq T_o \quad (3.35)$$

mientras que para valores de $T < T_o$, las ordenadas espectrales se interpolarán linealmente entre los valores correspondientes a $T = 0$ y $T = T_o$. Valores recomendados para el valor de Ω en edificios de mampostería se pueden encontrar en las referencias (21,26,33), variando entre 5 a 10%, e incluso hasta 16% para intensidades altas.

Adicionalmente, para el análisis modal la norma establece algunos factores adicionales, afectando el valor de la aceleración de la siguiente forma:

$$S_{a_{i\max}} = \alpha(T_i) \nu \eta_{ij} k_i a_c / \mu \quad \text{con } \mu \leq 4 \quad (3.36)$$

donde $S_{a_{i\max}}$ es la componente del vector de aceleración máxima asociada al modo de vibración i , η_{ij} es el factor de distribución de las cargas en la altura,

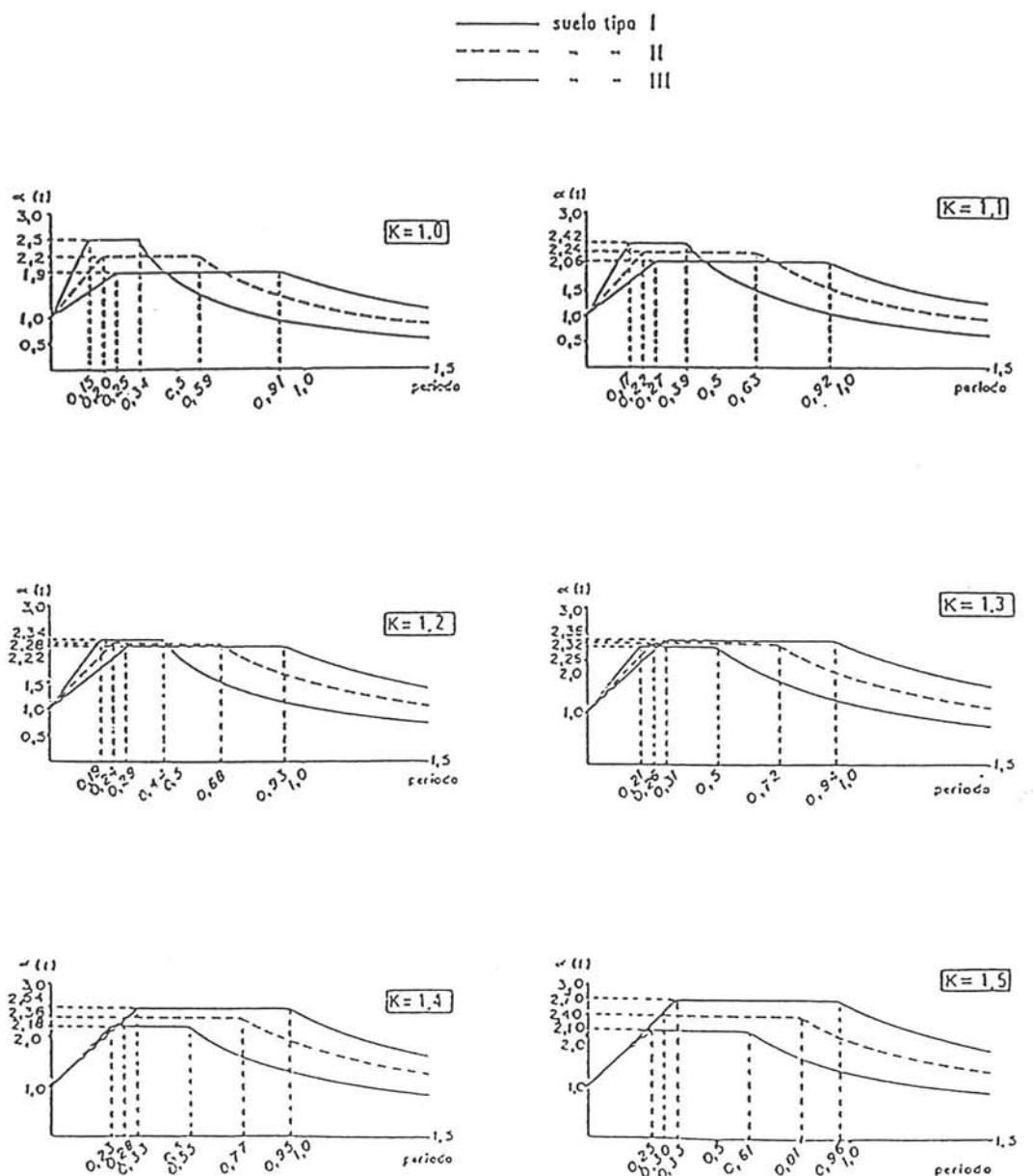


Figura 3.4 Espectros elásticos de respuesta de la norma NCSE-1994⁽³²⁾.

el cual no se considera si se realiza un análisis dinámico como el que se pretende realizar; k_i es un coeficiente que adopta los siguientes valores:

$$k_i = \mu/\nu \quad \text{para} \quad T_i = 0 \quad (3.37)$$

$$k_i = 1 \quad \text{para} \quad T_i \geq T_o \quad (3.38)$$

$$k_i = \frac{1}{\beta \alpha(T_i)} [1 + (\beta \alpha(T_o) - 1)(\frac{T_i}{T_o})] \quad \text{para } 0 < T_i < T_o \quad (3.39)$$

donde $\beta = \nu/\mu$. El valor de ν se describió en la ecuación (3.35). El factor μ es el coeficiente de comportamiento por ductilidad de la estructura, el cual, para edificios de mampostería puede tomar valores entre 1 y 2^(16,26,32).

3.7 DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DAÑO

Una vez definidos todos los edificios hipotéticos con todas sus propiedades, se procede a elaborar el programa DAÑO, el cual lee el archivo de resultados del programa *ALEAM* y realiza, para cada uno de los edificios descritos, los siguientes cálculos:

- Cálculo de los períodos y modos de vibración, resolviendo el problema de valores y vectores propios o eigenvalores, que en el caso de que los autovectores estén normalizados puede escribirse como

$$(K - \omega^2 M) \Phi = 0 \quad (3.40)$$

Puesto que solo se requiere resolver los tres primeros modos de vibración, en lugar de proceder a la solución completa de dichas ecuaciones se utilizará una técnica numérica de solución iterativa, basada en el método de búsqueda del determinante mediante la subrutina *DSEARC* descrita en la referencia (2), con lo que se consigue un considerable ahorro en tiempo y en memoria de ordenador, necesarios para resolver un gran número de sistemas de autovalores, tantos como edificios hipotéticos se pretendan analizar y como grados de libertad tengan dichos edificios.

- Cálculo de los valores máximos de los espectros de las normativas españolas, siguiendo todos los aspectos discutidos en los apartados 3.6.1 y 3.6.2, prefiriéndose utilizar el máximo que se obtenga de las dos normativas para el edificio en cuestión, y para cada nivel de intensidad macrosísmica, desde el grado VI hasta el grado IX en la escala MSK.
- Análisis modal dinámico de la estructura y obtención de los desplazamientos y fuerzas modales máximas para cada modo de vibración y para cada nivel de aceleración espectral considerada.
- Determinación del cortante de piso que actúa en cada nivel, que será el utilizado como solicitud lateral del piso para el caso de edificios con flexibilidad despreciable de forjados. Para los restantes casos, se calcula únicamente el cortante basal total en la base.

- Aplicación del modelo de comportamiento de Abrams, determinando el índice global de daño del edificio en cuestión, para cada nivel de intensidad macro-sísmica en la escala MSK. Se toman en cuenta además, todas las consideraciones referentes al pandeo lateral, evaluación de cargas críticas, etc.

Como se puede advertir, la tarea del ordenador es significativa, dependiendo del número de edificios generados con *ALEAM*. Luego de correr DAÑO, se tendrán generados los puntos en el plano cartesiano, definido por el índice de vulnerabilidad en abscisas y el índice de daño en ordenadas. El proceso de obtención de resultados, su interpretación, su tratamiento y su análisis estadístico se describe en el siguiente apartado.

3.8 INFORMACIÓN OBTENIDA, TRATAMIENTO ESTADÍSTICO Y RESULTADOS

3.8.1 Simulación para intensidad VII MSK

Considerando que se dispone de la primera función de vulnerabilidad observada en territorio español, descrita en el capítulo 1 y representada en la figura 1.3 del mismo, resulta interesante realizar la simulación primeramente para la intensidad de la cual se dispone la función observada, es decir, para grado VII MSK. Para ello, se genera la información de 60 edificios hipotéticos y se calcula el índice de vulnerabilidad I_v correspondiente, mediante el programa *ALEAM*. Posteriormente, se utiliza el programa DAÑO para evaluar el índice de daño D de tales edificios para ese nivel de intensidad, mediante el proceso descrito anteriormente y, utilizando los puntos resultantes en el plano, se realiza un análisis regresional, del mismo orden que el utilizado en la obtención de la función de vulnerabilidad observada, a fin de ajustar los datos y obtener la curva de vulnerabilidad calculada. El resultado de esta fase se esquematiza en la figura 3.5, en la cual se grafican tanto los puntos representativos de los edificios hipotéticos, su ajuste regresional de tercer orden mediante técnicas de mínimos cuadrados (trazo grueso), así como también la función de vulnerabilidad observada, con el propósito de realizar una comparación (trazo delgado). Nótese también, que cada punto de la gráfica puede representar uno o varios edificios, dada la posibilidad de generar y simular edificios con índices de vulnerabilidad y daño similares.

Como puede observarse, el ajuste obtenido es bastante similar a la curva observada para los rangos del I_v menores a 100; sin embargo, para valores mayores, la curva simulada puede alcanzar valores más altos o más bajos que la observada. Aquí deben considerarse dos aspectos. El primero de ellos es, que la validez de la curva observada está, en cierta forma, avalada por datos reales, por lo que se debe considerar que la simulada mediante el modelo matemático es la que no se ajusta adecuadamente a la “real”. El segundo es, que la evaluación del índice de vulnerabilidad I_v utiliza los pesos W_i en la expresión (1.4) del capítulo 1; dichos pesos han sido propuestos por Benedetti y Petrini^(14,34) (tabla 1.1), los cuales

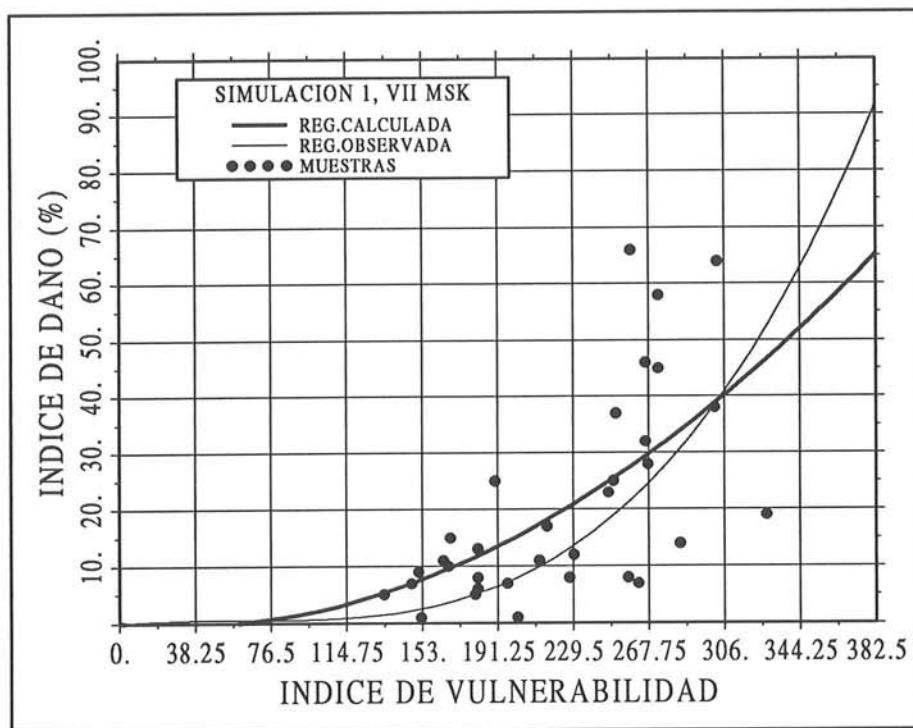


Figura 3.5 Primera simulación de edificios para intensidad VII MSK y comparación con la función de vulnerabilidad observada.

han sido expresados en base a la experiencia de estos autores en daños ocasionados por sismos en edificios italianos. Braga *et al.*⁽³⁵⁾ realiza una corrección para mejorar los ajustes de sus curvas observadas, mediante un análisis regresional multivariable, suponiendo una dependencia lineal entre I_v y el índice de daño D , identificando los parámetros que mayor influencia producen en la determinación de I_v y despreciando los restantes. No parece ser muy adecuada la suposición de la dependencia lineal, ni tampoco el suprimir parámetros que son parte del método, pues no tendrían luego posibilidad de comparación con otros estudios similares y, más aún, no podría verificarse la validez de su suposición, puesto que realiza una completa variación del método, tanto en número de parámetros como en calificaciones posibles.

