

Capítulo 9

Fragilidad, desempeño y daño

9.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados del estudio de vulnerabilidad y el análisis del desempeño sísmico de un grupo de estructuras que representan los principales edificios aporricados de Hormigón Armado (HA) de la ciudad de Manizales (Colombia), los cuales han sido explicados con detalle en el capítulo anterior.

Para evaluar el comportamiento sísmico de estos edificios, desde la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, se utiliza el método N2 propuesto por Fajfar, a partir del cual se determina el punto de desempeño de estos edificios, para dos tipos de representación de la demanda sísmica: 1) los espectros de diseño propuestos por las normativas Colombianas (CCCSR-84 y NSR-98) a partir de los cuales han sido diseñados algunos edificios y 2) los espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos, generados a partir del modelo estocástico descrito en el capítulo 7. Los puntos de desempeño obtenidos se comparan con los límites de los estados discretos de daño o niveles de desempeño estructural. De esta forma, es posible evaluar si se cumplen los objetivos básicos del diseño contemplados en las normativas Colombianas y en las propuestas actuales para la revisión de los estándares de diseño (ATC-40 y Comité VISION 2000).

La vulnerabilidad de estos edificios, se evalúa mediante la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, obtenidas mediante el método de simulación de Monte Carlo, el cual, permite considerar las incertidumbres tanto en los parámetros sísmicos como estructurales. Para representar la acción sísmica, se utiliza el modelo estocástico presentado en el capítulo 7, y se utiliza, como indicador de la intensidad del movimiento, la aceleración máxima del terreno (PGA). Para obtener las curvas de fragilidad, se genera una muestra de 100 acelerogramas sintéticos compatibles con el modelo estocástico, para un PGA que varía entre 0.05 y 0.40 g y se obtiene la respuesta del edificio, para cada uno de estos registros, mediante un análisis dinámico no lineal. Se ha elegido la deriva máxima entre piso, δ_{max} , como indicador del daño estructural. De esta forma, el uso del método de simulación de

Monte Carlo, permite obtener la función de distribución de probabilidad de δ_{\max} para cada *PGA*. A partir de esta información y definiendo los estados discretos de daño (leve, moderado, severo y colapso) se obtienen las curvas de fragilidad.

A partir de los resultados obtenidos, se identifican algunas de las limitaciones de las dos metodologías empleadas y las posibles relaciones existentes. En particular, se analiza la influencia del uso de un espectro suavizado en la determinación del punto de desempeño de un edificio y en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

9.2 Desempeño sísmico

De acuerdo a lo discutido en el capítulo anterior, se han elegido los modelos A.1, B.3 y C.2 como los más representativos de los edificios aporticados de HA de 5, 9 y 13 niveles, respectivamente. Para evaluar su nivel de desempeño sísmico, se ha elegido el método N2 propuesto por Fajfar, el cual ha sido explicado con detalle en el capítulo 3. El método requiere del cálculo del espectro de capacidad y la definición del espectro de demanda en formato AD. El espectro de capacidad de cada uno de los modelos se obtiene mediante un análisis estático no lineal ("*análisis pushover*") utilizando el programa de cálculo RUAUMOKO 2D (Carr, 2002). En cuanto a la demanda sísmica, la cual ha sido explicada con detalle en el capítulo 8, ésta se representa de dos formas: en primer lugar, se utilizan los espectros elásticos propuestos por las dos normativas Colombianas de diseño sismorresistente (CCCSR-84 y NSR-98). Se utilizan ambas normativas, para analizar la influencia de los cambios introducidos con la nueva normativa (NSR-98) en la determinación del nivel de desempeño de los edificios de Manizales. Sin embargo, no debe perderse de vista que los modelos del grupo 2 (CDSR), fueron diseñados a partir del CCCSR-84. La segunda representación corresponde al uso del modelo estocástico desarrollado a partir de información registrada en la zona. Los puntos de desempeño sísmico se determinan para los dos tipos de demanda considerados. A partir de los resultados obtenidos, se analiza la influencia de la forma suavizada (poco realista) de los espectros de respuesta propuestos en las normativas, en la evaluación del punto de desempeño.

9.2.1 Desempeño para la demanda de la normativas de diseño Colombianas

Las Figuras 9.1 a 9.6 muestran la representación gráfica del punto de desempeño de los modelos A.1, B.3 y C.2 para la demanda sísmica del CCCSR-84. Este punto corresponde a la intersección del espectro de capacidad y el espectro de reducido.

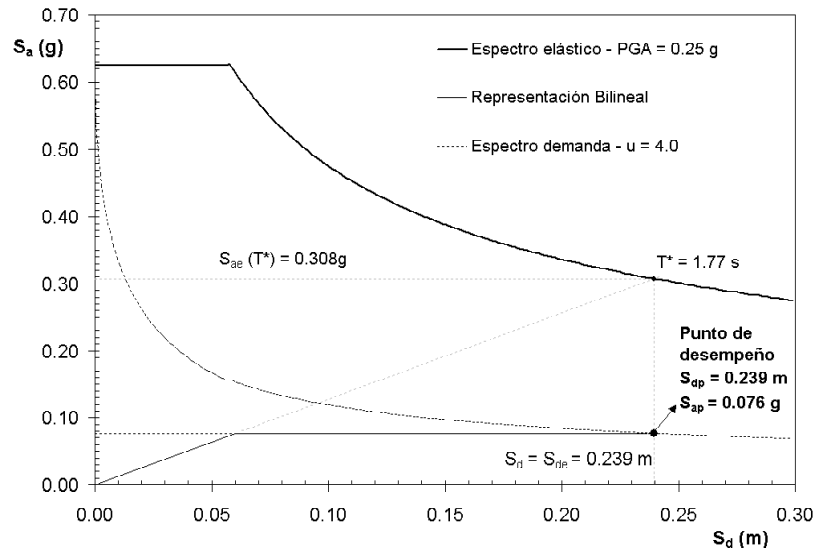


Figura 9.1. Punto de desempeño sísmico del modelo A.1 SDSR para la demanda sísmica del CCCSR-84.

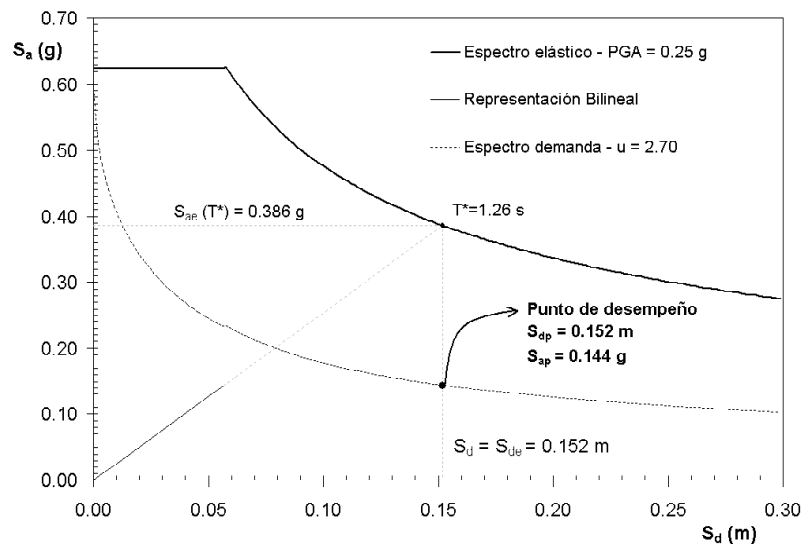


Figura 9.2. Punto de desempeño sísmico del modelo A.1 CDSR para la demanda sísmica del CCCSR-84.

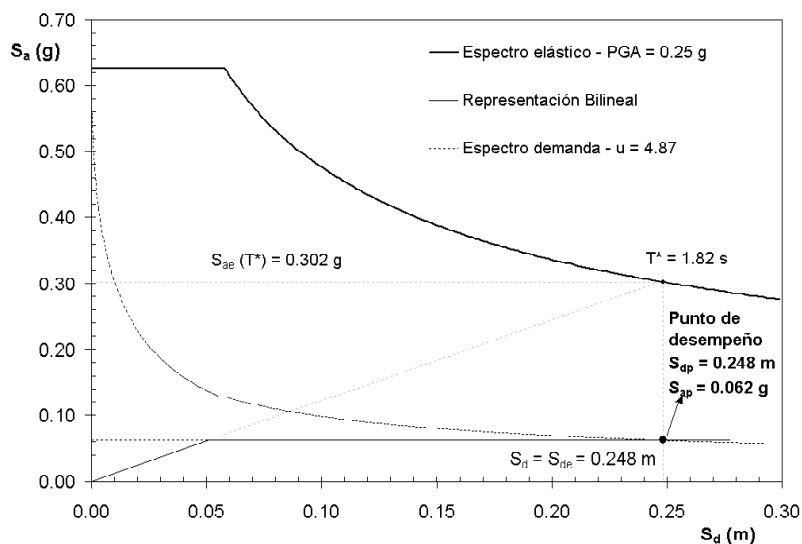


Figura 9.3. Punto de desempeño sísmico del modelo B.3 SDRS para la demanda sísmica del CCCSR-84.

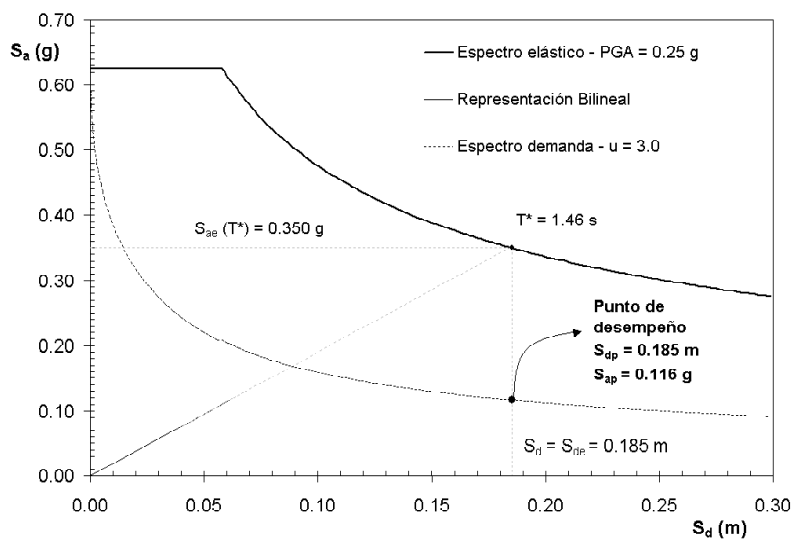


Figura 9.4. Punto de desempeño sísmico del modelo B.3 CDSR para la demanda sísmica del CCCSR-84.

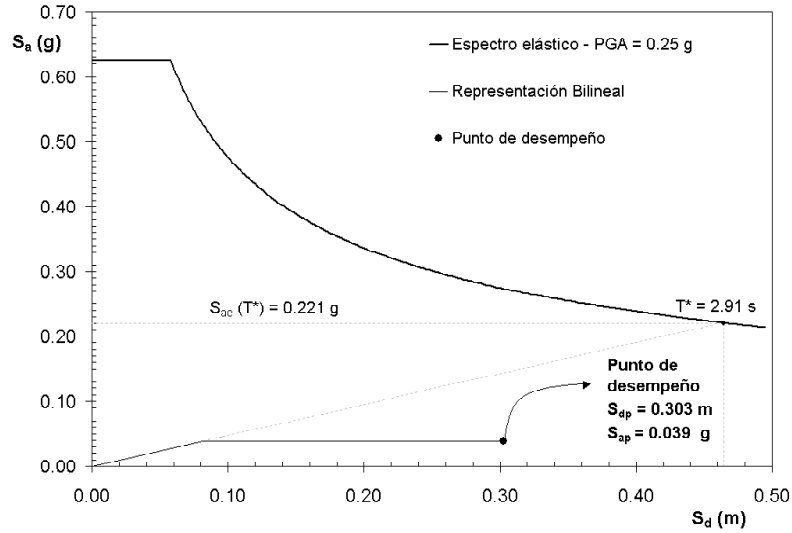


Figura 9.5. Punto de desempeño sísmico del modelo C.2 SDSR para la demanda sísmica del CCCSR-84.

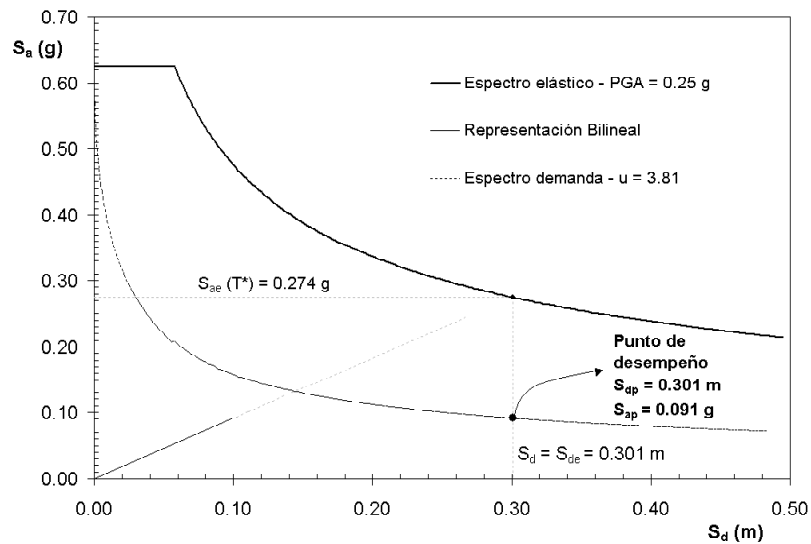


Figura 9.6. Punto de desempeño sísmico del modelo C.2 CDSR para la demanda sísmica del CCCSR-84.

En la Figura 9.5 se observa que la curva de capacidad del modelo B.3 SDSR no interseca al espectro reducido, por lo tanto, la demanda supera a la capacidad de la estructura y por consiguiente ésta colapsa. En este caso, el punto de desempeño corresponde a la capacidad máxima de la estructura. Este modelo tiene un período bastante alto ($T^* = 2.91$ s) y por consiguiente el método N2 no se puede aplicar debido a sus limitaciones para períodos altos. Utilizando el método del espectro de capacidad, el resultado es el mismo, debido a que la demanda supera considerablemente la capacidad sísmica, con lo cual, no existe un amortiguamiento viscoso equivalente que permita modelar el comportamiento inelástico de la estructura. Así pues, la condición de colapso se presenta para los dos espectros de las normativas consideradas.

La Tabla 9.1 resume los valores de la demanda de desplazamiento y aceleración de los tres modelos, para los espectros de diseño de las normativas Colombianas. Adicionalmente, en la última columna de esta tabla, se presenta la diferencia entre los valores obtenidos para el CCCSR-84 y la NSR-98, expresada como porcentaje de los valores correspondientes al CCCSR-84, esto es:

$$\text{Diferencia} = \frac{S_{dp}^1 - S_{dp}^2}{S_{dp}^1} \quad (9.1)$$

Modelo	Punto de desempeño				Diferencia (%)
	CCCSR-84		NSR-98		
	S_{dp}^1 (cm)	S_{ap}^1 (g)	S_{dp}^2 (cm)	S_{ap}^2 (g)	
A.1 SDSR	23.90	0.076	19.80	0.076	17.1
A.1 CDSR	15.20	0.144	14.40	0.144	5.3
B.3 SDSR	24.80	0.062	20.40	0.062	17.7
B.3 CDSR	18.50	0.116	16.30	0.116	11.9
C.2 SDSR	30.20	0.046	30.20	0.046	—
C.2 CDSR	30.10	0.091	23.50	0.091	22.0

Tabla 9.1. Coordenadas del punto de desempeño para la demanda sísmica del CCCSR-84 y la NSR-98.

A partir de estos valores, es posible concluir que las demandas de desplazamiento para el espectro de la NSR-98 son inferiores a las correspondientes al CCCSR-84. Esta diferencias están relacionadas con dos modificaciones introducidas por la NSR-98: 1) el valor del período que define la zona de transición entre aceleraciones y velocidades constantes T_C y 2) la forma del espectro en la zona de velocidad constante (ver Figura 7.23).

Para los edificios *SDSR* la diferencia entre los puntos de desempeño obtenidos para la demanda del CCCSR-84 y la NSR-98 es aproximadamente igual al 17 %,

mientras que en el caso de los edificios *CDSR* varía entre un 5 % y un 22 % de acuerdo al número de niveles. Esto se debe a que los edificios de mayor altura tienen un período más grande, con lo cual, los espectros de capacidad y demanda se intersectan en el tercio medio de la zona de velocidad constante, donde se presentan las mayores diferencias entre los espectros de las dos normativas (ver también Figura 7.23).

9.2.2 Desempeño para la demanda correspondiente al modelo estocástico

Para determinar el nivel de desempeño de una estructura, cuya demanda corresponde al espectro de respuesta de un acelerograma sintético, es necesario utilizar algún método que permita simular el comportamiento histerético inelástico de la estructura. Iwan y Gates (1979) presentan un resumen de los principales métodos para determinar la relación de amortiguamiento equivalente. El método de la energía y la rigidez promedio parece dar los porcentajes de error más pequeños para varias relaciones de ductilidad. Para este método, las relaciones de amortiguamiento equivalente están definidas de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\xi_{eq} = \left(\frac{3}{2\pi\mu^2} \right) \frac{\pi\xi_0 \left[(1-\alpha) \left(\mu^2 - \frac{1}{3} \right) + \frac{2}{3}\alpha\mu^3 \right] + 2(1-\alpha)(\mu-1)^2}{(1-\alpha)(1+\ln\mu) + \alpha\mu} \quad (9.2)$$

α es la relación entre la rigidez post-cedencia y la rigidez inicial de la estructura, ξ_0 es el amortiguamiento viscoso que es inherente a la estructura (generalmente se supone igual al 5 %) y μ es la demanda de ductilidad, definida como:

$$\mu = \frac{S_{dp}}{S_{dy}} \quad (9.3)$$

S_{dy} y S_{dp} corresponden al desplazamiento de cedencia y la demanda de desplazamiento respectivamente.

Para los acelerogramas sintéticos generados a partir del modelo estocástico se utiliza este método, mediante el siguiente proceso iterativo:

1. Se supone un amortiguamiento equivalente ξ_{eq}^i .
2. Se calcula el espectro de respuesta del acelerograma sintético para el amortiguamiento equivalente ξ_{eq}^i .
3. Se determina la demanda de desplazamiento S_{dp} .
4. Se calcula el factor de ductilidad μ a partir de la ecuación 9.3.
5. Se calcula el amortiguamiento equivalente ξ_{eq} mediante la ecuación 9.2.

6. Se determina el error ε asociado al amortiguamiento equivalente supuesto ξ_{eq}^i ,

$$\varepsilon = \frac{|\xi_{eq} - \xi_{eq}^i|}{\xi_{eq}} \quad (9.4)$$

7. Si ε es menor que una tolerancia previamente definida (puede tomarse igual a 1%), entonces $\xi_{eq} = \xi_{eq}^i$ y el punto de desempeño es correcto, de lo contrario debe suponerse un nuevo valor ξ_{eq}^i .
8. El proceso concluye con la definición el espectro de demanda reducido, el cual corresponde al espectro de respuesta del acelerograma sintético para un amortiguamiento igual a ξ_{eq} .

En este trabajo en particular, se ha generado un grupo de 100 acelerogramas sintéticos para cada aceleración máxima del terreno PGA que varía entre 0.05 y 0.40 g cada 0.05 g, lo que supone un total de 800 registros para cada estructura. Debido a la magnitud de la muestra, sólo se evalúa el nivel de desempeño sísmico del edificio de 5 niveles con diseño sismo resistente (A.1 CDSR) para los acelerogramas correspondientes a la aceleración máxima del terreno para la ciudad de Manizales ($PGA = 0.25g$). La Figura 9.7 muestra los puntos de desempeño para los espectros de demanda reducidos de los acelerogramas sintéticos y los espectros de demanda reducidos de las dos normativas Colombianas (CCCSR-84 y NSR-98) y del estudio de zonificación sísmica.

En este caso, no existe un único punto de desempeño asociado con un nivel de aceleración máxima del terreno, por lo tanto, es necesario evaluar de manera probabilista el desempeño del modelo A.1 CDSR. La Figura 9.8 muestra la función de distribución de probabilidad f_{dp} del desempeño de este modelo para el grupo de movimientos sísmicos con una $PGA = 0.25 g$. En el eje de las abscisas se han puesto los valores de la demanda de desplazamiento espectral S_{dp} para cada registro y en las ordenadas las probabilidades de no excedencia. Se ha ajustado un polinomio normal de tercer grado a los resultados obtenidos, con un coeficiente de correlación R igual a 0.998. Para efectos prácticos, se ajusta también una función de distribución Lognormal definida como:

$$f_{dp} = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{s_{dp}}} \ln \frac{S_{dp}}{\bar{S}_{dp}} \right] \quad (9.5)$$

\bar{S}_{dp} y $\beta_{s_{dp}}$ son el valor medio y la desviación estándar del logaritmo natural de la demanda de desplazamiento, respectivamente. La Figura 9.9 muestra la función lognormal ajustada para el modelo A.1 CDSR, donde $\beta_{s_{dp}} = 0.35$ y $\bar{S}_{dp} = 6.7 cm$. A pesar de no tener un ajuste tan bueno como el polinomio normal ($R = 0.978$), esta expresión es bastante útil para el cálculo directo del desempeño sísmico de estructuras, y puede ser fácilmente implementada en reglamentaciones o normativas de diseño.