Tomando en cuenta todos estos aspectos, se propone en este estudio un método de “calibración” de la función de vulnerabilidad calculada, a partir de la función de vulnerabilidad observada. Lo que se propone es variar los pesos W_i , pero manteniendo la relación de proporción entre ellos puesto que, en este aspecto es donde el método jerarquiza los parámetros que tienen mayor influencia en el daño esperado en un edificio y, dicha jerarquización proviene directamente de la experiencia de los autores del método⁽³⁴⁾. La calibración propuesta puede realizarse “llevando” la curva simulada hacia la observada mediante el siguiente procedimiento:

- Considerando como datos los valores del índice de daño D de todos los edificios generados, se calcula el índice de vulnerabilidad que cada uno de ellos deberían tener para ubicarse sobre la función observada. Esto se puede lograr mediante una búsqueda, para cada edificio, de las raíces del polinomio de tercer orden que describe la curva de vulnerabilidad observada descrita anteriormente. La función matemática de la curva de vulnerabilidad observada puede expresarse en la forma⁽¹⁾

$$2.76 \times 10^{-6} I_v^3 - 5.0335 \times 10^{-4} I_v^2 + 0.02959505 I_v - (D + 0.08823776) = 0 \quad (3.41)$$

recordando, que la gran cantidad de decimales es necesaria por los valores altos que alcanza el índice de vulnerabilidad, aún más, elevándolos a potencias superiores a uno. Dado que el valor de D es conocido para cada edificio, la ecuación se resuelve para obtener el valor incógnita I_v . Realizando este proceso de búsqueda de raíces, se observa que solamente una de ellas es real, por lo que no existen problemas de indeterminación. Es necesario elaborar un pequeño programa que realice toda esta labor de una manera eficiente, debido a la cantidad de cálculos que se deben realizar.

- Una vez obtenido el valor de I_v que deberían tener los edificios hipotéticos y recordando la expresión (1.4):

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i$$

se procede a realizar un proceso matemático de inversión generalizada condicional. Para ello se utiliza el sistema de ecuaciones lineales generado por (1.4), cada ecuación de forma similar a la anterior y una para cada edificio, en las cuales se conocen los valores de I_v y K_i . Para realizar la inversión generalizada condicionada, se elabora una subrutina del proceso⁽³⁶⁾. Se consideran además 10 ecuaciones de restricción, cuyo papel es el de mantener las proporciones originales entre los pesos W_i de la escala propuesta por Benedetti y Petrini⁽³⁴⁾, de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} W_1 &= W_5 & W_5 &= W_7 & W_7 &= W_9 & W_9 &= W_{11} & W_2 &= W_8 \\ W_2 &= W_{10} & W_3 &= 2W_4 & W_5 &= 2W_6 & W_6 &= 2W_8 & W_3 &= 3W_6 \end{aligned} \quad (3.42)$$

- Como resultado de la inversión generalizada se obtienen nuevos valores de W_i , los cuales se introducen como datos en el programa *ALEAM*, con el que se vuelve a generar otros 60 edificios y a calcular sus índices de vulnerabilidad. Mediante el programa DAÑO, se calculan los nuevos valores del índice de daño D , con los que, mediante un ajuste regresional del mismo orden que

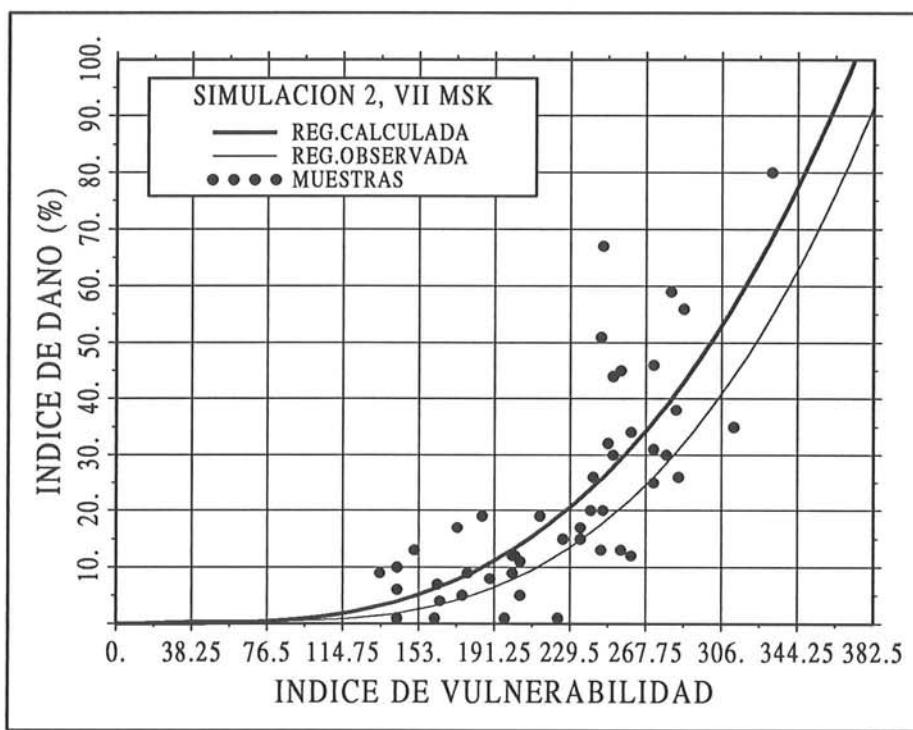


Figura 3.6 Segunda simulación de edificios para intensidad VII MSK y comparación con la función observada.

el anterior, se obtiene una nueva curva simulada; dicha curva es comparada con la observada en la figura 3.6.

- Como se puede apreciar, la forma de las curvas es bastante parecida, aunque existe un desfase; tal situación sugiere que la convergencia del método de calibración propuesto aquí se puede alcanzar. Por lo tanto, es necesario realizar una nueva iteración del proceso de ajuste, siguiendo todo el procedimiento descrito anteriormente: búsqueda de raíces de los polinomios de tercer orden, inversión generalizada condicional y análisis polinomial regresional. De esta nueva iteración se obtienen otros valores de W_i , los cuales se presentan en la tabla 3.4, junto a los de la primera iteración y a los originales propuestos por Benedetti y Petrini⁽³⁴⁾.
- De la misma forma, con los nuevos pesos se generan nuevos edificios, se realizan los cálculos y se efectúa el análisis regresional, obteniéndose la nueva función simulada, la cual es comparada con la observada en la figura 3.7. El coeficiente de correlación de la regresión polinomial de la curva así obtenida, es del orden del 90%, muy similar al que se obtuvo en la regresión de la función de vulnerabilidad observada en el estudio de la referencia (1).

Se puede ver claramente que la similitud entre las curvas es excelente. Si se desea una mayor exactitud, puede realizarse una nueva iteración; sin embargo,

Tabla 3.4 Valores de W_i originales de la escala propuesta por Benedetti y Petrini⁽³⁴⁾ y del proceso de calibración iterativo efectuado.

Peso W_i	Originales Benedetti y Petrini	Iteración 1	Iteración 2
1	1.00	1.015	1.095
2	0.25	0.254	0.274
3	1.50	1.523	1.643
4	0.75	0.762	0.821
5	1.00	1.015	1.095
6	0.50	0.508	0.548
7	1.00	1.015	1.095
8	0.25	0.254	0.274
9	1.00	1.015	1.095
10	0.25	0.254	0.274
11	1.00	1.015	1.095

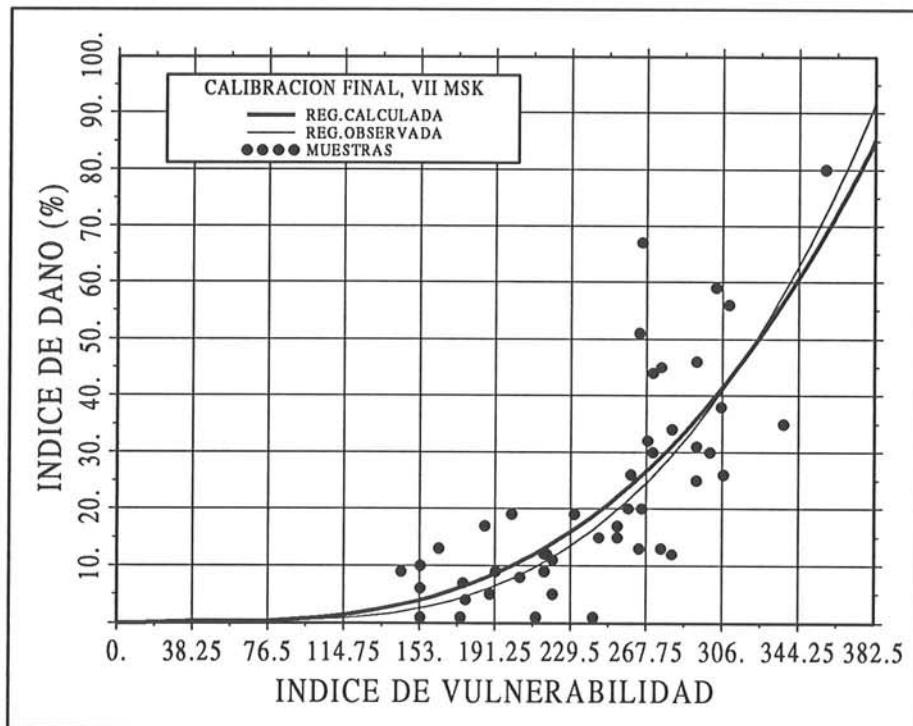


Figura 3.7 Simulación final de edificios para intensidad VII MSK y comparación con la función observada.

las dos iteraciones siguientes arrojaron pesos W_i que difieren solamente a partir de la cuarta cifra decimal con relación a la segunda iteración. Se considera entonces que el proceso ha convergido, finalizado de esta manera la calibración y entrándose a continuación en la etapa del análisis probabilista del proceso. Todo el proceso de simulación esquematizado se presenta en la figura 3.8.

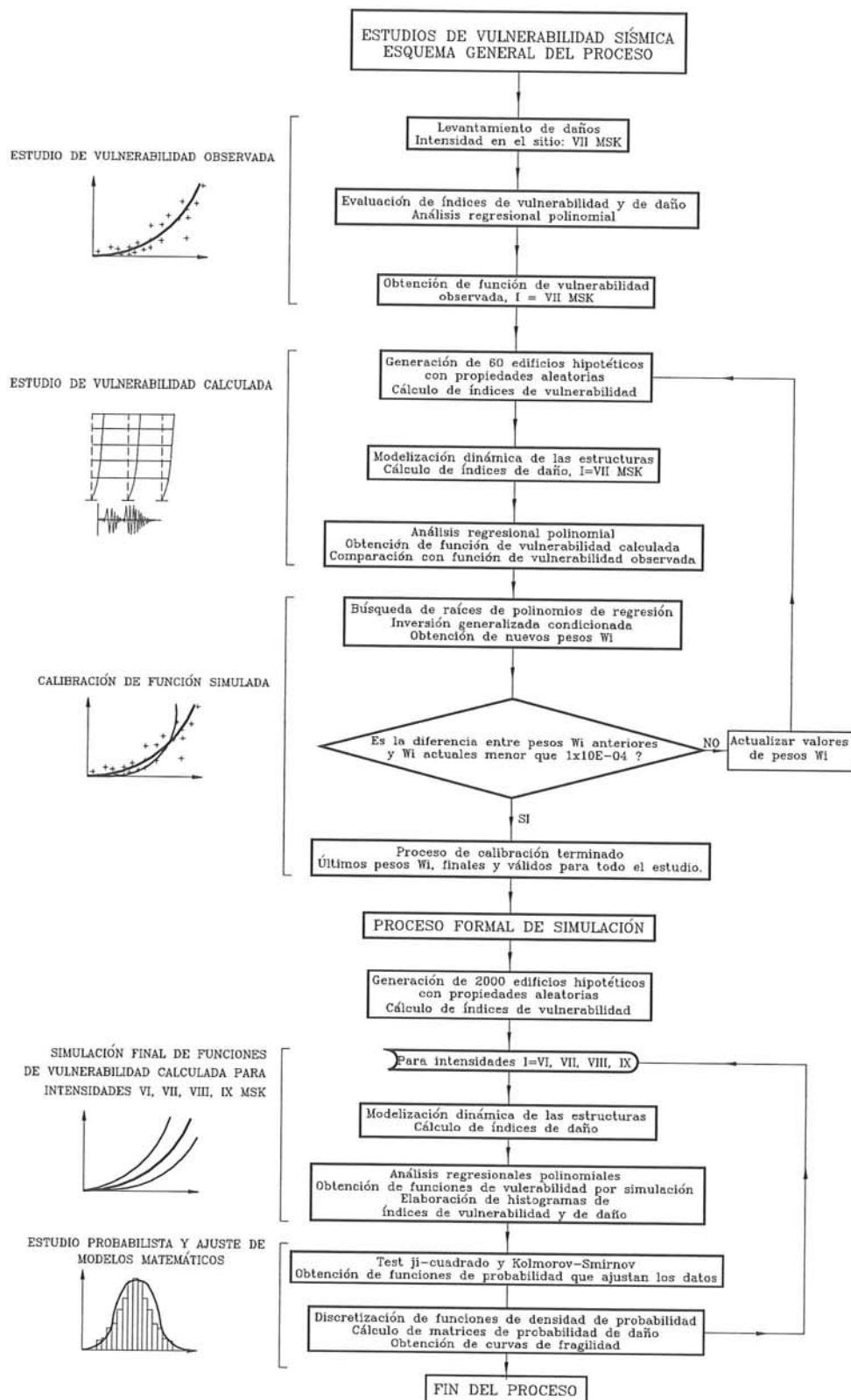


Figura 3.8 Esquema general del proceso de simulación realizado.