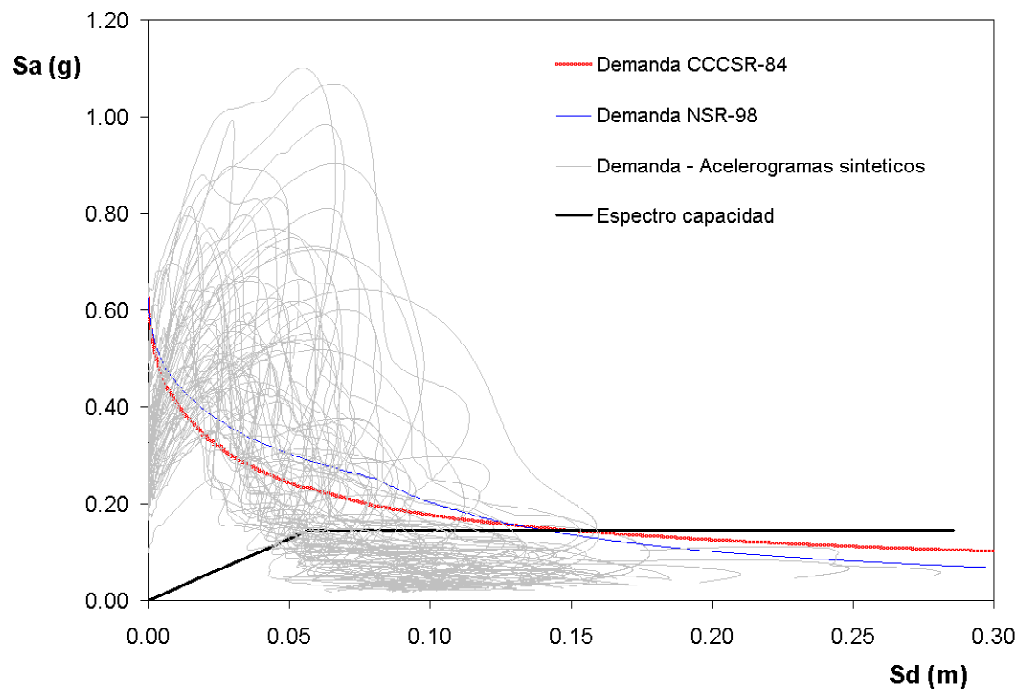


Figura 9.7. Puntos de desempeño para el edificio A.1 CDSR - Demanda sísmica de los acelerogramas sintéticos.

9.2.3 Influencia de la forma del espectro de demanda

Los actuales métodos para evaluación del desempeño sísmico de estructuras, utilizan los espectros de respuesta de aceleraciones para definir la acción sísmica en la zona de interés. Por lo general, se utilizan los espectros suavizados de las normativas de diseño, los cuales dependen fundamentalmente de las condiciones del subsuelo, el tipo de estructura y los niveles máximos de aceleración del terreno. No obstante, es ampliamente reconocido, que la forma de estos espectros es poco realista, debido a que han sido elaborados como una envolvente de los valores máximos probables de aceleración para un amplio rango de frecuencias. Los espectros de respuesta de aceleración de sismos reales o simulados, presentan una forma muy diferente, con lo cual, cuando se analiza el comportamiento de una estructura con estos dos tipos de espectros, la respuesta estructural varía considerablemente.

En los espectros suavizados de respuesta, se identifican cuatro tipos de zonas, tal y como se muestra en la Figura 9.10, estas son: 1) zona de altas frecuencias, 2) zona de aceleración constante, 3) zona de velocidad constante y 4) zona de aceleración constante para bajas frecuencias. En la Figura 9.10 se puede observar que los límites entre estas cuatro zonas están definidos por los períodos T_B , T_C y T_D . Los valores de estos períodos dependen del tipo de suelo de la zona. Algunas normativas, consideran

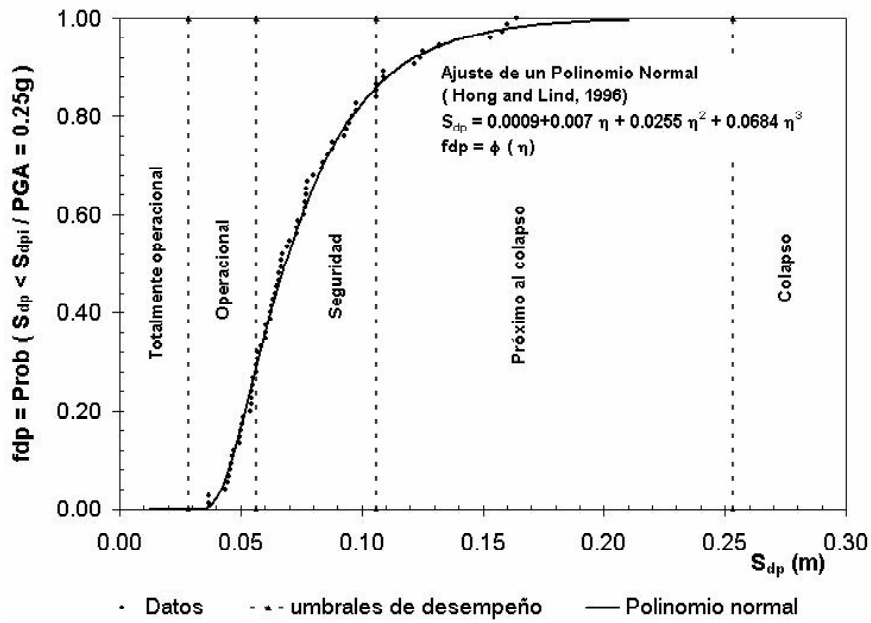


Figura 9.8. Ajuste de un polinomio normal a los puntos de desempeño del modelo A.1 CDSR obtenidos a partir de los acelerogramas sintéticos.

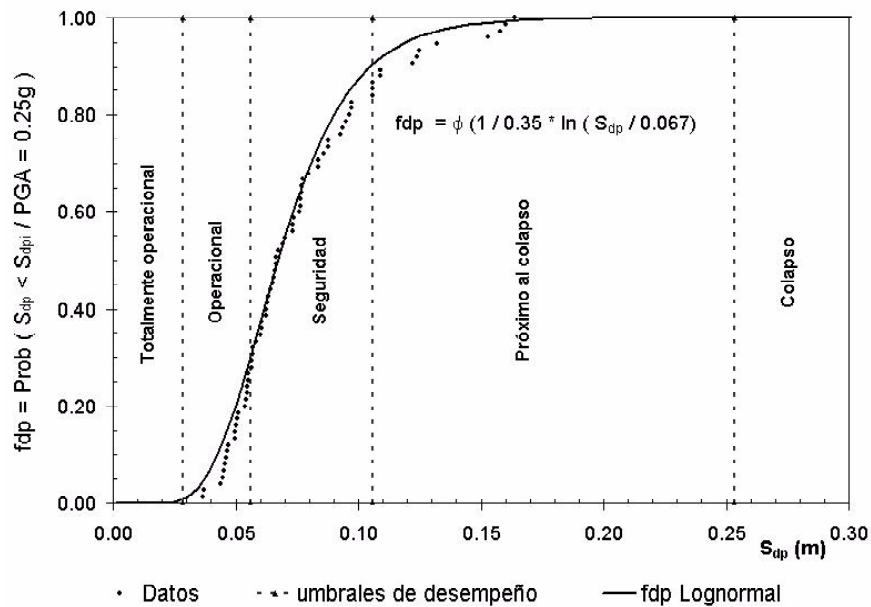


Figura 9.9. Ajuste de un función de distribución lognormal a los puntos de desempeño del modelo A.1 CDSR obtenidos a partir de los acelerogramas sintéticos.

que la zona de aceleración constante varía entre 0 y T_C .

La magnitud de los valores de aceleración para estas zonas, depende básicamente del tipo de suelo y de la importancia y uso de la estructura. La forma de la curva que describe la caída en la zona de velocidad constante, depende del valor del exponente "d". Así, para "d" alto, la caída es mucho menos pronunciada que para un valor bajo.

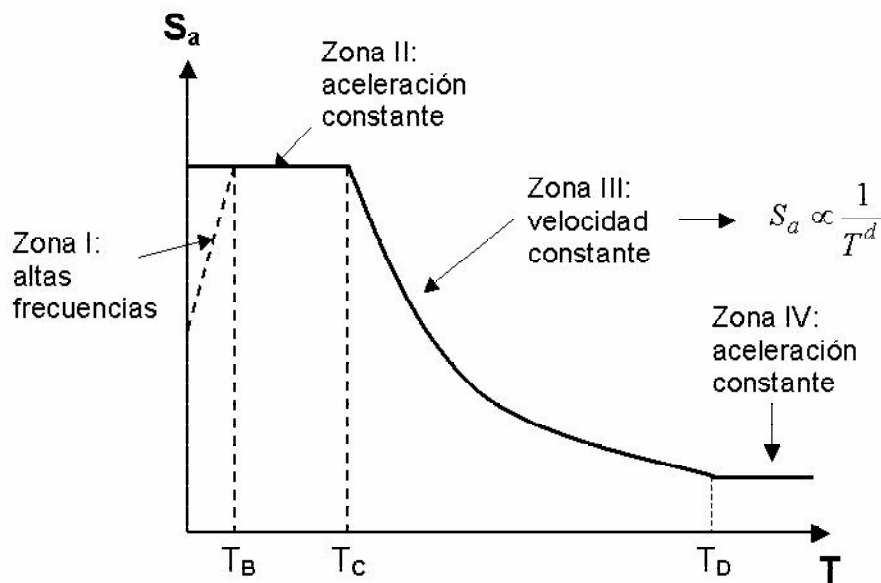


Figura 9.10. Representación gráfica de los principales parámetros que controlan la forma y las zonas de los espectros de respuesta suavizados.

Los espectros de respuesta de sismos reales o simulados a partir de modelos no compatibles con un espectro de diseño, presentan una forma bastante irregular. La Figura 9.11 muestra el espectro de respuesta de aceleración del sismo del Quindío. Puede verse cómo el espectro inicia con una aceleración igual a la máxima del terreno (PGA) y comienza a incrementarse a medida que el período aumenta, hasta llegar a una zona donde predominan los picos con valores máximos relativos. Al incrementarse el período, la amplificación espectral comienza a disminuir notablemente hasta llegar a ser nula, para períodos muy elevados que implican rigideces muy bajas. La localización de los picos más notables en el espectro de aceleración, depende del tipo de ondas. Normalmente, la mayoría de los sismos son ricos en ondas de corto período, con lo cual, los picos se presentan para las zonas de altas frecuencias, no obstante, sismos como el de 1985 en México, mostraron un gran contenido de ondas de períodos mucho más largos, localizándose los picos en la zona de bajas frecuencias. La principal causa de esta particularidad, es la respuesta del subsuelo.

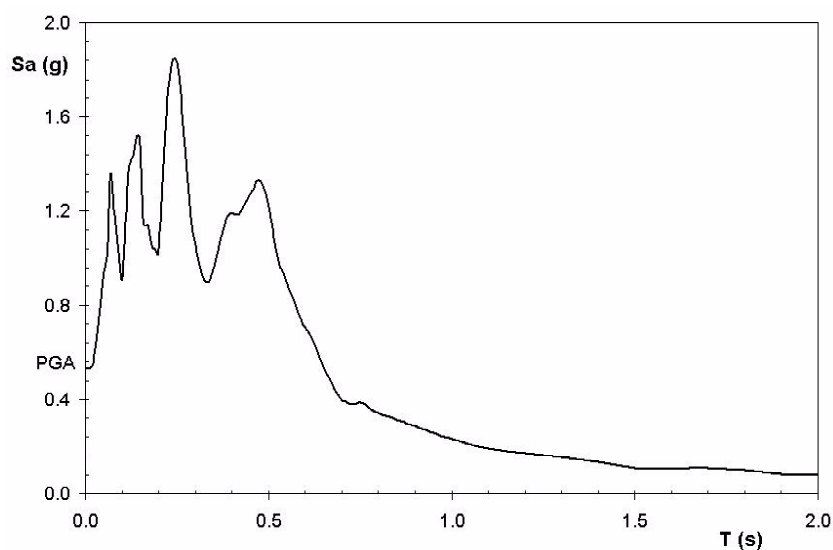


Figura 9.11. Espectro de respuesta de aceleraciones del sismo del Quindío (Colombia), 25 de enero de 1999.