3.8.2 Estudio probabilista de los resultados de la simulación para intensidad VII MSK; Método de Montecarlo

Una vez calibrados los pesos W_i del método italiano a la realidad de las construcciones en España, se procede entonces a realizar una simulación más formal y de mayor envergadura. La generación previa de tan solo 60 valores se realizó con el objeto de simplificar el desarrollo de los análisis polinomiales regresionales y las inversiones generalizadas necesarias para la calibración, ya que, al aumentar el número de simulaciones, se aumenta de manera no proporcional la cantidad de cálculos estructurales, el orden de la matriz que entra al proceso de inversión, el orden de los análisis regresionales, etc., con el consiguiente aumento considerable del tiempo de computación necesario, indicándose además que dicho aumento no es lineal respecto al número de edificios simulados. Por ello, una vez calibrado eficazmente el proceso, se entra en la fase formal de simulación, en la que se genera la información completa de unos 2000 edificios hipotéticos. En la figura 3.9 se muestran los puntos generados y la regresión polinomial obtenida para el grado de intensidad VII MSK. Existen casos en los que cada punto de la gráfica representan también varios puntos con similares índices de vulnerabilidad y de daño. El coeficiente de correlación, aunque baje alrededor del 80%, se considera adecuado. Piénsese que las correlaciones obtenidas por algunos autores como Braga *et al.*⁽³⁵⁾, Angeletti *et al.*⁽³⁷⁾, etc., en estudios realizados a partir de datos observados, los coeficientes obtenidos fluctúan entre el 60% y el 85%^(14,35,37).

La primera fase del proceso de simulación realizado consistió en la generación aleatoria de los parámetros que intervienen en la determinación del índice de vulnerabilidad, los cuales provienen de una distribución uniforme de probabilidades. Posteriormente, utilizando una combinación lineal ponderada mediante los pesos calibrados, se obtiene el índice de vulnerabilidad. Un histograma de frecuencias relativas con todos los datos de los índices de vulnerabilidad generados puede observarse en la figura 3.10, en la que se ha superpuesto la gráfica de la distribución normal. La figura 3.11 muestra el diagrama de frecuencias acumuladas de los datos de la figura anterior, así como la función de distribución normal superpuesta, mientras que la figura 3.12 es una representación, en escala probabilista, de la figura 3.11.

Como puede apreciarse, los datos se aproximan muy bien a la distribución normal. Ésto no es una coincidencia, pues lo que se ha cumplido es el *teorema central del límite*, uno de los resultados más importantes de la Teoría de las Probabilidades. El significado de dicho teorema es que, si tenemos n variables aleatorias independientes, en este caso los parámetros del método italiano, de modo que sus distribuciones de probabilidad coincidan, la suma de esas variables tiende a la distribución normal. Sin embargo de que, en este caso, existen dos parámetros que no son independientes (el 2 y el 11 de la metodología), porque así se ha dispuesto, aún así se observa dicha tendencia. Muchos autores consideran que el teorema es válido en situaciones mucho más generales, en donde los

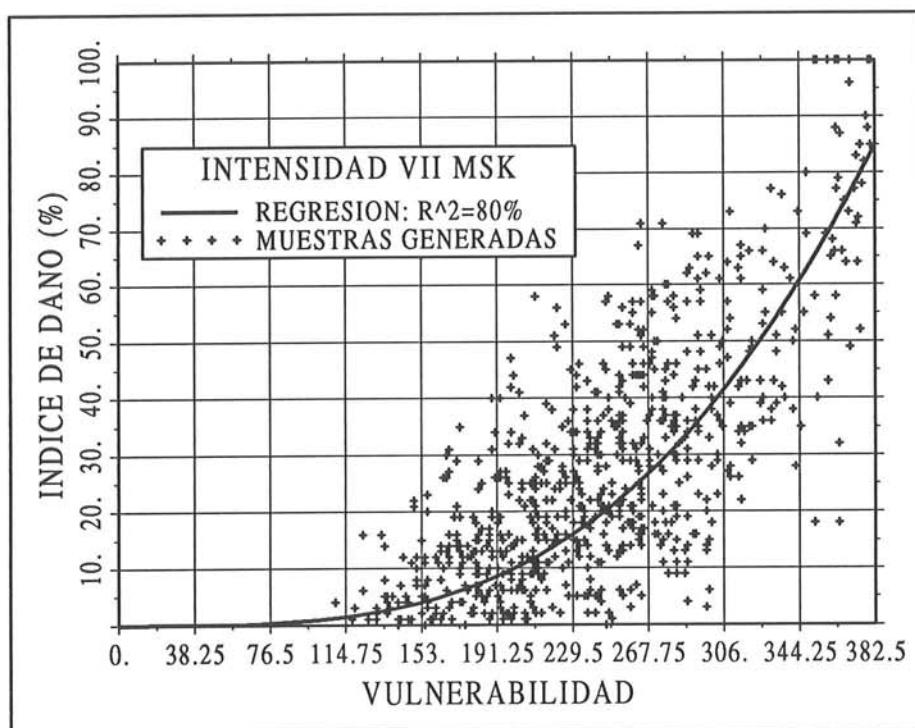


Figura 3.9 Simulación final de edificios y regresión polinómica para intensidad VII MSK.

sumandos pueden incluso no ser idénticos e independientes, pero sí es necesario que cada sumando no influya considerablemente en el total, que es exactamente lo que ocurre en este caso^(38,39,40).

El teorema anterior está inmerso dentro de lo que se conoce como el *Método de Montecarlo o método de las pruebas estadísticas*, que en realidad es el método que se está empleando para realizar la simulación. El simular mediante un proceso determinista, los resultados de muchos experimentos repetitivos a partir de datos de entrada obtenidos de manera probabilista y el buscar una ley de probabilidad que se ajuste al fenómeno y, por tanto, lo represente es, en pocas palabras, la técnica de simulación por Montecarlo⁽⁴¹⁾. Bolotin⁽⁴²⁾ manifiesta que, ante la dificultad de obtener suficiente información estadística de los daños ocasionados por los terremotos, con el fin de evaluar el comportamiento de las estructuras bajo la acción sísmica, es necesario realizar un tratamiento automático-estadístico mediante simulación por Montecarlo, como única manera de obtener la información numérica necesaria para realizar estudios de evaluación del riesgo sísmico. La aplicación de dicho método hacia los estudios probabilistas de vulnerabilidad consisten en una combinación aproximada, analítico-matemática, la cual utiliza la aleatorización de todos los parámetros involucrados, realiza una simulación automatizada y efectúa un tratamiento estadístico de los resultados, mediante

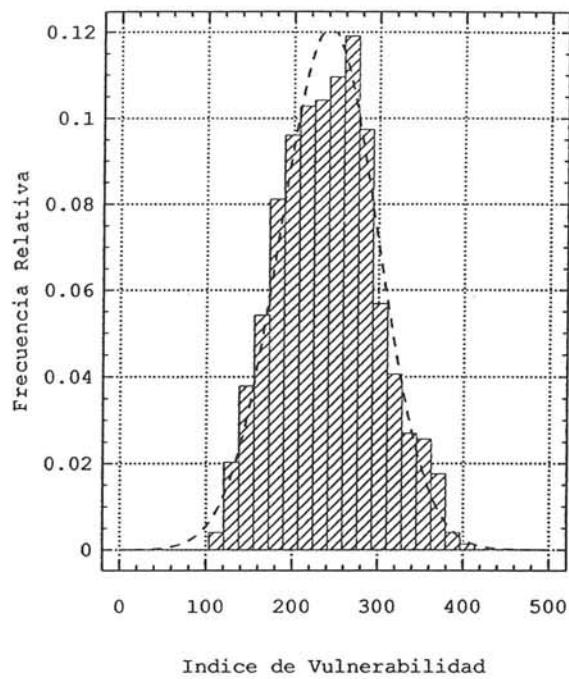


Figura 3.10 Histograma de frecuencias y ajuste a una distribución normal para el índice de vulnerabilidad.

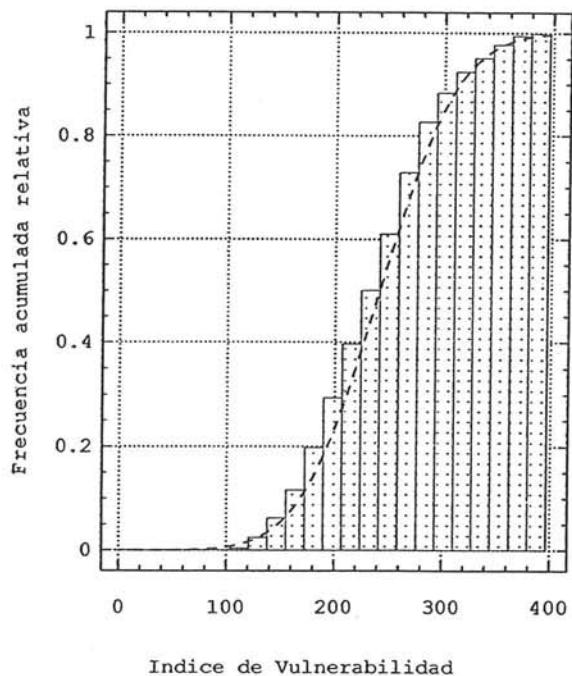


Figura 3.11 Frecuencias acumuladas y ajuste a una función de distribución normal para el índice de vulnerabilidad.

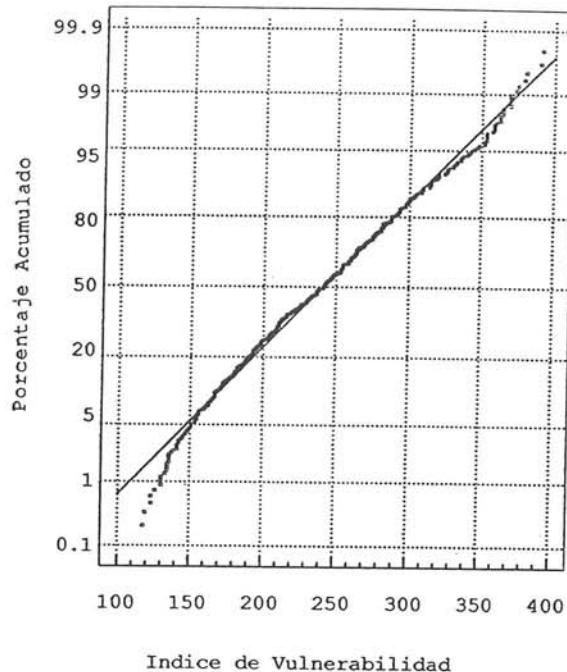


Figura 3.12 Frecuencias acumuladas y función de distribución normal para el índice de vulnerabilidad, en escala probabilista.

el uso de distribuciones asintóticas de probabilidad, las cuales ayudarán a resolver las dificultades de la evaluación de la vulnerabilidad y por consiguiente contribuirán a los estudios de riesgo sísmico⁽⁴²⁾. Lo que viene a continuación es entonces, realizar dicho tratamiento probabilista y mostrar su utilidad en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, por ende, en la evaluación del riesgo.

La expresión probabilista para el cálculo del riesgo sísmico específico, en la cual se encuentra involucrado el método del índice de vulnerabilidad, se escribe como

$$F(\bar{d}) = \int_0^{\bar{d}} \int_0^{I_{v\max}} \int_0^{I_{\max}} f(d | I_v, I) f(I_v) f(I) dI dI_v dd \quad (3.43)$$

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 .

Las figuras anteriores no hacen sino expresar el término $f(I_v)$, aunque no matemáticamente, pues a pesar de que a simple vista el histograma de frecuencias del índice de vulnerabilidad es muy parecido a la distribución normal (figura

3.10), lo que es más evidente al examinar el diagrama de frecuencias acumuladas (figura 3.11) y el diagrama en escala probabilista (figura 3.12), aún no se ha establecido matemáticamente que dicha distribución sea o no aceptada como un modelo satisfactorio que se ajuste a los datos disponibles. Para demostrarlo, se necesita realizar alguna prueba de bondad del ajuste que verifique el modelo a utilizar.

Para realizar tal prueba se utilizarán los que en la teoría de probabilidades se denominan *contrastos de significancia*, los cuales permiten determinar si los datos se desvían una cantidad estadísticamente significativa respecto al modelo de predicción. En otras palabras, dichos contrastes permiten descartar modelos, más no permiten determinar el mejor de los modelos aceptables. El estudiar cuál es la bondad del ajuste de un modelo a los datos, parte de la hipótesis de que dicho modelo se ajusta a ellos. Se determina entonces un parámetro (estadígrafo) como medida de la desviación del modelo hacia los datos, estableciéndose un valor c tal que, de ser verdadera la hipótesis, una desviación mayor que c tendrá una pequeña probabilidad de ocurrir (*nivel de significancia*). De esta manera, si se produce una desviación mayor que c , se dudará de que la hipótesis sea cierta, rechazándose el modelo; por el contrario, si la desviación no excede el valor de c , no se debe descartar dicho modelo⁽⁴³⁾.

De los contrastes más usuales, el *test ji cuadrado* (χ^2) de Pearson y el *test de Kolmogorov-Smirnov* son los que se considerarán. Ambos utilizan un estadígrafo que relaciona las desviaciones del histograma de datos respecto a los valores de la distribución matemática (test χ^2) o respecto a las desviaciones entre el histograma de frecuencias acumulado de datos y la función de densidad del modelo matemático (Kolmogorov-Smirnov). Para evaluar la probabilidad con que el estadígrafo difiere o no del valor de c , se utiliza la función de densidad de probabilidad de la distribución ji-cuadrado (test χ^2) dada por la ecuación⁽⁴¹⁾

$$f(x) = \frac{1}{2^{n/2} \Gamma(n/2)} x^{(n/2)-1} e^{-x/2}, \quad 0 \leq x < \infty \\ f(x) = 0, \quad x > 0 \quad (3.44)$$

o mediante la función de densidad de probabilidad de la distribución dada por

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \Pr(D_n \leq x\sqrt{n}) = 1 - 2 \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^{(i-1)} e^{(-2i^2 x^2)}, \quad x > 0 \quad (3.45)$$

para el test de Kolmogorov-Smirnov⁽⁴⁴⁾. En las dos ecuaciones anteriores, n es el número de datos y x la variable, mientras que en la ecuación (3.44), Γ es la función gamma y en la (3.45) D_n es el estadígrafo analizado.

Para utilizar estas pruebas, es necesario definir el nivel de significancia α , cuyo valor típico es 0.01 o 0.05⁽⁴⁵⁾, aunque suele también considerarse suficiente

0.10, dependiendo del problema analizado⁽⁴⁴⁾. Comúnmente, el valor de α suele representarse como porcentaje, es decir, sus valores típicos serán 1, 5 o 10%. Una vez definido el nivel de significancia se obtiene inmediatamente el valor límite c . Entonces se encuentra el estadígrafo de desviación y se compara con c ; si resulta ser mayor, el modelo debe ser rechazado; por el contrario, si es menor, no debe descartarse dicho modelo.

El contraste de significancia de Kolmogorov-Smirnov presenta varias ventajas sobre el contraste χ^2 , ya que el primero no agrupa los datos para luego comparar intervalos discretos, sino que compara todos los datos directamente sin alterarlos. Así mismo, el estadígrafo del test de Kolmogorov-Smirnov es más sencillo de evaluar pero, por otro lado, es estrictamente válido para distribuciones continuas; a pesar de ello se lo utiliza frecuentemente para distribuciones discretas⁽⁴¹⁾.

Así pues, se han aplicado ambos test a la distribución del índice de vulnerabilidad, observándose que la distribución normal se ajusta para un nivel de significancia del 5%. Los estudios realizados mediante evaluaciones post-terremoto, como los realizados por Benedetti *et al.*⁽¹⁴⁾, obtienen también este mismo resultado. Se ha definido de esta manera el parámetro $f(I_v)$ necesario para la evaluación de la ecuación (3.43) del riesgo sísmico.

En cuanto al parámetro $f(I)$, dicha función de densidad se obtiene a partir de los estudios de peligrosidad sísmica. Podría utilizarse, por ejemplo, un ajuste de la distribución derivado de la relación entre el número anual de eventos de intensidad mayor o igual a un valor I y el valor de la intensidad I , o también, la probabilidad intrínseca de los mapas de peligrosidad sísmica expresada mediante períodos de retorno. En todo caso, se supondrá que $f(I)$ es un elemento conocido para la ecuación (3.43). El último paso es determinar el término $f(d | I_v, I)$, que representa la función de densidad del daño, condicionada por I_v y por I .

Benedetti *et al.*⁽¹⁴⁾ ha observado que, para determinados intervalos de ΔI y de ΔI_v , la distribución del daño condicionada sobre ellos tiende a ser normal, por lo que es posible discretizar la ecuación (3.43). Ésto 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 en tres dimensiones, concluyendo que la ecuación (3.43) puede discretizarse de la siguiente manera:

$$P[d_i < d < d_{i+1}] = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P[d_i < d < d_{i+1} | I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}, I_k < I < I_{k+1}] \times P[I_{v_j} < I_v < I_{v_{j+1}}] \times P[I_k < I < I_{k+1}] \quad (3.46)$$

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 a partir de estudios de peligrosidad) comprendida entre los rangos indicados; m es el número total de intervalos ΔI_v y n el número total de intervalos ΔI considerados⁽¹⁴⁾.

Por ahora, solo se considerará la simulación realizada para la intensidad VII, es decir, que los valores de k y n de la ecuación (3.46) serán iguales a 6. Se subdivide la escala del índice de vulnerabilidad en intervalos de ancho de banda 50 y utilizando todos los datos del índice de daño D que se encuentran dentro de dichas bandas, se realiza un histograma de frecuencias. Posteriormente, se consideran los posibles modelos probabilistas que se ajusten a los datos, es decir, que aprueben los contrastes de significancia anteriormente discutidos, con un nivel de significancia α del 5% y para casos muy extremos con $\alpha = 10\%$. Las gráficas de dichos histogramas con los modelos que pueden ajustarlos, se presentan en las figuras 3.13 a 3.17 inclusives.

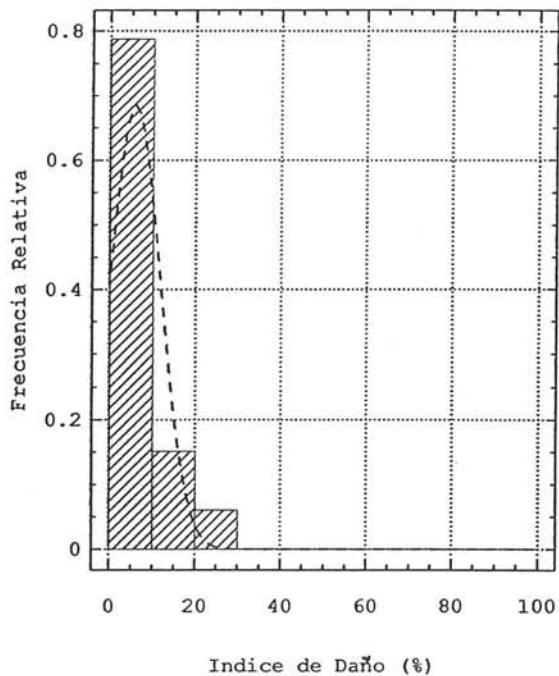


Figura 3.13 Histograma de frecuencias y distribución normal del daño para valores del índice de vulnerabilidad entre [100,150], I=VII MSK.

En los edificios cuyos valores del índice de vulnerabilidad se encuentran entre 0 y 100, y superiores a 350, se dan dos casos particulares que deben estudiarse por separado:

- a) Para el rango entre 0 y 100, los valores del índice de daño que se obtienen para la intensidad VII MSK son de aproximadamente 1% y tienen dispersiones muy pequeñas. Esto responde a la idea de que estos edificios tienen la mejor

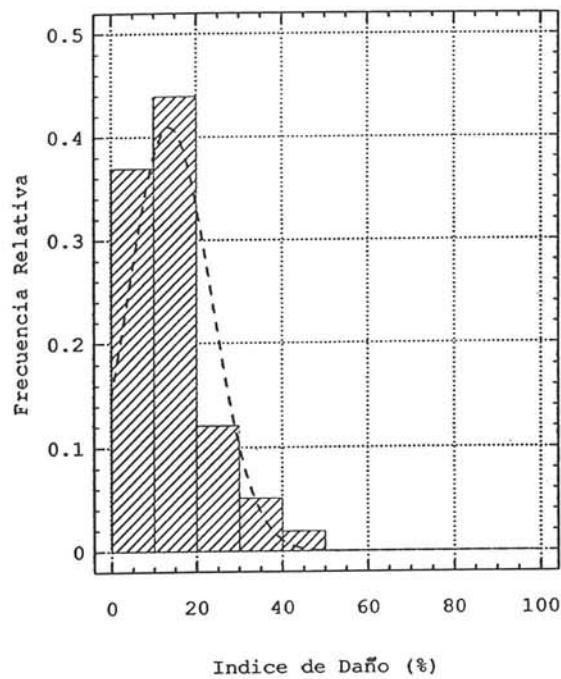


Figura 3.14 Histograma de frecuencias y distribución normal del daño para valores del índice de vulnerabilidad entre [150,200], I=VII MSK.

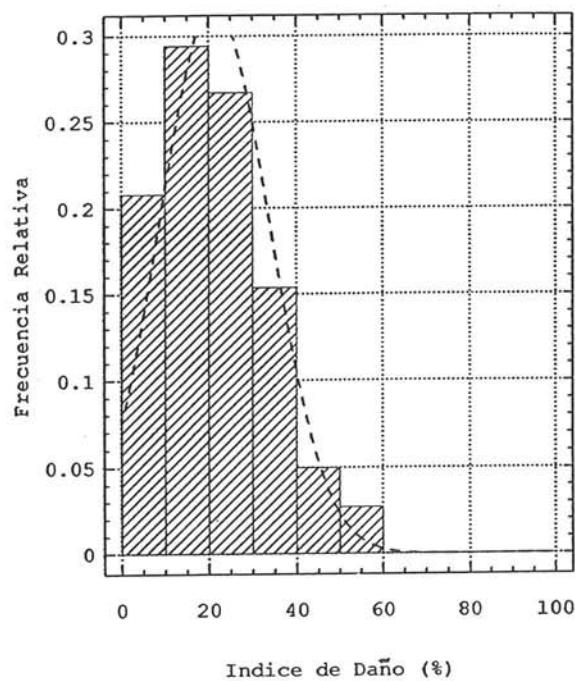


Figura 3.15 Histograma de frecuencias y distribución normal del daño para valores del índice de vulnerabilidad entre [200,250], I=VII MSK.

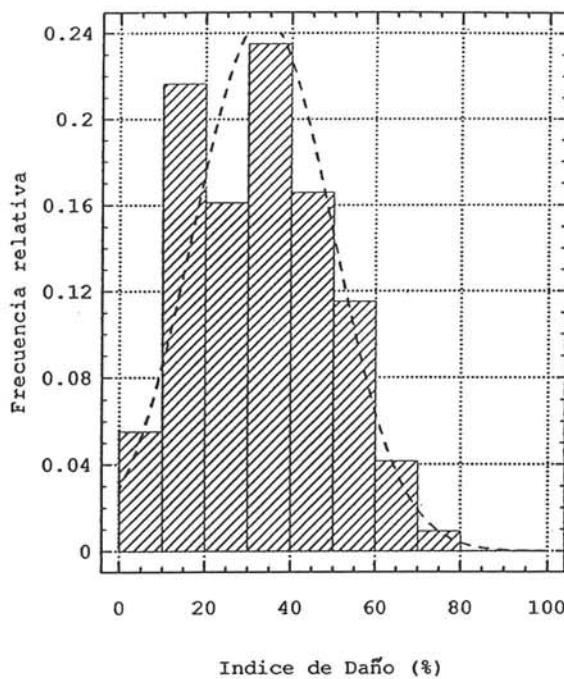


Figura 3.16 Histograma de frecuencias y distribución normal del daño para valores del índice de vulnerabilidad entre [250,300], I=VII MSK.

calidad y presentarán el mejor comportamiento ante la solicitación sísmica, de tal forma que el daño que pueda producirse es despreciable. Esta idea ha llevado a la definición del “*umbral del daño mínimo*”, que es el límite del índice de daño bajo el cual este mismo índice es despreciable. Su definición ha sido necesaria debido a la dificultad de poder expresar con exactitud su valor^(46,47).

- b) Para el rango superior a 350 los valores corresponden a los extremos del índice de vulnerabilidad, los cuales indican las peores estructuras con prácticamente todos los problemas sísmicos que se pudieran presentar en un edificio y por ello, llegan fácilmente a valores del 100% del índice de daño. También aquí se produce una dispersión muy pequeña, lo que dificulta un ajuste adecuado. Este aspecto lo han enfatizado algunos estudios, por lo que se sugiere no estudiarlo probabilísticamente^(48,49).

Como se observará más adelante, la solución de la problemática de estas dos bandas de valores se resuelve fácilmente, con tan solo la observación de los resultados que se obtienen para el resto de bandas.

Del análisis de las figuras anteriores puede verse que la distribución normal se ajusta de manera adecuada a todos los casos excepto en uno, en el cual no pudo cumplirse el contraste χ^2 , pero sí el Kolmogorov-Smirnov, por lo que se prefirió adoptar la distribución lognormal que sí los cumplía. Con ello se comprueba

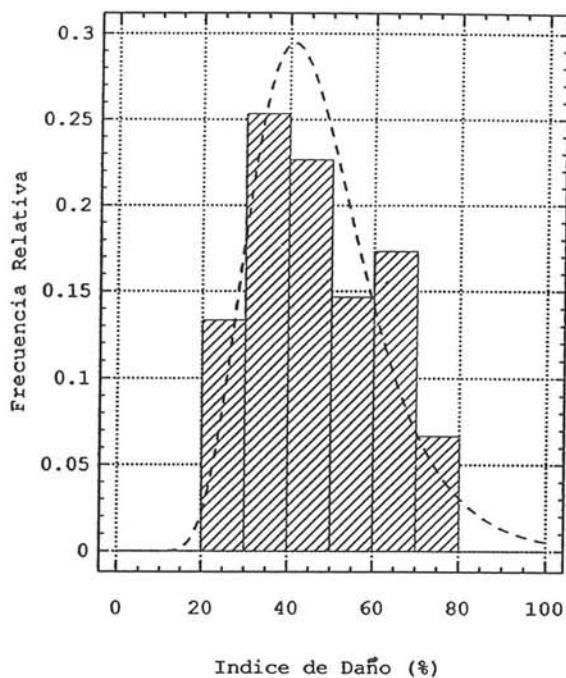


Figura 3.17 Histograma de frecuencias y distribución lognormal del daño para valores del índice de vulnerabilidad entre [300,350], I=VII MSK.

una vez más lo que diversos investigadores como Benedetti *et al.*⁽¹⁴⁾, Dowrick⁽⁴⁸⁾, Dowrick y Rhoades⁽⁴⁹⁾, etc., han observado en casos reales de evaluaciones post-terremoto a gran escala.