La forma del espectro de respuesta utilizado para representar la demanda sísmica influye considerablemente en la determinación del punto de desempeño de una estructura. Generalmente, los espectros de respuesta propuestos en las normativas de diseño son de banda ancha, es decir, cubren un amplio rango de frecuencias para valores máximos de aceleración (ver Figura 9.10). Sin embargo, los espectros de respuesta de sismos reales o de acelerogramas sintéticos generados a partir de modelos evolutivos en amplitud y en contenido frecuencial, son de banda estrecha, es decir, sólo cubren un rango pequeño de frecuencias y se concentran alrededor de la frecuencia del estrato de suelo predominante (ver Figura 9.11). Estas diferencias, condicionan fuertemente el punto de intersección entre los espectros de capacidad y demanda, haciendo mucho más pronunciada la caída de los espectros de los acelerogramas sintéticos y, por lo tanto, se obtienen valores de desplazamiento espectral muy inferiores a los correspondientes a espectros suavizados.

Una medida directa del ancho de banda de un espectro de respuesta, puede determinarse a partir del coeficiente de amortiguamiento v_g del filtro de Kanai-Tajimi. Para estimar este parámetro, se remueven las tendencias no estacionarias de los acelerogramas mediante las funciones de modulación de amplitudes y de frecuencia. A partir de un método estándar se calcula la densidad espectral de potencia del acelerograma estacionario y se calcula el parámetro v_g a partir de las expresiones calculadas por Faravelli (1988) para el ajuste no lineal de los momentos espectrales. Así, un valor alto de v_g corresponde a un registro de banda ancha y viceversa.

Para el caso de la ciudad de Manizales, tal y como se explicó en la sección 7.4.3, los acelerogramas sintéticos han sido generados a partir de un modelo estocástico evolutivo desarrollado con información de sismos registrados en la zona. A partir

de la Tabla 7.4, se obtiene que el valor medio de v_g para los registros utilizados es igual a 0.154. Considerando que los acelerogramas sintéticos son compatibles con el contenido frecuencial de estos registros, se puede suponer para efectos prácticos, que el valor medio de v_g es el mismo. Este valor corresponde a una banda estrecha de frecuencias, tal y como puede comprobarse en la Figura 7.24, donde se puede observar que la forma de los espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos es puntiaguda y que tienen un ancho de banda bastante reducido. Por el contrario, de acuerdo a los estudios realizados por Sues et al., (1983), para espectros suavizados, como lo utilizados por las normativas, el valor medio de v_g para suelos intermedios es igual a 0.80. Este valor corresponde a un banda ancha de frecuencias. Ésta es la principal causa de que las diferencias entre el valor medio de la demanda de desplazamiento \bar{S}_{dp} , utilizando los acelerogramas sintéticos ($\bar{S}_{dp} = 6.70 \text{ cm}$) y los valores obtenidos para la demanda propuesta por el CCCSR-84 ($S_{dp} = 15.20 \text{ cm}$) y la NSR-98 ($S_{dp} = 14.40 \text{ cm}$), sean superiores al 50 %. Por lo tanto, se puede concluir que para períodos medios y altos, el uso de un espectro suavizado de norma sobreestima, de forma considerable, el valor de la demanda de desplazamiento.

9.2.4 Caracterización de los estados de daño

Para definir los límites de los estados de daño para los edificios de Manizales se utilizan los resultados del análisis estático no lineal. A partir de este análisis, es posible identificar de manera rápida y sencilla la evolución del daño en los diferentes elementos estructurales. La Tabla 9.2 muestra los criterios adoptados, en este trabajo, para identificar los límites de los 5 niveles de desempeño propuestos por el comité VISION 2000.

A partir de los criterios enunciados en la Tabla 9.2, se han identificado para cada uno de los modelos y para cada estado de daño, el valor del desplazamiento espectral límite $S_{d\max}$ y la deriva máxima entre piso δ_{\max} como porcentaje de la altura entre piso h_p (ver Tablas 9.3 y 9.4 respectivamente). El procedimiento empleado para ello, consta de los siguientes pasos:

1. Se construye el espectro de capacidad del edificio.
2. Se identifican sobre la curva de capacidad, los umbrales de desplazamiento espectral asociados a cada estado de daño (S_{d1} : leve, S_{d2} : moderado, S_{d3} : severo y S_{d4} : colapso), de acuerdo a los criterios enunciados en la Tabla 9.2 (ver también Figura 9.12). Estos valores, corresponden al desplazamiento a partir del cual se producen los estados de daño, así por ejemplo, S_{d1} es el valor de desplazamiento espectral a partir del cual se producen daños leves. En el caso del nivel de desempeño "totalmente operacional", se consideran incluso como sin daño, los agrietamientos iniciales que se producen en algunos elementos.

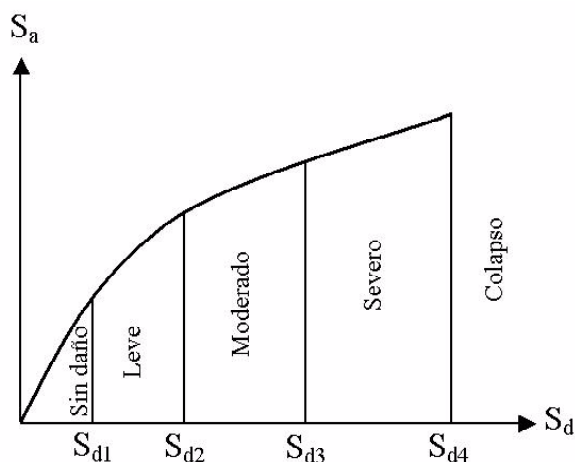


Figura 9.12. Identificación de los umbrales de los estados de daño - S_{dmax} .

3. Se construye una curva que relaciona el valor del desplazamiento espectral S_d con la deriva máxima entre piso δ_{max} (ver Figura 9.13).

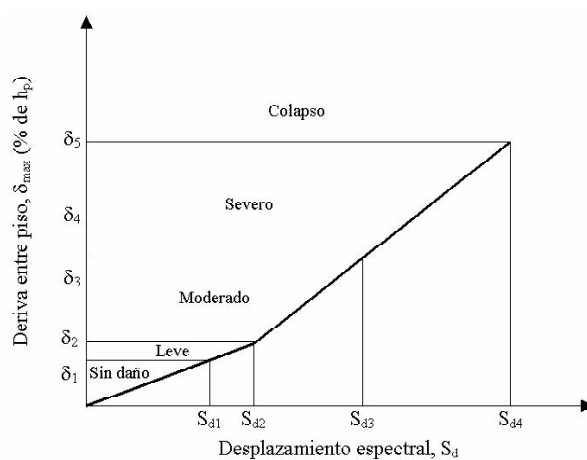


Figura 9.13. Relación entre los valores máximos de la deriva entre piso y los desplazamientos espectrales correspondientes.

4. Sobre la curva del numeral anterior, se entra con los valores de S_{dmax} obtenidos en el numeral 2 (S_{d1} , S_{d2} , S_{d3} y S_{d4}), para cada estado de daño y, se encuentran para cada uno de ellos, los valores correspondientes a la deriva máxima entre piso δ_{max} (δ_1 , δ_2 , δ_3 y δ_4), como se muestra en la Figura 9.13.

Nivel de desempeño	Estado de daño	Criterios de identificación
Totalmente operacional	Sin daño	Agrietamiento de algún elemento
Operacional	Leve	Cedencia de alguno de los elementos
Seguridad	Moderado	Cedencia de todos los elementos
Próximo al colapso	Severo	Agotamiento de una columna
Colapso	Colapso	Agotamiento de toda una planta del edificio

Tabla 9.2. Criterios para la identificación de los niveles de desempeño de los edificios de HA de la ciudad de Manizales.

Modelo	Deriva máxima entre piso δ_{\max} (% de h_p)			
	δ_1 : Leve	δ_2 : Moderado	δ_3 : Severo	δ_4 : Colapso
A.1 SDSR	0.25	0.40	0.90	1.50
A.1 CDSR	0.30	0.56	1.50	2.90
B.3 SDSR	0.12	0.47	0.96	1.80
B.3 CDSR	0.20	0.53	1.64	2.50
C.2 SDSR	0.10	0.53	0.94	1.60
C.2 CDSR	0.15	0.55	1.51	2.00

Tabla 9.3. Valores límite de la deriva máxima entre piso para los estados discretos de daño. Modelos A.1, B.3 y C.2 (SDSR y CDSR).

Modelo	Desplazamiento espectral máximo $S_{d\max}$ (cm)			
	S_{d1} : Leve	S_{d2} : Moderado	S_{d3} : Severo	S_{d4} : Colapso
A.1 SDSR	2.57	4.96	9.58	20.98
A.1 CDSR	2.85	5.63	10.59	25.35
B.3 SDSR	4.35	8.16	19.23	33.75
B.3 CDSR	5.47	10.21	22.34	38.99
C.2 SDSR	4.82	15.03	24.74	36.95
C.2 CDSR	5.73	17.97	31.80	46.12

Tabla 9.4. Valores límite del desplazamiento espectral para los estados de daño discretos. Modelos A.1, B.3 y C.2 (SDSR y CDSR).

9.2.5 Verificación de los objetivos de desempeño

Los edificios aporticados de HA aquí modelados, tal y como se mencionó al inicio de este capítulo, corresponden a dos grupos correspondientes a los dos principales períodos constructivos en Colombia: antes (SDSR) y después (CDSR) del primer Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84. Es evidente que para los modelos del grupo 1, no se cuenta con ninguna normativa que permita establecer cuales fueron los objetivos del diseño para estas estructuras. Por el contrario, los edificios del grupo 2 fueron diseñados a partir del CCCSR-84, con el objetivo básico de evitar el colapso de la estructura y la pérdida de vidas humanas en el caso del movimiento sísmico de diseño.

Para analizar el desempeño de los edificios de Manizales, se comparan los valores de desplazamiento espectral obtenidos para la demanda del CCCSR-84 (ver Tabla 9.1) con los valores límite del desplazamiento espectral S_{dmax} asociados a los estados discretos de daño. La Tabla 9.5 muestra los resultados obtenidos de esta comparación para los modelos A.1, B.3 y C.2 junto con el correspondiente nivel de desempeño de acuerdo a la propuesta del Comité VISION 2000 presentada en el capítulo 3.

Modelo	Estado de daño	Nivel de desempeño
A.1 SDSR	Colapso	Colapso
A.1 CDSR	Severo	Pre-Colapso
B.3 SDSR	Severo	Pre-Colapso
B.3 CDSR	Moderado	Seguridad
C.2 SDSR	Severo	Pre-Colapso
C.2 CDSR	Moderado	Seguridad

Tabla 9.5. Estados de daño y niveles de desempeño para la demanda sísmica del CCCSR-84.