Si se acepta la hipótesis de que los modelos matemáticos se ajustan a los datos simulados, se puede evaluar la función de densidad de daño condicionada por el I_v y por D , que no es más que una evaluación de la función de densidad de los modelos ajustados. Puede entonces calcularse la triple integral de la ecuación (3.43), reemplazando las funciones matemáticas de los modelos del índice de daño obtenidos ($f(d | I_v, I)$), del modelo del índice de vulnerabilidad ($f(I_v)$) y la función de densidad de la intensidad ($f(I)$) que proviene de la peligrosidad, realizar la convolución y el proceso de la evaluación del riesgo sísmico específico habrá culminado. Para facilitar la evaluación de la convolución, puede aceptarse la discretización realizada en la ecuación (3.46) y con ello, obtener matrices de probabilidad para rangos discretizados, mediante la evaluación de las respectivas funciones de densidad de los modelos; de esta manera, el proceso de convolución se convierte en una serie de operaciones más sencillas de realizar con valores de probabilidades, de la siguiente manera:

- discretizando la función de densidad del índice de vulnerabilidad, se obtendrán los valores que se encuentran en la tabla 3.5
- discretizando la función de densidad de los modelos que ajustan los datos del

Tabla 3.5 Valores de $f(I_v)$ discretizada, del modelo ajustado a los datos simulados mediante una distribución normal.

Rango de I_v	Valor de $f(I_v)$
0 – 100	0.0064
100 – 150	0.0475
150 – 200	0.1795
200 – 250	0.3273
250 – 300	0.2885
300 – 350	0.1229
> 350	0.0228

índice de daño, se obtendrá la matriz de la tabla 3.6. En el eje horizontal se encuentran los rangos de discretización del índice de daño en bandas de 20%, tal como lo hace la escala MSK y en el vertical los rangos del índice de vulnerabilidad considerados.

Tabla 3.6 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, del modelo ajustado a los datos simulados I=VII MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100 – 150	0.838	0.008	0.000	0.000	0.000
150 – 200	0.660	0.257	0.004	0.000	0.000
200 – 250	0.413	0.473	0.068	0.001	0.000
250 – 300	0.183	0.455	0.293	0.048	0.002
300 – 350	0.005	0.344	0.467	0.149	0.029
> 350	0.000	0.000	0.015	0.276	0.467

En la tabla 3.6 se ha recurrido al análisis probabilista del rango de valores de $I_v > 350$ para los valores de la última fila, sin embargo, para la primera ($I_v < 100$) se infieren sus valores, tomando en consideración lo expresado anteriormente y estudiando la lógica de los valores de la siguiente fila. Claramente, el valor de la función de densidad tiende a 1 para índices de daño de hasta el 20% y los restantes serán cero, pues no hay valores que sobrepasen dicho valor sea cual fuere la distribución que teóricamente se ajuste.

Otro resultado interesante puede surgir si se realiza un histograma genérico de la totalidad de los datos simulados, sin importar su índice de vulnerabilidad. El resultado puede observarse en las figuras 3.18 y 3.19, donde se aprecia que el modelo que mejor se ajusta a los datos es el de la distribución Weibull. Mediante la evaluación de la función de densidad de dicha distribución matemática, se obtienen las probabilidades de alcanzar rangos de daño promedio, de las estructuras de mampostería en general, para un nivel de intensidad de VII MSK. Para observar mejor que dicha distribución resulta ser una media de todas las distribuciones halladas para los diferentes rangos, se grafican superpuestas en

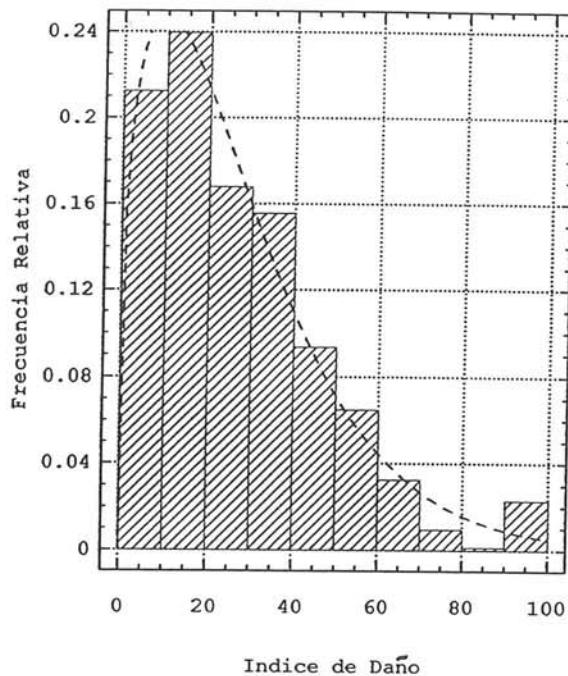


Figura 3.18 Histograma de frecuencias y distribución de Weibull del daño para todos los valores del índice de vulnerabilidad, I=VII MSK.

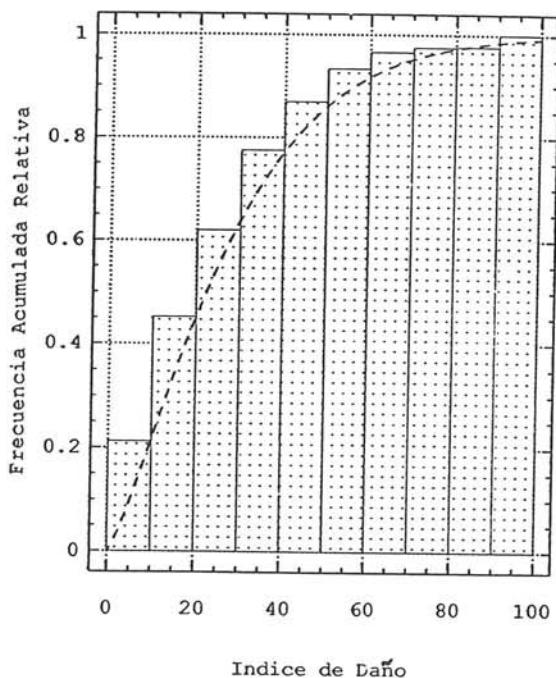


Figura 3.19 Histograma de frecuencias acumuladas y función de densidad de la distribución Weibull del daño para todos los valores del índice de vulnerabilidad, I=VII MSK.

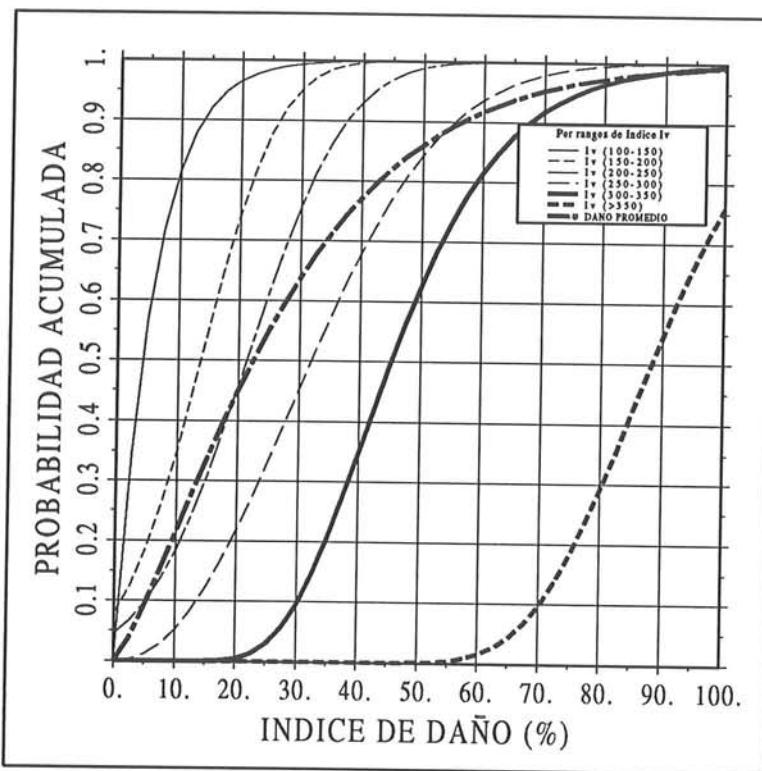


Figura 3.20 Curvas de fragilidad de las distribuciones utilizadas para diversos rangos de vulnerabilidades y función de distribución promedio para todos los valores del índice de vulnerabilidad, I=VII MSK.

forma de funciones de densidad como se muestra en la figura 3.20. Este tipo de curvas suelen denominarse *curvas de fragilidad*⁽⁵⁰⁾.

3.8.3 Estudio probabilista de los resultados de la simulación para intensidades VI, VIII y IX MSK

Una vez realizado todo el proceso de simulación por ordenador correspondiente al apartado anterior, se efectúan varias simulaciones para los niveles de intensidad VI, VIII y IX MSK. El proceso es exactamente igual al utilizado para el nivel VII, con la salvedad de que no se dispone de curvas observadas que permitan calibrar las curvas simuladas; sin embargo, se parte de los pesos calibrados obtenidos para el nivel VII, con lo cual se espera obtener curvas que representen adecuadamente el fenómeno para la intensidad considerada. Para ello, se han generado dos mil edificios hipotéticos más, se ha determinado el índice de daño que sufren para cada nivel de intensidad y se han obtenido las curvas de vulnerabilidad correspondientes a la metodología italiana. Se ha procedido luego al análisis probabilista, es decir, a elaborar histogramas de frecuencias, ajustes de modelos matemáticos y comprobaciones mediante los contrastes de significancia, adoptándose los mejores modelos, para luego realizar la evaluación de las funciones de densidad de probabilidad y, finalmente, obtener los valores de la función

de densidad del daño condicionada por el índice de vulnerabilidad y la intensidad del sismo. Los resultados que se presentan en la figura 3.21 incluyen las funciones de vulnerabilidad simuladas, todas ellas representando regresiones polinómicas en la forma⁽⁵¹⁾

$$D(\%) = a_1 + a_2 I_v + a_3 I_v^2 + a_4 I_v^3 \quad (3.47)$$

En dicha gráfica se superponen también, en líneas discontinuas, las funciones propuestas por Angeletti *et al.*⁽³⁷⁾. En la tabla 3.7 se presentan los valores de los coeficientes de las regresiones, así como los índices de correlación obtenidos. Cabe anotar la necesidad de incluir un número bastante grande de decimales, debido a los elevados valores que puede alcanzar el índice de vulnerabilidad.

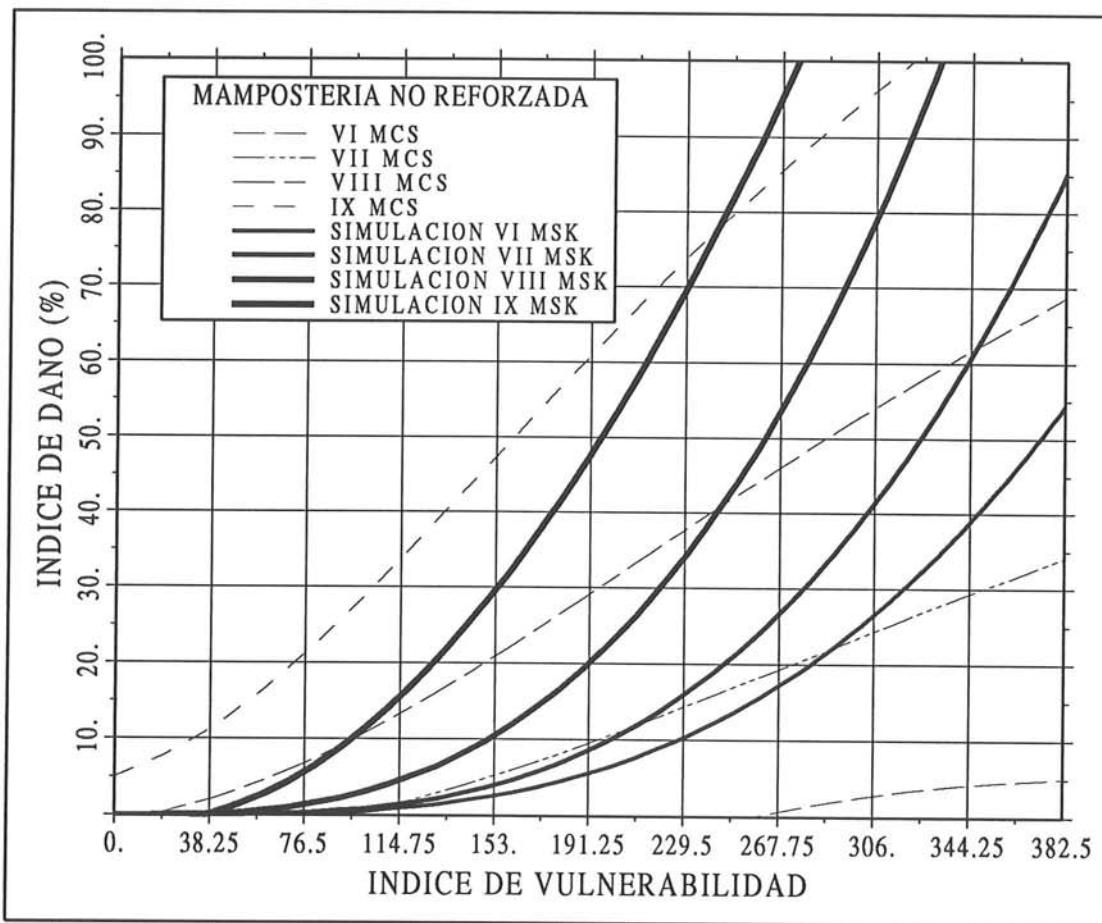


Figura 3.21 Funciones de vulnerabilidad obtenidas por simulación, para mampostería no reforzada y diferentes escalas de intensidad MSK⁽⁵¹⁾. En trazos discontinuos se representan las curvas italianas, propuestas por Angeletti *et al.*⁽³⁷⁾

Intensidad	a_1	a_2	a_3	a_4	Correl
VI	0.02	0.00115144	-0.00007704	0.00000117	80%
VII	0.02	0.00396271	-0.00014492	0.00000187	89%
VIII	-0.10	-0.00112200	0.00007070	0.00000254	88%
IX	-0.78	-0.03608463	0.00161535	-0.00000053	91%

Tabla 3.7 Valores de los coeficientes de las regresiones polinómicas utilizadas e índice de correlación alcanzado.

Por otro lado, en las tablas 3.8, 3.9 y 3.10 se presentan los valores de la función de densidad del daño, condicionada para un determinado índice de vulnerabilidad I_v y el nivel de intensidad I correspondiente (similares a la tabla 3.6), para los mismos rangos de valores considerados.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100 – 150	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150 – 200	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
200 – 250	0.731	0.223	0.007	0.000	0.000
250 – 300	0.421	0.522	0.038	0.000	0.000
300 – 350	0.119	0.728	0.143	0.010	0.001
> 350	0.000	0.027	0.608	0.340	0.025

Tabla 3.8 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, de los modelos ajustados a los datos simulados, $I=VI$ MSK.

$f(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100 – 150	0.976	0.002	0.000	0.000	0.000
150 – 200	0.540	0.409	0.015	0.000	0.000
200 – 250	0.124	0.244	0.285	0.198	0.082
250 – 300	0.010	0.083	0.280	0.377	0.203
300 – 350	0.000	0.000	0.000	0.115	0.813
> 350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 3.9 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, de los modelos ajustado a los datos simulados, $I=VIII$ MSK.

Finalmente, puede también realizarse un estudio del daño promedio, similar al realizado para construir las figuras 3.18, 3.19 y 3.20, pero ahora para cada grado de intensidad macrosísmica. Si se evalúan las funciones de densidad del daño de los modelos que se ajusten a los histogramas, discretizadas para diferentes rangos del índice de daño y para cada intensidad de terremoto, pueden expresarse los resultados como matrices de probabilidad de daño, las cuales se

$P(d I_v, I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
0 – 100	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100 – 150	0.445	0.555	0.000	0.000	0.000
150 – 200	0.068	0.263	0.389	0.221	0.048
200 – 250	0.000	0.000	0.024	0.447	0.496
250 – 300	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
300 – 350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
> 350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Tabla 3.10 Valores de $f(d | I_v, I)$ discretizados, de los modelos ajustado a los datos simulados, I=IX MSK.

presentan en la tabla 3.11. En dicha tabla se muestran los valores de probabilidad mencionados, para los mismos rangos del índice de daño que se han estado empleando hasta ahora. Para propósitos comparativos, se presentan también en la tabla 3.12 los resultados del estudio realizado por Gürkan *et al.*⁽⁵²⁾, a partir de los levantamientos del daño de más de 30.000 edificios ocasionados por terremotos ocurridos en los últimos 30 años en Turquía.

$P(d I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 80	80 – 100
VIMSK	0.75	0.21	0.01	0.00	0.00
VIIMSK	0.45	0.32	0.14	0.06	0.02
VIIIMSK	0.15	0.25	0.33	0.20	0.07
IXMSK	0.00	0.05	0.10	0.42	0.43

Tabla 3.11 Matriz de probabilidad de daño obtenida del modelo ajustado a la totalidad de los datos, para varias intensidades.

$P(d I)$	0 – 20	20 – 40	40 – 60	60 – 100
VIMSK	0.80	0.15	0.05	0.00
VIIMSK	0.40	0.35	0.23	0.02
VIIIMSK	0.20	0.30	0.40	0.10
IXMSK	0.05	0.15	0.50	0.30

Tabla 3.12 Matriz de probabilidad de daño para edificios de mampostería de ladrillo propuesta por Gürkan *et al.*⁽⁵²⁾

3.9 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS FINALES DE LA SIMULACIÓN

Cada casillero de la tabla 3.5 representa la probabilidad de obtener un valor de índice de vulnerabilidad entre los límites superior e inferior correspondiente, mientras que cada casillero de la tabla 3.6 representa la probabilidad de obtener un índice de daño entre dos límites, condicionada para un valor del índice de

vulnerabilidad dentro de un rango dado, para los casos en los cuales la intensidad del terremoto supera el nivel VI y alcanza el VII en la escala MSK. Si se dispone de los valores de la función de densidad de la intensidad discretizada para valores entre el nivel VI y el nivel VII y para varios períodos de retorno, la solución completa de la ecuación (3.46) se podría realizar como una serie de productos acumulados, pudiéndose expresar un resultado como por ejemplo: “existe una probabilidad del 30% de que se produzca un daño superior al 20%, pero inferior al 40%, en estructuras de mampostería no reforzada, cuyo índice de vulnerabilidad sea mayor que 200 pero menor que 250, si se llega a producir un terremoto que en el sitio de emplazamiento de dicha estructura supere la intensidad VI pero que no sea mayor que VII MSK, para un periodo de retorno de 50 años”. El mismo tipo de resultado se obtendrá para otras intensidades, considerando los valores de las tablas de la 3.8, 3.9 y 3.10.

Dependiendo de los rangos considerados para la discretización, puede también hablarse de una probabilidad acumulada. Un ejemplo del resultado podría tener esta forma: “existe una probabilidad del 80% de que se produzcan índices de daño de hasta un 70% (o un 20% de probabilidad de que al menos se alcance el 70% de daño) en estructuras de mampostería no reforzada cuyos índices de vulnerabilidad se encuentran en el rango de valores entre 200 y 300, si se produce un sismo que supere la intensidad VIII pero que no sea mayor que IX MSK, para un periodo de retorno de 500 años”.

El resultado anterior es de extraordinaria importancia puesto que, además de expresar el daño esperado para un nivel de probabilidad, permite observar claramente cómo una intervención en las estructuras puede contribuir a la mitigación del riesgo. Por ejemplo, un reforzamiento en las estructuras con índices de vulnerabilidad en un rango determinado puede hacer disminuir considerablemente este valor, obtener una diferente distribución del I_v que tienda hacia valores más bajos y, por lo tanto, los niveles de daño se reducen, o las probabilidades de obtener rangos de daños altos se reducen, para la misma intensidad y con el mismo periodo de retorno asociado. Así mismo, dicho resultado puede fácilmente multiplicarse por el coste de la estructura en riesgo y obtener las pérdidas económicas posibles con su respectiva probabilidad. Este resultado puede también ser decisivo a la hora de tomar decisiones acerca de la conveniencia de una inversión en el reforzamiento de la estructura y acerca del costo de reposición de las mismas.

En conclusión, para la evaluación del riesgo sísmico específico de una zona se necesita obtener, tanto la distribución del índice de vulnerabilidad de los edificios de dicha zona, que será característica propia de la misma, como la distribución de intensidades. A partir de estos datos pueden ajustarse modelos probabilistas y entrar en el proceso de cálculo, ya sea de convolución de las funciones de densidad de probabilidad o mediante operaciones más sencillas, realizando la discretización de las funciones de densidad de las distribuciones mencionadas. Para esta discretización se utilizan como valores de las funciones de densidad de daño condicionada y discretizada, los presentados en las tablas 3.6, 3.8, 3.9 y 3.10,

según el nivel de la intensidad del terremoto considerado. Esto proporcionará una matriz de probabilidad de daño en tres dimensiones, con los niveles de daño, los rangos de vulnerabilidades y las intensidades macrosísmicas. Si se dispone además de una base de información relativa al coste económico de las estructuras en riesgo, podrán obtenerse directamente los resultados completos del estudio de riesgo sísmico para la zona en cuestión.

Otro mecanismo para la evaluación del riesgo sísmico es el utilizar los denominados escenarios de daño, que no son más que esquemas gráficos del proceso de convolución, los cuales muestran todos los niveles de daño alcanzables según los valores de la intensidad considerada, haciendo uso de las funciones de vulnerabilidad obtenidas en este estudio (figura 3.21); la probabilidad de desarrollar dichos escenarios vendrá dada por el periodo de retorno del terremoto cuya intensidad se considere.

Sobre las funciones de vulnerabilidad obtenidas mediante la simulación en el ordenador (figura 3.21), puede observarse que proporcionan valores del índice de daño más altos que las propuestas por Angeletti *et al.*⁽³⁷⁾ para niveles de intensidad VI y VII, mientras que, para niveles más altos (VIII y IX) los valores del índice de daño proporcionado por unas u otras depende del rango de valores del índice de vulnerabilidad considerado. Sin embargo, es interesante también notar que todas las curvas, tanto las simuladas como las italianas, están dentro de una cierta zona común del plano cartesiano, lo que indica que, al menos, no existe una abrumadora discrepancia entre ellas. Otra característica importante es, que las curvas simuladas tienen siempre pendiente creciente positiva, mientras que las italianas presentan una pendiente creciente positiva tan sólo en su primera fase, observándose más tarde un punto de inflexión y luego un cambio hacia una pendiente decreciente positiva. La razón de este punto de inflexión y la tendencia posterior de las curvas italianas no es muy comprensible, mas bien podría pensarse que mientras peor sea la calidad de los edificios, es decir, mientras aumente el valor del índice de vulnerabilidad de los mismos, su comportamiento ante cargas laterales debe empeorar, no linealmente, sino de una manera más drástica, como en efecto sucede en los resultados conseguidos mediante el modelo utilizado para la simulación.

Si se analiza el distanciamiento entre las curvas italianas pertenecientes a distinta intensidad, puede apreciarse una relativa separación constante entre unas y otras, característica que no ocurre en el caso de las curvas simuladas. Lo que se observa es que, conforme aumenta la intensidad del terremoto, aumenta también la distancia entre dichas curvas. Este fenómeno podría explicarse, debido a la no linealidad de los grados de la escala de intensidad⁽⁵³⁾. Sin embargo, se debe destacar que las funciones italianas se han obtenido a partir del estudio estadístico de casos reales para intensidades VII y IX MCS, mientras que para el resto de niveles, las curvas han sido interpoladas⁽³⁷⁾.

Un último aspecto que hay que mencionar sobre las curvas italianas es que no parten del origen de coordenadas, es decir que, en teoría, existe un valor del

índice de daño distinto de cero (como en el caso de la curva de intensidad IX), para una estructura con un hipotético índice de vulnerabilidad nulo. Este hecho físicamente no es posible, por lo que se debió tomar en cuenta en las regresiones realizadas por los investigadores italianos.

Finalmente, estudiando el análisis global efectuado en las figuras 3.18 y 3.19, puede observarse que el resultado representa un valor promedio del índice de daño que se puede alcanzar una vez ocurrido un sismo, lo cual se comprueba al graficar las curvas de fragilidad (figura 3.20); dicho valor promedio no depende entonces, del índice de vulnerabilidad. El valor promedio así obtenido puede ser muy útil a la hora de las primeras y rápidas evaluaciones que se necesitan inmediatamente después de ocurrido el terremoto, permitiendo una rápida estimación del tamaño promedio de las pérdidas de toda una zona⁽⁵⁴⁾. Así mismo, discretizando la función de densidad del modelo que se ajusta, pueden obtenerse matrices de probabilidad de daño, como la de la tabla 3.11, similares a las que se obtienen mediante otros métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras. Si se comparan estos resultados con los obtenidos por Gürkan *et al.*⁽⁵²⁾ (tabla 3.12), puede observarse una relativa similitud entre los valores, especialmente para las intensidades VI, VII y VIII, no así para la intensidad IX. Las diferencias entre todos los valores se deben básicamente a la diferente distribución de vulnerabilidades de los edificios, puesto que la distribución aquí utilizada proviene de valores de parámetros aleatorios, mientras que los edificios de Turquía no tienen porqué responder a la misma distribución obtenida y ajustada mediante la simulación. A pesar de que Gürkan *et al.*⁽⁵²⁾, no utilizaron el método del índice de vulnerabilidad, sino que simplemente utilizaron otro tipo de método, clasificando los edificios en diferentes tipologías y para los cuales realizaron un estudio estadístico de los valores del daño observado, la relativa similitud entre ciertos valores de las matrices de probabilidad de daño es indicativo de que los otros métodos pueden tratarse como un caso particular de la metodología italiana. Puede, por consiguiente, plantearse que el método del índice de vulnerabilidad es mucho más general y más eficiente para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, comparado con otros métodos.