De la Tabla 9.5 se concluye que entre los edificios CDSR, el edificio de 5 niveles (A.1), es el único que no cumple con el objetivo básico para el cual fue diseñado, debido a que presenta daños severos que pueden ocasionar víctimas dentro y fuera de la estructura. Para el caso de los edificios del grupo 1 (SDSR) la situación es mucho peor, como era de esperar, ya que el edificio de 5 niveles colapsa y los otros dos edificios presentan daños severos. Esta misma comprobación se hace para los objetivos del desempeño de los edificios diseñados a partir de la NSR-98, los cuales establecen que una estructura debe resistir sismos de poca intensidad sin daños, sismos moderados sin daño estructural pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un sismo fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin que se presente el colapso. La Tabla 9.6 muestra los estados de daño y niveles de desempeño correspondientes.

Modelo	Estado de daño	Nivel de desempeño
A.1 SDSR	Severo	Pre-Colapso
A.1 CDSR	Severo	Pre-Colapso
B.3 SDSR	Severo	Pre-Colapso
B.3 CDSR	Moderado	Seguridad
C.2 SDSR	Severo	Pre-Colapso
C.2 CDSR	Moderado	Seguridad

Tabla 9.6. Estados de daño y niveles de desempeño para la demanda sísmica de la NSR-98.

Para este caso, a pesar que los valores de la demanda de desplazamiento son inferiores a los obtenidos para el CCCSR-84, los estados de daño son los mismos, excepto para el modelo A.1 SDSR donde los daños son severos. Esta similitud en los resultados obtenidos se debe a la forma de la demanda sísmica, debido a que ambas normativas utilizan espectros suavizados y, a pesar que su forma varía un poco en la zona de velocidades constantes, los niveles o estados de daño están asociados a ciertos intervalos de variación del parámetro que cuantifica el daño. Así por ejemplo, un cambio en un 20 % en el valor de la demanda de desplazamiento S_{dp} puede no producir ningún cambio en el estado discreto de daño, ya que el valor puede estar dentro del mismo intervalo.

Para la demanda sísmica representada por los espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos generados a partir del modelo estocástico, se obtiene para el modelo A.1 CDSR, una demanda de desplazamiento medio igual a 6.70 cm, que corresponde a un estado de daño moderado (nivel de desempeño de seguridad). Esto confirma lo discutido en la sección 9.2.3, respecto a que la forma suavizada de los espectros propuestos en las normativas de diseño sobrestima considerablemente los daños en una estructura y por consiguiente, para la definición del riesgo sísmico de una zona, debe tenerse extremo cuidado en la interpretación y aplicación de los resultados obtenidos.

9.3 Vulnerabilidad sísmica

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los modelos A.1, B.3 y C.2 para ambos niveles de diseño (SDSR y CDSR), se utiliza un método analítico. De acuerdo a la clasificación propuesta por Dolce et al., (1995) presentada en el capítulo 2, se describen a continuación los tres elementos involucrados en el análisis:

- *Datos de entrada:* las estructuras se representan por modelos teóricos (A.1, B.3 y C.2) con propiedades geométricas y mecánicas que son asignadas de acuerdo a la información disponible para la zona. Los principales parámetros

que caracterizan la respuesta de la estructura son tomados como variables aleatorias y se definen a través de funciones de distribución, lo cual permite considerar las incertidumbres asociadas a cada uno de estos parámetros. En cuanto a la acción sísmica, la representación más adecuada para análisis que involucran modelos mecánicos inelásticos, es a través de historias temporales de aceleración. En este caso se ha optado por utilizar acelerogramas sintéticos generados a partir del modelo estocástico. Se generan 100 señales para cada uno de los 8 niveles de aceleración máxima del terreno (PGA) considerados ($0.05g \leq PGA \leq 0.40g$ con incrementos iguales a $0.05g$) utilizando el programa de ordenador YEHWEN.

- *El método:* se realiza un análisis dinámico no lineal usando el programa RUAUMOKO-2D (Carr, 2002), de cada uno de los modelos estructurales sometidos a un grupo de 800 acelerogramas sintéticos. El parámetro de daño estructural calculado corresponde a la deriva máxima entre piso δ_{\max} .
- *Los resultados:* se obtiene finalmente la vulnerabilidad para cada uno de los modelos analizados, representada por medio de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Los primeros resultados obtenidos corresponden a curvas que representan la distribución de probabilidad condicional de daño para cada nivel de aceleración. A partir de estas curvas y utilizando los cuatro estados discretos de daño (leve, moderado, severo y colapso) y los límites obtenidos mediante el análisis pushover para cada modelo, se obtienen las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

Se ha elegido esta metodología como la más adecuada para definir la vulnerabilidad de estructuras existentes sin que sea necesaria la ocurrencia de un sismo. Adicionalmente, se utilizan métodos probabilísticos para considerar las incertidumbres tanto en los parámetros sísmicos como estructurales.

A partir de los resultados obtenidos, se analiza la influencia del nivel de diseño sobre la distribución global del daño en la estructura, comparando los resultados obtenidos para los modelos de una misma clase pero con diferentes niveles de diseño. Por lo tanto, se identifican las estructuras que resultan más vulnerables ante la amenaza sísmica existente en la zona, representada por el conjunto de señales generadas. Finalmente se comprueba si la respuesta de las estructuras que cuentan con un nivel de diseño sismo resistente (CDSR) cumplen con las recomendaciones contempladas en la NSR-98 (AIS, 1998).

9.3.1 Incertidumbre en los parámetros

Para considerar las incertidumbres en los principales parámetros sísmicos y estructurales, éstos se definen como variables aleatorias y se generan a partir del método de simulación por Monte Carlo. El uso de este método para la generación de las

curvas de fragilidad y, su sistematización mediante el uso de una avanzada herramienta computacional PROMENVIR (CASA, 1997), se ha explicado con detalle en la sección 4.5.1.

Incertidumbres en la capacidad estructural

Entre los diferentes parámetros que afectan la capacidad de una estructura se tiene: la resistencia a la compresión del hormigón, la resistencia de cedencia del acero de refuerzo, el comportamiento histerético, la relación de amortiguamiento, las dimensiones físicas de los diferentes componentes y la cantidad de acero. En este caso sólo se considera la incertidumbre asociada a la resistencia de los materiales debido a que, al tratarse de modelos teóricos, no se cuenta con un estudio estadístico detallado que permita definir claramente la variación en los parámetros geométricos. Por otra parte, hasta la fecha no se conocen resultados de ensayos de carga cíclica para estructuras de HA en la ciudad de Manizales, por lo que se ha optado por no considerar incertidumbres en el comportamiento histerético. Es evidente que existen muchos otros factores que influyen claramente en la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, tales como: el proceso constructivo, el control de calidad, la mano de obra, entre otras. No obstante, para considerar todos estos aspectos debe contarse con una gran cantidad de información, de la cual no se dispone. Por lo tanto, para los edificios de Manizales, se consideran las incertidumbres de las propiedades del hormigón correspondientes a la resistencia última a la compresión f'_c y la deformación asociada ε'_c . Estos dos parámetros se definen como variables aleatorias con una distribución estadística normal. En cuanto al acero, se considera la incertidumbre en tres parámetros: la resistencia a la cedencia f_y , el módulo de elasticidad E_s y el módulo de endurecimiento E_{sh} . Para el primer parámetro se utiliza una distribución lognormal y para los dos restantes una distribución normal. Los estadísticos asociados a cada uno de las variables se muestran en la Tabla 9.7 y la Figura 9.14 muestra un ejemplo del histograma correspondiente a los valores generados para la variable f'_c .

Variable	Distribución	Media	Desviación	Unidad
f'_c	Normal	0.0239	0.003	$\frac{kN}{mm^2}$
ε'_c	Normal	0.2	0.01	%
f_y	LogNormal	0.46	0.04	$\frac{kN}{mm^2}$
E_s	Normal	210	10.5	$\frac{kN}{mm^2}$
E_{sh}	Normal	3.34	0.334	$\frac{kN}{mm^2}$

Tabla 9.7. Descripción de las variables aleatorias de los parámetros estructurales.

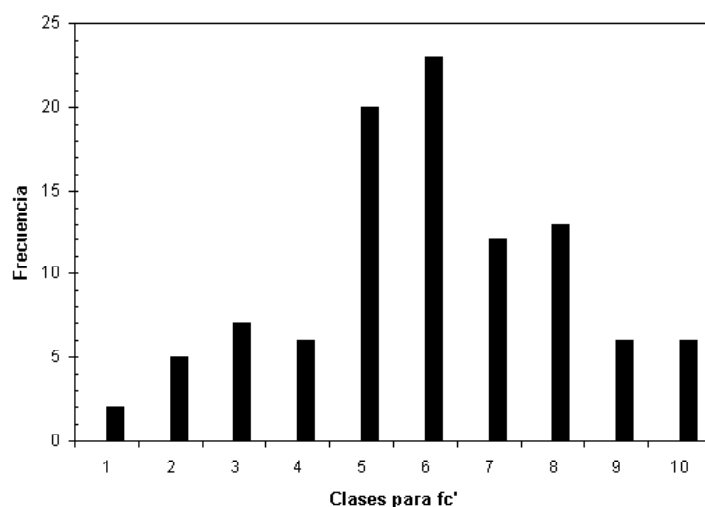


Figura 9.14. Ejemplo de histograma de frecuencias para la resistencia a la compresión del hormigón f'_c .

Incertidumbres en los parámetros de la demanda

La incertidumbre asociada con las cargas vivas y muertas es considerablemente más pequeña que la correspondiente a la carga sísmica. En este trabajo sólo esta última es modelada como un proceso estocástico evolutivo, es decir, como un proceso que no solamente varía en amplitud sino también en el contenido frecuencial a lo largo del tiempo, tal y como se explicó en la sección 7.4.3. Considerando que, para el análisis de vibraciones aleatorias de sistemas lineales, los parámetros más importantes son la frecuencia angular del estrato de suelo predominante ω_g , el coeficiente de amortiguamiento efectivo del suelo v_g y la duración de la fase fuerte del movimiento s_0 , se ha decidido, para este caso, concentrar la aleatoriedad de la acción sísmica en estas tres variables. La Tabla 9.8 muestra los estadísticos y las funciones de distribución obtenidas en la sección 7.4.3 para los parámetros espectrales del modelo, es decir, de la frecuencia angular, ω_g y el coeficiente de amortiguamiento efectivo, v_g , del estrato de suelo predominante. En el caso del parámetro s_0 , el cual se obtiene utilizando la ecuación (7.6), la aleatoriedad está en el parámetro ϵ , que corresponde a una variable aleatoria normal con media cero y desviación estándar 0.2867, la cual, controla la duración de la fase fuerte del movimiento.

Variable	Distribución	Media	Desviación	Unidad
ω_g	Weibull	12.096	3.022	rad/s
v_g	Lognormal	0.154	0.062	%
ϵ	Normal	0	0.2867	—

Tabla 9.8. Descripción de las variables aleatorias de la acción sísmica: ω_g , v_g y ϵ .