Como se ha podido observar, la simulación por ordenador ha reemplazado parcialmente a la información que debiera obtenerse de los estudios post-terremoto. La simulación de miles de edificios hipotéticos ha sido posible gracias a la relativa sencillez del modelo de comportamiento utilizado para la mampostería no reforzada. Los resultados obtenidos son bastante lógicos y dentro de lo que se esperaba; sin embargo, cabe anotar que siempre serán necesarios estudios post-terremoto, tanto para calibrar como para verificar la calibración que se realice en estudios de tipo analítico, como el que se ha desarrollado aquí. A pesar de que en la simulación se utilizan principios, fundamentos teóricos y modelos matemáticos respaldados por estudios experimentales, no dejan de ser modelos que contienen algunas hipótesis y simplificaciones, cuyos resultados necesitan ser calibrados con la realidad.

REFERENCIAS

1. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-12, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
2. A. H. Barbat y J. M. Canet, *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, 2^{da} ed., Barcelona, 1994.
3. J. A. Canas, J. J. Egozcue, A. H. Barbat, J. M. Canet y E. Banda, *Peligrosidad Sísmica en Cataluña*, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, 1991.
4. G. W. Housner, "Design Spectrum", *Earthquake Engineering*, editado por R. Wiegel, 93-106, Prentice-Hall, USA, 1970.
5. N. M. Newmark, J. A. Blume y K. K. Kapur, "Seismic design spectra for nuclear power plants", *Journal of The Power Division, ASCE*, 99(PO2), 287-303, 1973.
6. R. W. Clough y J. Penzien, *Dynamic of Structures*, McGraw Hill inc., New York, 1993.
7. D. Morić, "Possibility of making calculation simple in planning earthquake damage levels", *Proceedings of the Eighth European Conference on Earthquake Engineering*, 1, 2.3/41-2.3/48, Lisbon, 1986.
8. 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.
9. 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.
10. 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, 1992.
11. 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.
12. M. Tomažević, "Dynamic modeling of masonry buildings: Storey mechanism model as a simple alternative", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(6), 731-749, 1987.
13. A. W. Hendry, *Structural Masonry*, MacMillan Education Ltd., Londres, 1990.
14. 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.
15. R. Meli, *Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*, UNAM, México, 1975.
16. D. P. Abrams, "Strength and behaviour of unreinforced masonry elements", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 7, 3475-3480, Madrid, 1992.

17. M. Rufaiel y C. Meyer, "Analytical modeling of hysteretic behaviour of r/c frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, **113**(3), 429-444, 1987.
18. Y. S. Chung, "Automated Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Frames", *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, 1988.
19. Y. S. Chung, M. Sinozuka y C. Meyer, "Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", *Technical Report NCEER-88-0024*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1988.
20. 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.
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. A. Papoulis, *The Fourier Integral and its Applications*, McGraw Hill Inc., New York, 1962.
23. R. R. Craig, *Structural Dynamic and Introduction to Computer Methods*, John Wiley & Sons, New York, 1981.
24. M. Paz, *Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo*, Editorial Reverté S. A., Barcelona, 1992.
25. L. E. Wilson, A. Der Kiureghian y P. Bays, "A replacement for the SRSS method in seismic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **9**(2), 187-194, 1981.
26. L. Bozzo, *Estructuración Sísmica*, Curso de Máster en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural, Barcelona, 1994.
27. Comisión Permanente de Normas Sismoresistentes, *Norma Sismoresistente P. D. S.- 1 (1974)*, Instituto Geográfico Nacional, Madrid, 1978.
28. Alex H. Barbat y M. Paz, "Seismic code of Spain", *International Handbook of Earthquake Engineering, Codes, Programs and Examples*, editado por M. Paz, **31**, 431-446, Chapman & Hall, New York, 1994.
29. G. W. Housner, "Strong Ground Motions", *Earthquake Engineering*, editado por R. Wiegel, 75-91, Prentice-Hall, USA, 1970.
30. L. B. Pujades, *Análisis de los Movimientos Fuertes del Terreno*, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1994.
31. 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.
32. Real Decreto 2543/1994, *Norma Sismoresistente NCSE-1994*, Boletín Oficial del Estado núm 33, Madrid, Diciembre 1994.
33. A. C. Tena, "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms", *Earthquake Spectra*, **8**(2), 305-318, 1992.

34. D. Benedetti y V. Petrini, "Sulla vulnerabilitá sismica di edifici in muratura i proposte di un metodo di valutazione", *L'industria delle Construzioni*, **149**, 66-74, 1984.
35. 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.
36. IMSL, *Stat/Library, Fortran Subroutines for Statistical Analysis*, USA, 1987.
37. 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.
38. I. M. Sóbol, *Método de Montecarlo*, Editorial MIR, Moscú, 1976.
39. W. Guttman, *Introductory Engineering Statistics*, John Wiley & Sons, New York, 1982.
40. A. M. Law y D. Keton, *Simulation Modeling and Analysis*, McGraw Hill Co., New York, 1991.
41. J. R. Benjamin y C. A. Cornell, *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1970.
42. V. V. Bolotin, "Seismic risk assessment for structures with the Monte Carlo simulation", *Probabilistic Engineering Mechanics*, **8(3-4)**, 169-177, 1993.
43. E. Kreyszing, *Estadística Matemática*, Editorial Limusa, México, 1991.
44. Z. Karian y E. Dudewicz, *Modern Statistical Systems and GPSS Simulation*, Computed Science Press, New York, 1991.
45. E. I. Novikova y M. D. Trifunac, "The MMI and the geometry of the sedimentary basin as scaling parameters of the frequency dependent duration of strong ground motions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **12(4)**, 209-225, 1993.
46. 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.
47. 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.
48. D. Dowrick, "Damage cost for houses and farms as a function of intensity in The 1987 Edgecumbe Earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20(5)**, 455-469, 1991.
49. D. Dowrick y D. Rhoades, "Damage cost for commercial and industrial property as a function of intensity in The 1987 Edgecumbe Earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **22(10)**, 869-884, 1993.
50. H. H. M. Hwang y J. R. Huo, "Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves for Seismic Loss Estimation Studies", *Technical Report NCEER-94-0015*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1994.

51. F. Yépez, J. Canas, A. Barbat, A. Roca y X. Goula, "Seismic vulnerability evaluation in urban areas from observed damage", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, 1995.
52. P. Gülgan, 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.
53. European Seismological Commision, "European Macroseismic Scale 1992", *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, 7, editado por G. Grünthal, Luxemburg, 1993.
54. 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.

CAPÍTULO 4

SIMULACIÓN DE ESCENARIOS DE DAÑO. APLICACIÓN A BARCELONA

4.1 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 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 los capítulos anteriores, 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. En el anterior capítulo se ha simulado el comportamiento de edificios de mampostería no reforzada frente a terremotos caracterizados por la intensidad macrosísmica, obteniéndose como resultado ambas posibilidades de expresar la vulnerabilidad. Sin embargo, la ventaja que presentan las funciones de vulnerabilidad es, que permiten desarrollar escenarios de daño propios de la zona bajo estudio. Dichos escenarios muestran, gráficamente, el daño promedio esperado en los edificios situados dentro del área considerada, si ocurriese un terremoto determinado y, por lo tanto, el nivel de probabilidad de desarrollar dicho escenario provendrá del periodo de retorno asociado al terremoto considerado.

El objetivo de este capítulo será entonces, el desarrollar escenarios probables de daño en un sector céntrico y tradicional de la ciudad de Barcelona, denominado el “Eixample”, estudiar los resultados y derivar las respectivas conclusiones.

4.2 PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA EL ESTUDIO PROPUESTO

En los trabajos de las referencias (1) y (2), que son trabajos previos al actual, se obtuvieron ya escenarios de daño de la misma zona urbana de Barcelona. Sin embargo, debido a la no disponibilidad de funciones de vulnerabilidad propias del país, se utilizaron las funciones propuestas por Angeletti *et al.*⁽³⁾. Ahora, una vez obtenidas y calibradas funciones propias, es posible obtener escenarios de daño mucho más fiables, pudiéndose entonces establecer unas conclusiones más realistas.

A continuación se describe muy brevemente el procedimiento realizado para la obtención de datos; sin embargo, si el lector requiere una información más detallada sobre la zona estudiada, sus características y sobre el procedimiento seguido para ello, la podrá encontrar en la mencionada referencia (1).

Se realizó un muestreo de manera aleatoria, escogiendo 9 manzanas representativas del sector, en las cuales existen 181 edificios de mampostería no reforzada y 35 edificios de otras tipologías tales como: 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 estudio.

Tanto del Centro de Cartografía Automática del Ayuntamiento de Barcelona, como del Archivo Histórico del Colegio de Arquitectos de Cataluña, se han obtenido los planos de construcción y los mapas digitalizados de la zona. De ellos se obtiene toda la información requerida por el método, la cual es verificada realizando una inspección minuciosa de cada inmueble. Se elabora una base de datos con la información y se la introduce en un Sistema de Información Geográfica. En dicho sistema se encuentran implementados los programas de ordenador⁽¹⁾, que permitirán obtener automáticamente tanto los mapas de vulnerabilidad de la zona, como los escenarios de daño buscados, uno para cada intensidad —en la escala MSK— de terremoto considerado.

4.3 RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos para la zona bajo estudio se han representado mediante mapas e histogramas de frecuencias. En el mapa de la figura 4.1 se puede apreciar el índice de vulnerabilidad de cada uno de los edificios estudiados para cinco diferentes rangos: bajo ($I_v \leq 140$), medio-bajo ($140 < I_v \leq 180$), medio ($180 < I_v \leq 220$), alto ($220 < I_v \leq 260$) y muy alto ($I_v > 260$). 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⁽⁴⁾.

En las figuras 4.2, 4.3, 4.4 y 4.5 se muestran tres posibles escenarios de daño, asumiendo diferentes intensidades del sismo. Se intentan representar cinco rangos básicos 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 ($60\% < D \leq 80\%$) y colapso ($D > 80\%$). Se observa claramente, que el daño es mayor cuanto más grande es el grado de intensidad.

En la figura 4.6 se muestra la distribución de frecuencias del índice de vulnerabilidad para la zona de estudio. Se observa que su tendencia es de valores medios a altos, con un promedio de 200. Sin embargo de que estos edificios presentan una relativa regularidad, tanto en planta como en elevación, los valores de vulnerabilidad altos reflejan la baja calidad de los materiales, en conjunto con un estado medio-bajo de conservación de los edificios. De la misma forma, en las figuras 4.7, 4.8, 4.9 y 4.10 se muestran las distribuciones de frecuencias del índice de daño en las cuales 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 desproporcional.

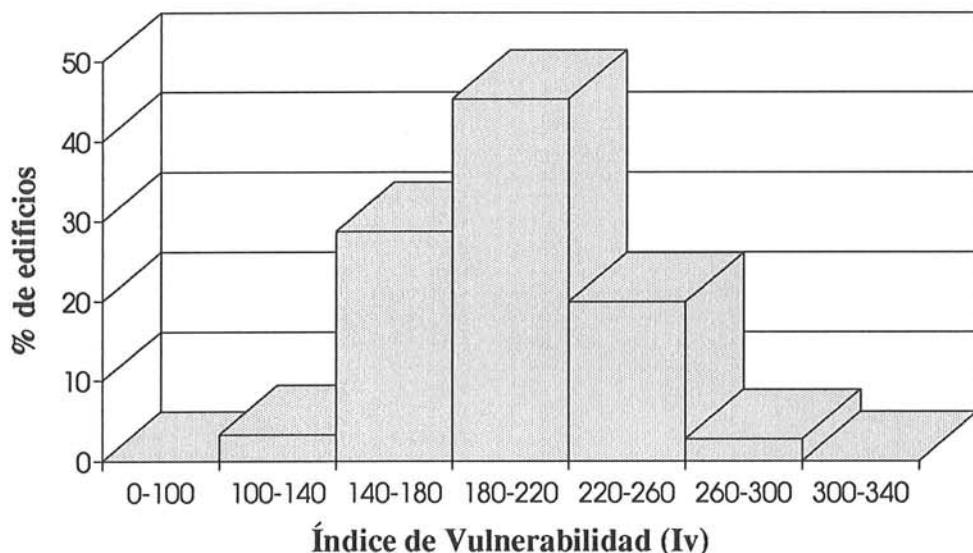


Figura 4.6 Histograma de frecuencias del índice de vulnerabilidad.

Para intensidad VI, un 40% de edificios sufre un índice de daño inferior al 5%, definido en anteriores capítulos como el umbral mínimo de daño. Otro 40% de ellos indican un daño entre el 5% y el 10%, que aún puede considerarse muy ligero. Sin embargo, existe un 20% de edificios, los cuales sufrirían daños entre un 10% y un 20%, los cuales involucrarían una costo relativamente importante de reparación, considerando que, debido a que la zona estudiada está considerada

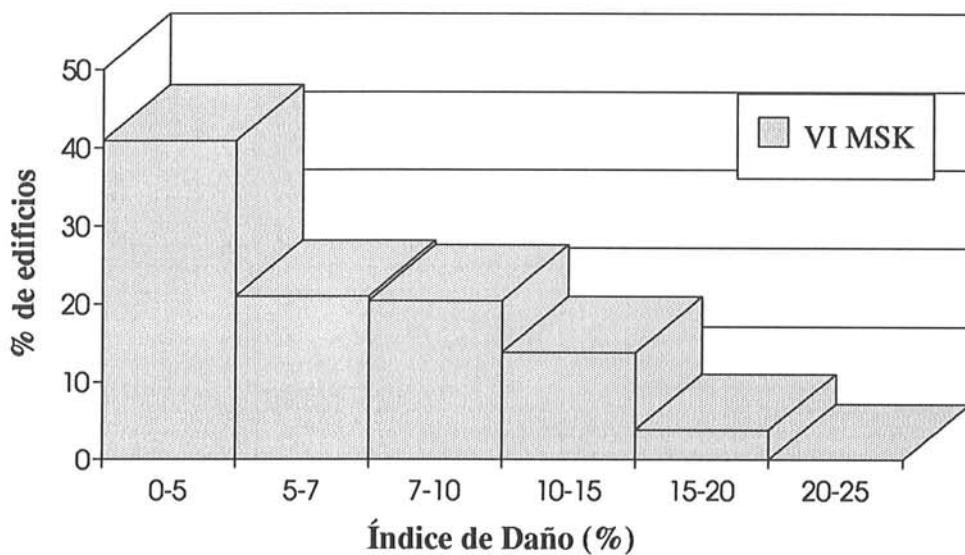


Figura 4.7 Histograma de frecuencias de D para I= VI MSK

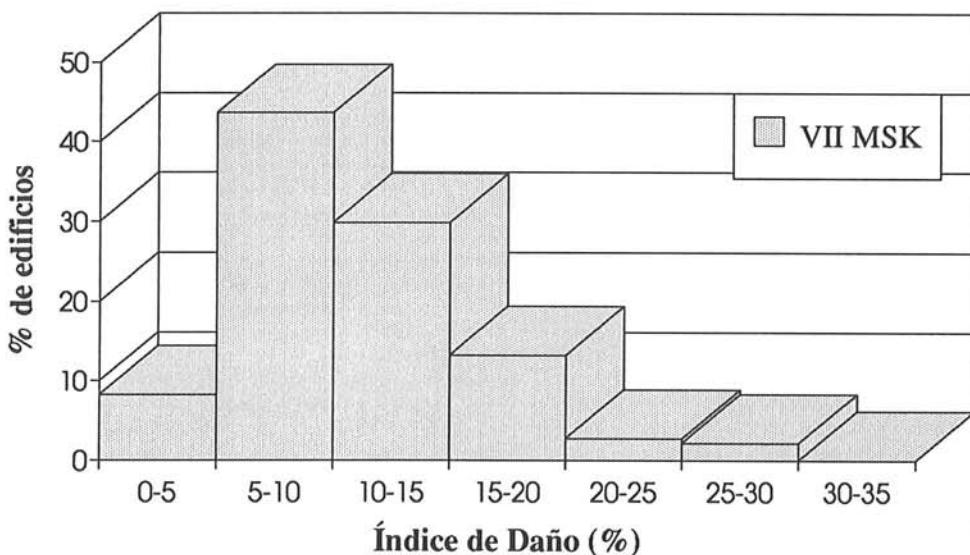


Figura 4.8 Histograma de frecuencias de D para I= VII MSK

como de peligrosidad moderada, este nivel de intensidad es el que considera la actual norma sismo-resistente vigente.

Para intensidad VII se observa que la mayoría de los edificios sufren daños entre el 10 y el 20% y un 5% de ellos tendrían un daño entre el 20% y el 30%. Solamente el 8% de los edificios sufriría un daño muy leve o despreciable, es decir, de hasta un 5%. Existen edificios con daños entre el 10% y el 30%, que

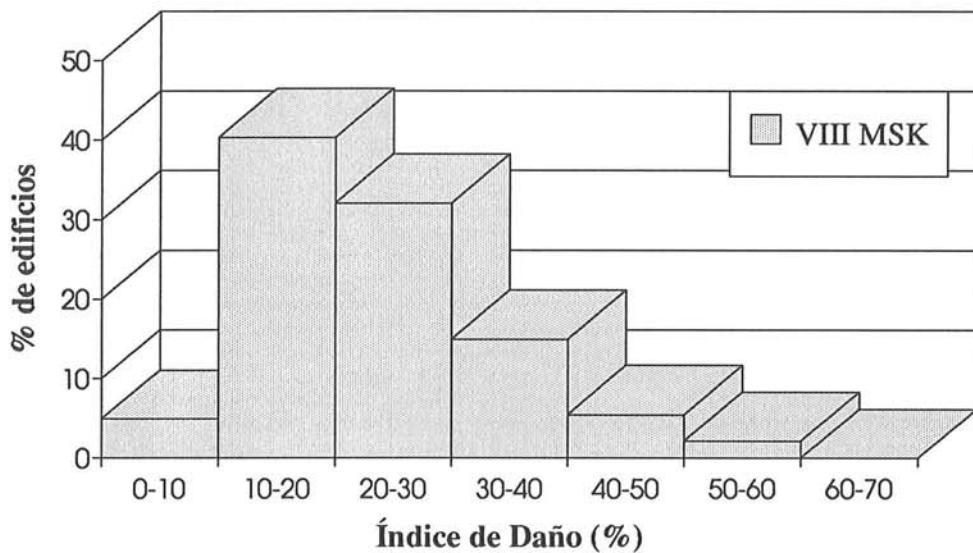


Figura 4.9 Histograma de frecuencias de D para I= VIII MSK

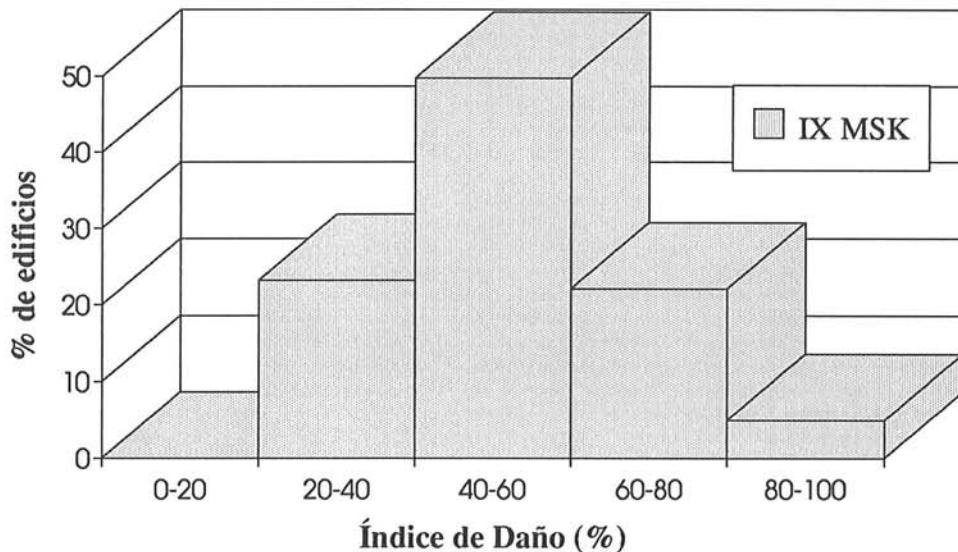


Figura 4.10 Histograma de frecuencias de D para I= IX MSK

repercibirían en un importante costo de reparación de las estructuras.

Para intensidad VIII en cambio, se observan daños ya importantes, la mayoría de ellos entre 20% y 40%, con focos superiores al 40%. Si un terremoto con estas características ocurriera en el área estudiada, el grado de pérdidas podría ser realmente alto. Para algunos edificios, sería recomendable someterlos a estudios más detallados antes de tomar cualquier decisión.

Para intensidad IX, el daño es muy grave, pues el 72% de los edificios muestran un daño superior al 40%, con predominancia entre el 50 y el 60%. Deberá realizarse un estudio muy detallado, respecto a los costos de reparación en contraposición con los costos de reconstrucción de la gran mayoría de los edificios, ya que los costos de reparación podrían resultar excesivamente altos recomendándose, en este caso, la demolición de muchos de ellos.

Finalmente, en la figura 4.11 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. De esta forma, se observa que los parámetros 3, 5, 6 y 8, correspondientes a la resistencia convencional, diafragmas horizontales, configuración en planta y distancia máxima entre muros, respectivamente, son los más importantes.

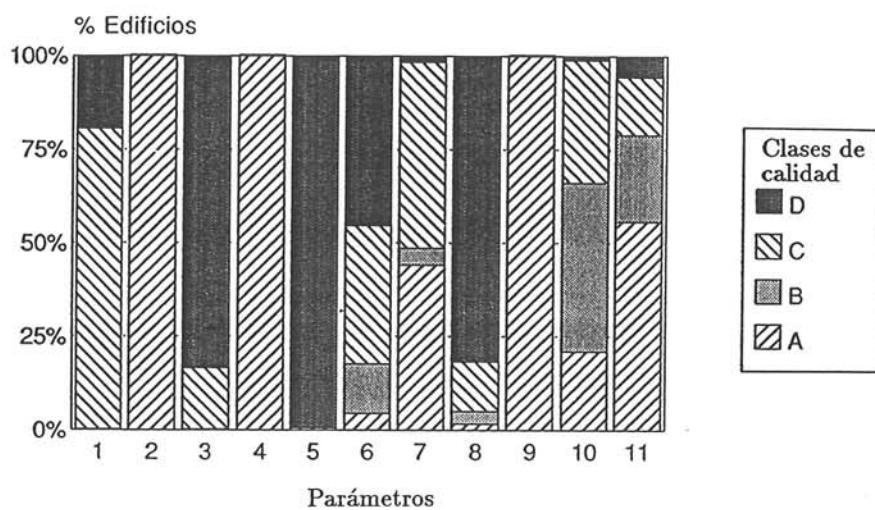


Figura 4.11 Parámetros que constituyen la vulnerabilidad de la muestra.

La simulación mediante ordenador del daño en edificios y su estudio probabilista constituyen los primeros trabajos de este tipo que se realizan en España. Los resultados obtenidos son de gran interés puesto que, además de ser capaces de expresar el daño esperado en un edificio debido a un terremoto de determinada intensidad con un cierto nivel de probabilidad, permite observar claramente cómo una intervención sobre las estructuras puede contribuir a la mitigación del riesgo. Por ejemplo, un reforzamiento en las estructuras con índices de vulnerabilidad en un rango determinado, puede hacer disminuir considerablemente su valor, obteniéndose una variación a la baja de la distribución del índice de vulnerabilidad y, por tanto, reduciéndose los niveles de daño o las probabilidades de obtención de rangos de daño altos, para la misma intensidad y para el mismo periodo de retorno asociado. De igual manera, el resultado obtenido puede fácilmente multiplicarse por el coste de la estructura en riesgo y obtener

las pérdidas económicas posibles con su respectiva probabilidad. Este resultado puede también ser decisivo a la hora de tomar decisiones acerca de la conveniencia de una inversión en el reforzamiento de la estructura y acerca del costo de reposición de las mismas.

Para la evaluación del riesgo sísmico específico de una zona se necesita obtener, tanto la distribución del índice de vulnerabilidad de los edificios de la zona como la distribución de intensidades. A partir de estos datos pueden ajustarse modelos probabilistas y comenzarse el proceso de cálculo, ya sea de convolución de las funciones de densidad de probabilidad o mediante operaciones más sencillas, realizando la discretización de las funciones de densidad de las distribuciones mencionadas. Para esta discretización se utilizan como valores de las funciones de densidad de daño condicionada y discretizada, los presentados en las tablas del capítulo anterior, según el nivel de la intensidad del terremoto considerado. Ésto proporcionará una matriz de probabilidad de daño en tres dimensiones, es decir, niveles de daño en función de los rangos de vulnerabilidad e intensidad macrosísmicas. Si se dispone además de una base de información relativa al coste económico de las estructuras en riesgo, podrán obtenerse directamente los resultados completos del estudio de riesgo sísmico para la zona en cuestión.

Finalmente, se ha demostrado la potencialidad de la metodología al aplicarla en una zona céntrica de la ciudad de Barcelona. Los resultados presentados como escenarios de daño permiten cuantificar el posible nivel de daño que ocasionaría un sismo de determinada intensidad en la zona, así como también, identificar las estructuras más vulnerables y las características estructurales de dichos edificios que hacen elevar su vulnerabilidad, características sobre las que se habría de actuar si se quisiese disminuir el riesgo sísmico de la zona. Con este estudio se dispone ahora de la herramienta necesaria para desarrollar un programa de mitigación del riesgo en la zona estudiada.

REFERENCIAS

1. F. Yépez, A. H. Barbat y J. A. Canas, *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-12, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona, 1994.
2. C. Caicedo, J. A. Canas, A. Barbat, F. Yépez, A. Roca, X. Goula y F. Maña, "Seismic vulnerability assessment of buildings in Barcelona", *Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, Viena, 1994.
3. 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, Tokio, 1988.
4. F. Yépez, J. Canas, A. Barbat, A. Roca y X. Goula, "Seismic vulnerability evaluation in urban areas from observed damage", *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, 1995.

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 *Ánalisis 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, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estructuras*, Alvaro A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 *Definición de la acción sísmica*, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado, M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica*, J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*, F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1995
- IS-13 *Estudios de ingeniería sismológica y sísmica*, J.A. Canas, 139 pp., ISBN: 84-87867-57-X, 1995

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