9.3.2 Análisis dinámico no lineal

Para evaluar la respuesta sísmica de los tres modelos mediante un análisis dinámico no lineal, se utiliza el programa RUAUMOKO 2D, en el cual las estructuras son idealizadas como una serie de pórticos planos. La Figura 9.15 muestra la planta y elevación del modelo A.1 y la forma como se modela esta estructura con este programa. En este caso, se han elegido los 5 pórticos (A,B,C,D y E) de la dirección larga del edificio colocados en serie como sistema resistente para una carga sísmica actuando en la dirección "x". Esta idealización es una simplificación del problema tridimensional y, se hace sobre la hipótesis que la rigidez total del edificio en la dirección x, se obtiene como la suma de las rigideces de cada uno de los pórticos existentes (en este caso 5). La conexión entre ellos, debe garantizar la compatibilidad de deformaciones, para lo cual, suele utilizarse un nudo maestro por cada nivel. Este tipo de análisis, ignora por completo los efectos torsionales, lo cual, en este caso, no supone ninguna omisión importante, debido a que las estructuras que han sido modeladas son completamente regulares en planta y elevación.

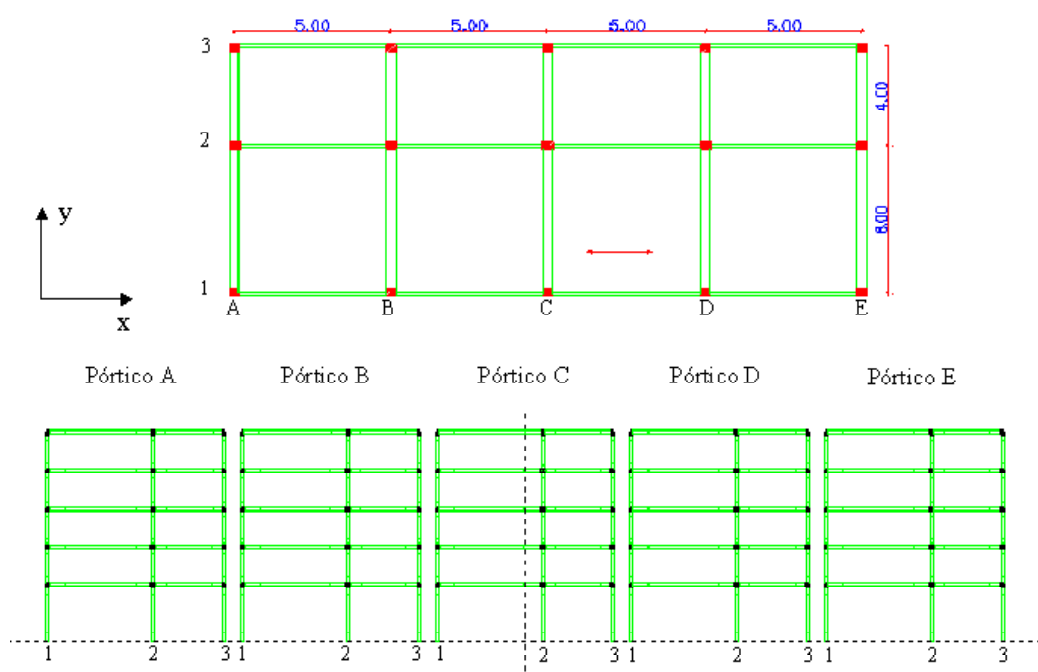


Figura 9.15. Esquema de la representación plana del modelo A.1 utilizada para el análisis pushover en el programa RUAUMOKO 2D.

El programa incorpora una gran cantidad de modelos histeréticos que representan el comportamiento inelástico de los miembros tipo barra (vigas y columnas). En este caso en particular, se ha utilizado el modelo de Takeda modificado (Figura 9.16),

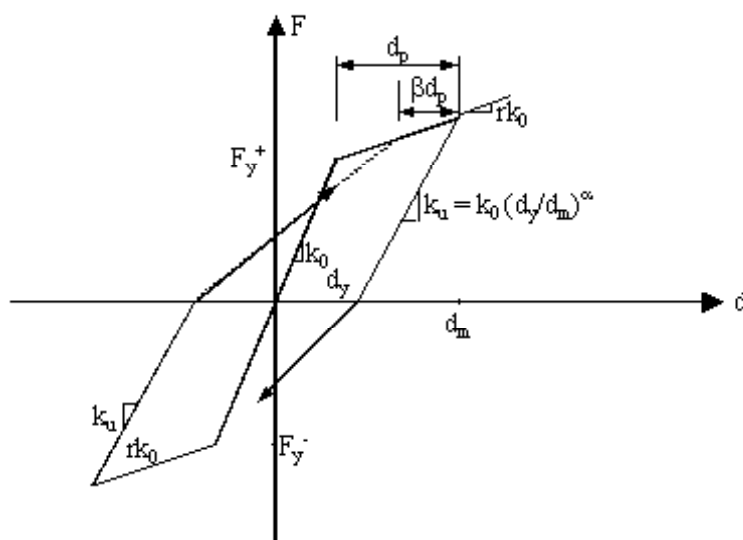


Figura 9.16. Modelo histerético de Takeda modificado.

que permite considerar la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos de hormigón armado. La degradación de rigidez se considera por medio de los parámetros α^{TM} y β , que corresponden a los factores de rigidez de descarga y recarga, respectivamente. A estos parámetros se les han asignado los valores de $\alpha^{TM} = 0.1$ y $\beta = 0.5$, como valores ampliamente utilizados para modelar el comportamiento histerético de las estructuras de hormigón armado.

La pérdida de resistencia en el RUAUMOKO, se considera con una reducción de los niveles de cedencia en función de la ductilidad del elemento o del número de ciclos de cargas reversibles (ver Figura 9.17).

De acuerdo a la Figura 9.17, el modelo está definido por cuatro parámetros:

- μ_1 : ductilidad a partir de la cual comienza a perder resistencia el elemento.
- μ_2 : ductilidad en la cual deja de perder resistencia.
- R_{μ} : resistencia residual como una fracción de la resistencia de cedencia inicial.
- μ_3 : ductilidad asociada a un resistencia igual a 0.01 la resistencia inicial.

Si la pérdida de resistencia se basa en el número de ciclos, entonces las variables tienen el siguiente significado:

- μ_1 : número de ciclos a partir del cual comienza a perderse resistencia
- μ_2 : número de ciclos en el cual la resistencia alcanza su valor residual.

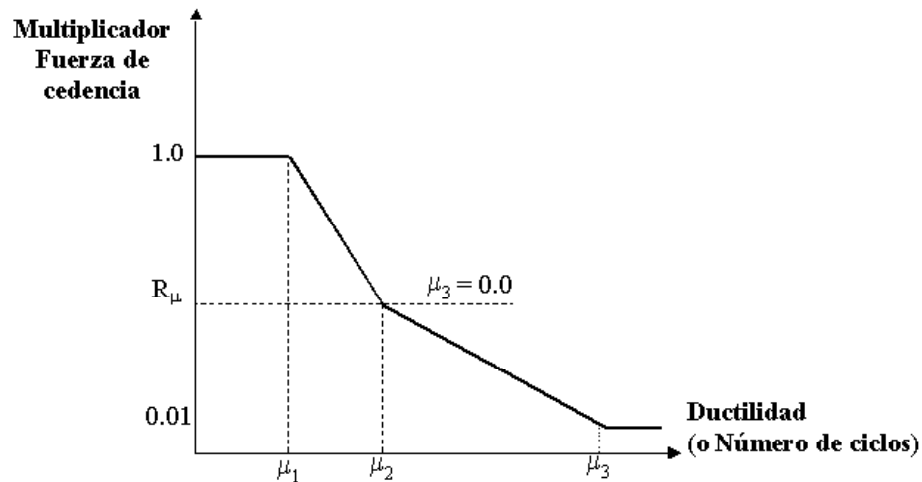


Figura 9.17. Modelo de pérdida de resistencia en función del número de ciclos histeréticos o de los factores de ductilidad.

- R_μ : resistencia residual como una fracción de la resistencia de cedencia inicial.
- μ_3 : número de ciclos en el cual la resistencia es igual a 0.01 la resistencia inicial.

Si se le asigna un valor a la variable μ_3 , entonces la resistencia decrece linealmente desde R_μ veces la resistencia inicial en μ_2 hasta 0.01 veces la resistencia inicial para el valor de ductilidad μ_3 . Si se omite esta variable, entonces la resistencia permanece constante después de alcanzar el valor μ_2 , tal como se muestra en la Figura 9.17. Los valores asignados en este caso, varían para cada elemento, y dependen exclusivamente de los valores de ductilidad obtenidos en el análisis previo.

9.3.3 Función de distribución de probabilidad para la deriva máxima entre piso

De los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal para cada modelo, es posible determinar las funciones de distribución de probabilidad (*fdp*) de la deriva máxima entre piso δ_{\max} . Para ello, se ajustan polinomios normales a los puntos obtenidos de la simulación por el método de Monte Carlo. Las Figuras 9.18, 9.19 y 9.20 muestran respectivamente las *fdp* de δ_{\max} para los modelos A.1, B.3 y C.2 para ambos niveles de diseño (SDSR y CDSR). Cada una de estas curvas, corresponde a la representación probabilista de la respuesta de un edificio cuando se ve sometido a un grupo de movimientos sísmicos generados para una misma PGA.

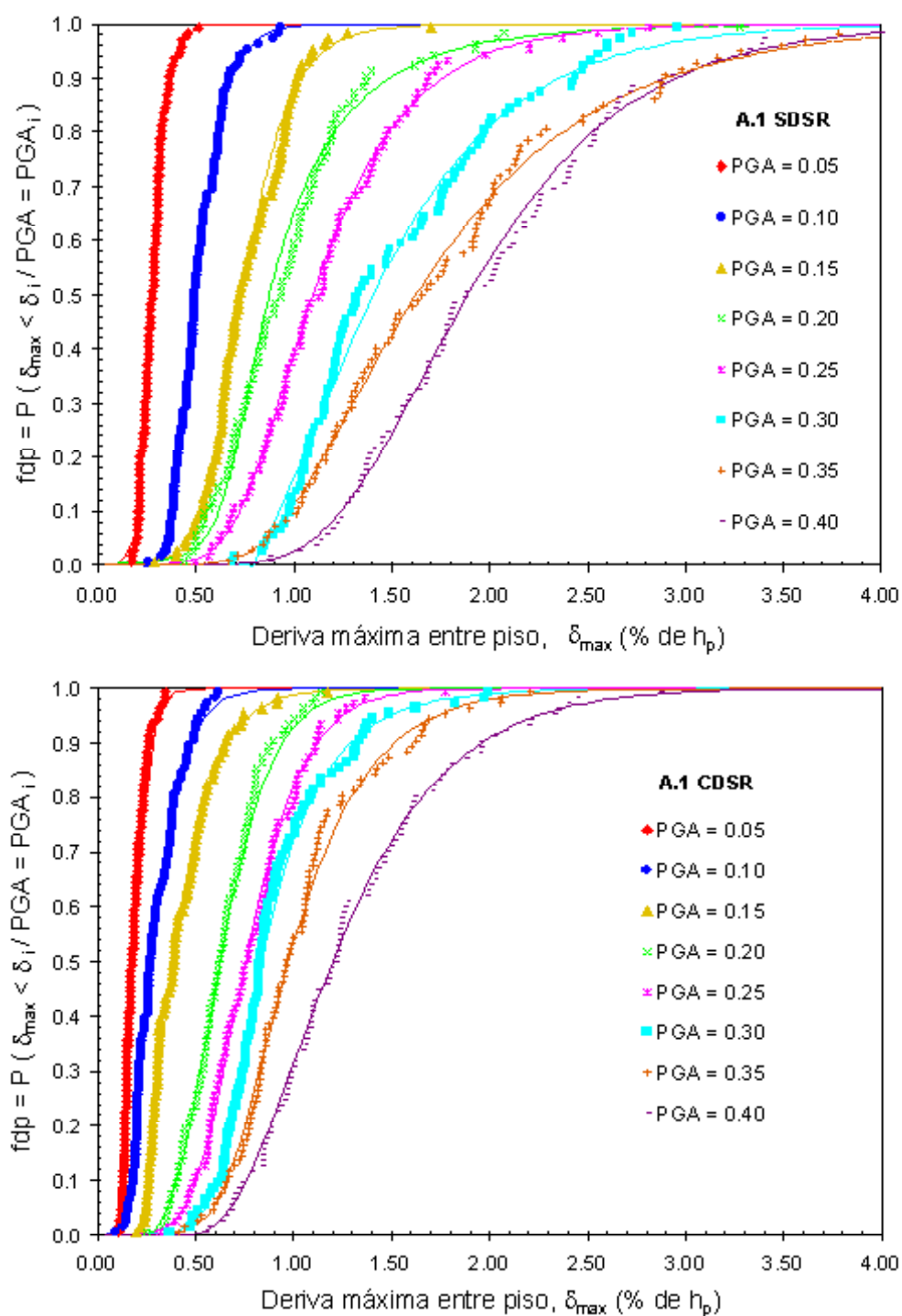


Figura 9.18. Función de distribución de probabilidad de la deriva máxima entre piso - Modelo A.1 (Bonett et al., 1999).

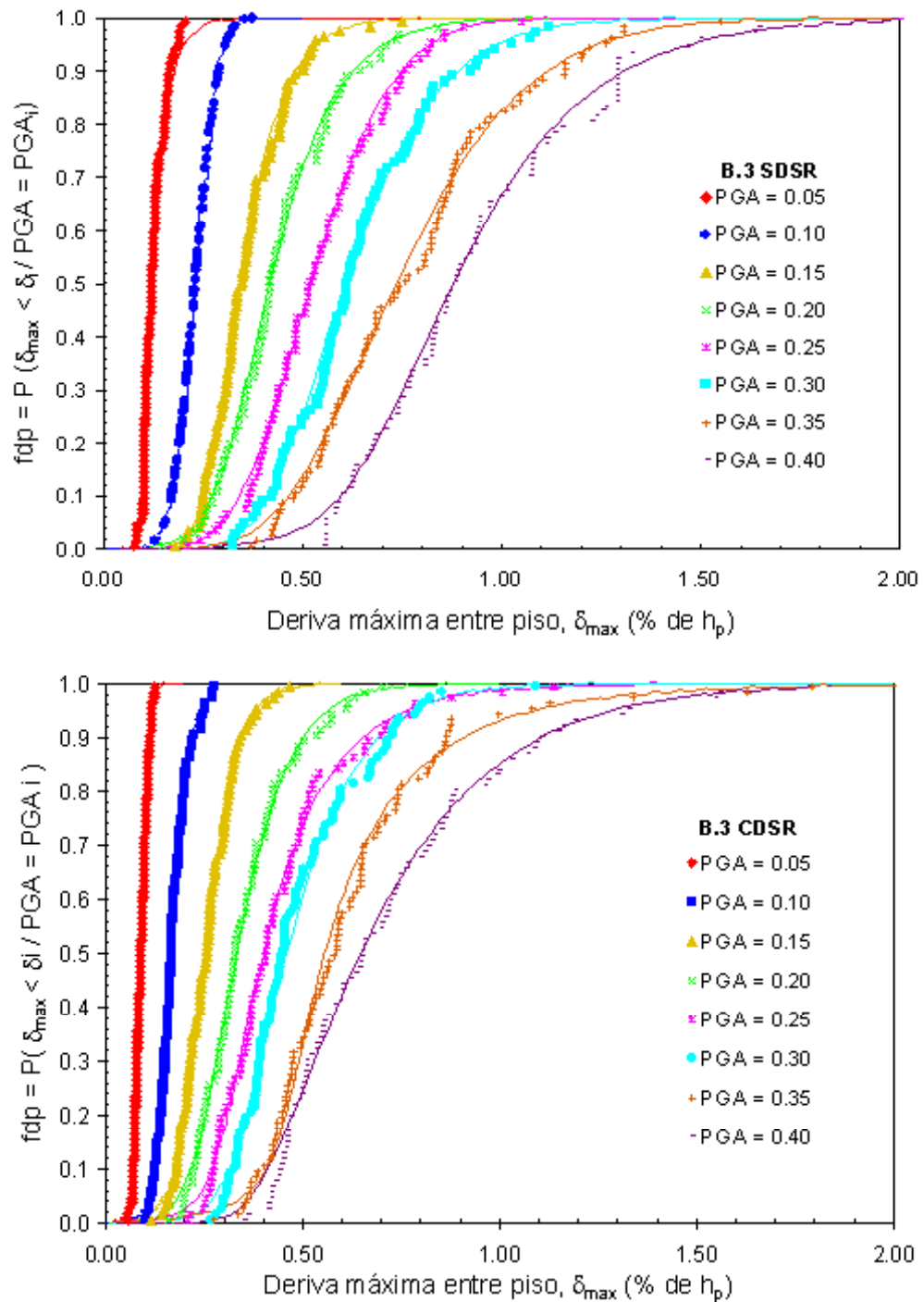


Figura 9.19. Función de distribución de probabilidad de la deriva máxima entre piso - Modelo B.3 (Bonnett et al., 1999).

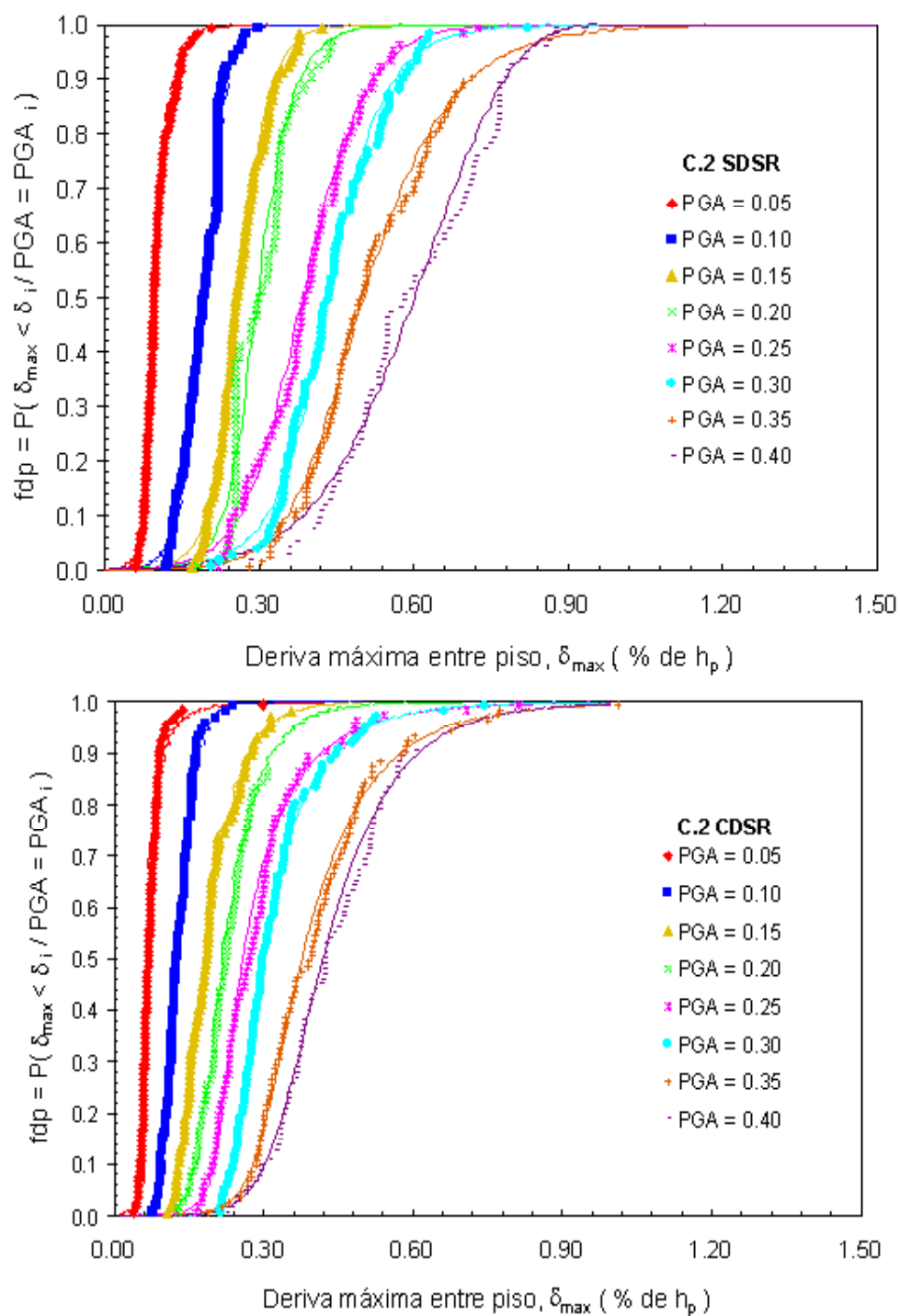


Figura 9.20. Función de distribución de probabilidad de la deriva máxima entre piso - Modelo C.2 (Bonett et al., 1999).

De acuerdo con el CCCSR-84 y la NSR-98, la deriva máxima entre piso para edificios de hormigón armado debe ser menor o igual que el 1.5 % y el 1.0 % de la altura entre piso h_p , respectivamente. Para verificar si los edificios modelados en este trabajo cumplen con estos requisitos, la Tabla 9.9 muestra los valores de la deriva máxima entre piso para la aceleración máxima del terreno ($PGA = 0.25 g$) de la ciudad de Manizales, obtenidos a partir de las Figuras 9.18, 9.19 y 9.20.

Modelo	CCCSR-84	NSR-98
	$P(\delta_{\max} \leq 1.5\% \text{ de } h_p)$	$P(\delta_{\max} \leq 1.0\% \text{ de } h_p)$
A.1 SDSR	0.81	0.39
A.1 CDSR	0.98	0.79
B.3 SDSR	1.00	0.99
B.3 CDSR	1.00	0.98
C.2 SDSR	1.00	1.00
C.2 CDSR	1.00	1.00

Tabla 9.9. Probabilidades de no excedencia de la deriva máxima entre piso para un $PGA = 0.25 g$.

Los resultados muestran que los edificios de 9 y 13 niveles (B.3 y C.2 respectivamente) para los dos niveles de diseño, cumplen perfectamente con los requisitos impuestos por ambas normativas. En el caso del edificio de 5 niveles (A.1) CDSR, existe una probabilidad muy baja (2 %) de exceder los límites impuestos por el CCCSR-84 y una probabilidad relativamente baja (20 %) para el caso de la NSR-98. Por lo tanto, puede decirse que cumple con los requisitos exigidos para su diseño. Finalmente el edificio de 5 niveles (A.1) SDSR es altamente vulnerable si se tienen en cuenta los requerimientos de la actual normativa (NSR-98), debido a que se obtiene una probabilidad de excedencia del orden del 60 %.

9.3.4 Curvas de Fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Para obtener las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño, se utilizan los valores límite de δ_{\max} para cada uno de los estados discretos de daño considerados. Estos umbrales han sido definidos a partir de un análisis estático no lineal (ver Tabla 9.4). Con estos valores, se entra a las curvas de fdp obtenidas en la sección anterior y se determinan, para los 8 valores de PGA , las probabilidades asociadas a cada estado discreto de daño. Con los puntos obtenidos siguiendo este procedimiento, se realizan dos tipos de ajustes: 1) los polinomios normales de tercer grado propuestos por Hong y Lind (1996), los cuales se describen en el apéndice B y 2) la distribución lognormal $\Phi[\cdot]$ definida como:

$$FD = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{PGA}} \ln \left(\frac{PGA}{\overline{PGA}} \right) \right] \quad (9.6)$$

\overline{PGA} es el valor medio del parámetro indicador del daño y β_{PGA,ED_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del PGA . Las Tablas 9.10 y 9.11 muestran los valores de estos dos parámetros para los 6 modelos analizados para cuatro estados de daño. La X representa los casos para los cuales no existen datos suficientes para el ajuste.

Estado de daño	\overline{PGA}					
	A.1 SDSR	A.1 CDSR	B.3 SDSR	B.3 CDSR	C.2 SDSR	C.2 CDSR
Leve	0.045	0.110	0.050	0.120	0.056	0.130
Moderado	0.076	0.180	0.230	0.340	0.195	0.450
Severo	0.200	0.500	0.450	X	X	X
Colapso	0.330	X	X	X	X	X

Tabla 9.10. Valor medio de la aceleración máxima del terreno \overline{PGA} para cada estado de daño.

Estado de daño	β_{PGA,ED_i}					
	A.1 SDSR	A.1 CDSR	B.3 SDSR	B.3 CDSR	C.2 SDSR	C.2 CDSR
Leve	0.25	0.35	0.35	0.30	0.30	0.30
Moderado	0.30	0.30	0.30	0.35	0.28	0.35
Severo	0.35	0.30	0.30	X	X	X
Colapso	0.35	X	X	X	X	X

Tabla 9.11. Valor medio de la aceleración máxima del terreno \overline{PGA} para cada estado de daño.

Las Figuras 9.21, 9.22 y 9.23 muestran las curvas ajustadas mediante polinomios normales, respectivamente para los modelos A.1, B.3 y C.2 para ambos niveles de diseño (SDSR y CDSR) y las Tablas 9.12, 9.13 y 9.14 corresponden a las matrices de probabilidad de daño. Se han elegido los polinomios normales, porque se obtiene un mejor ajuste, sin embargo, las funciones de distribución lognormal ajustadas, también pueden ser de gran utilidad para la implementación de estos resultados en las normativas de diseño y evaluación del riesgo sísmico.

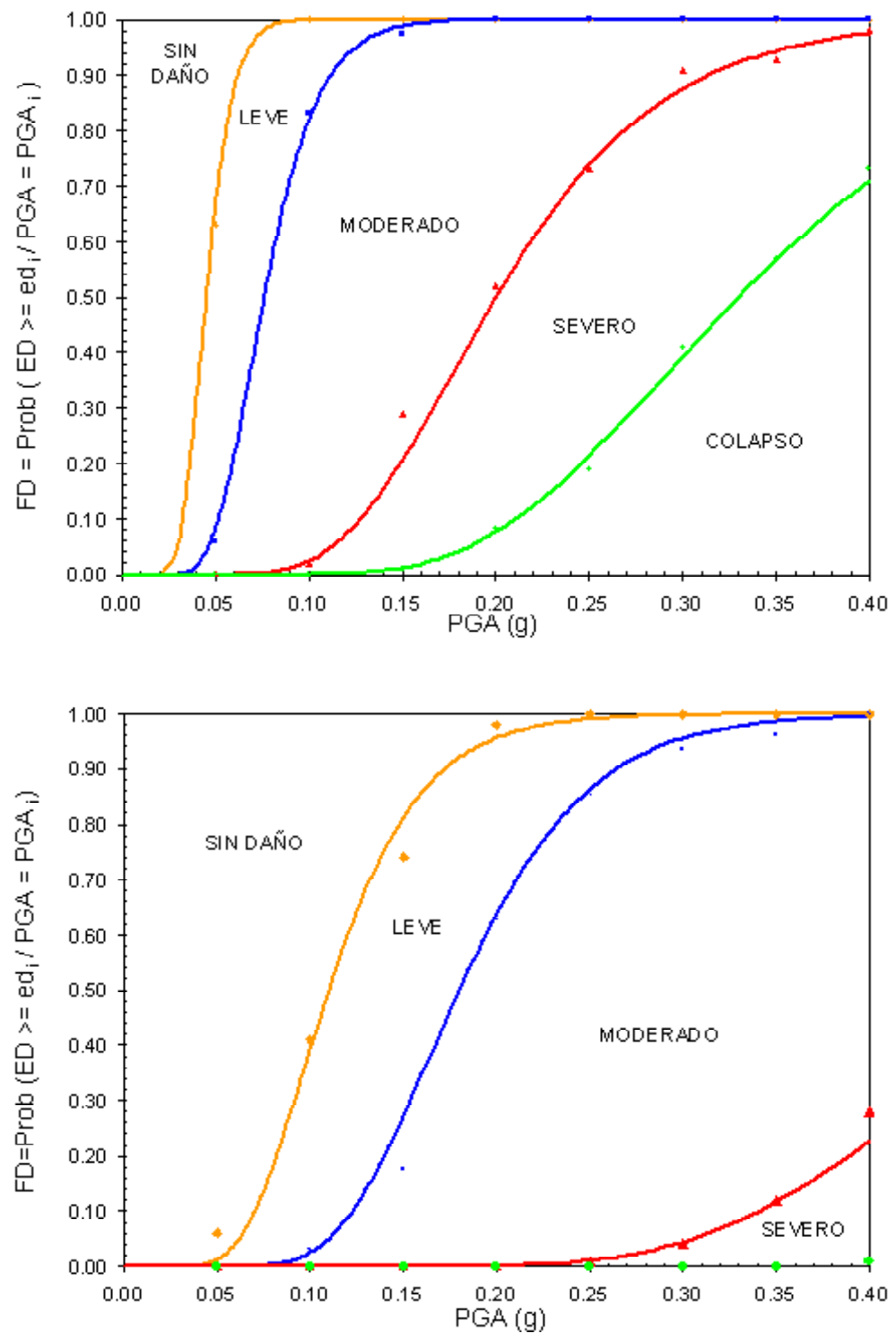


Figura 9.21. Curvas de fragilidad para el edificio de 5 niveles (modelo A.1 SDSR, arriba y CDSR, abajo) (Bonett et al., 1999).

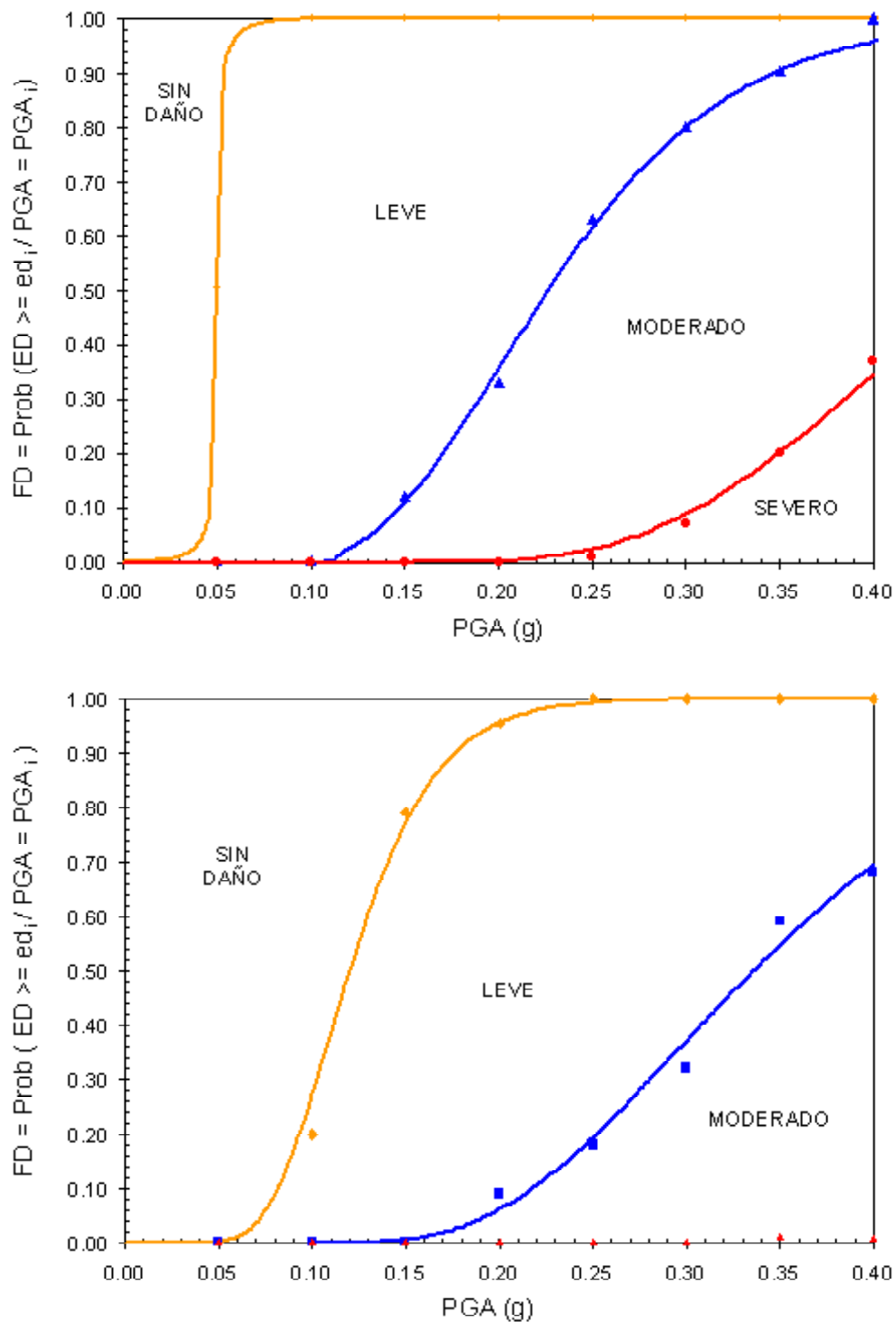


Figura 9.22. Curvas de fragilidad para el edificio de 9 niveles (modelo B.3 SDSR, arriba, y CDSR, abajo) (Bonett et al., 1999).

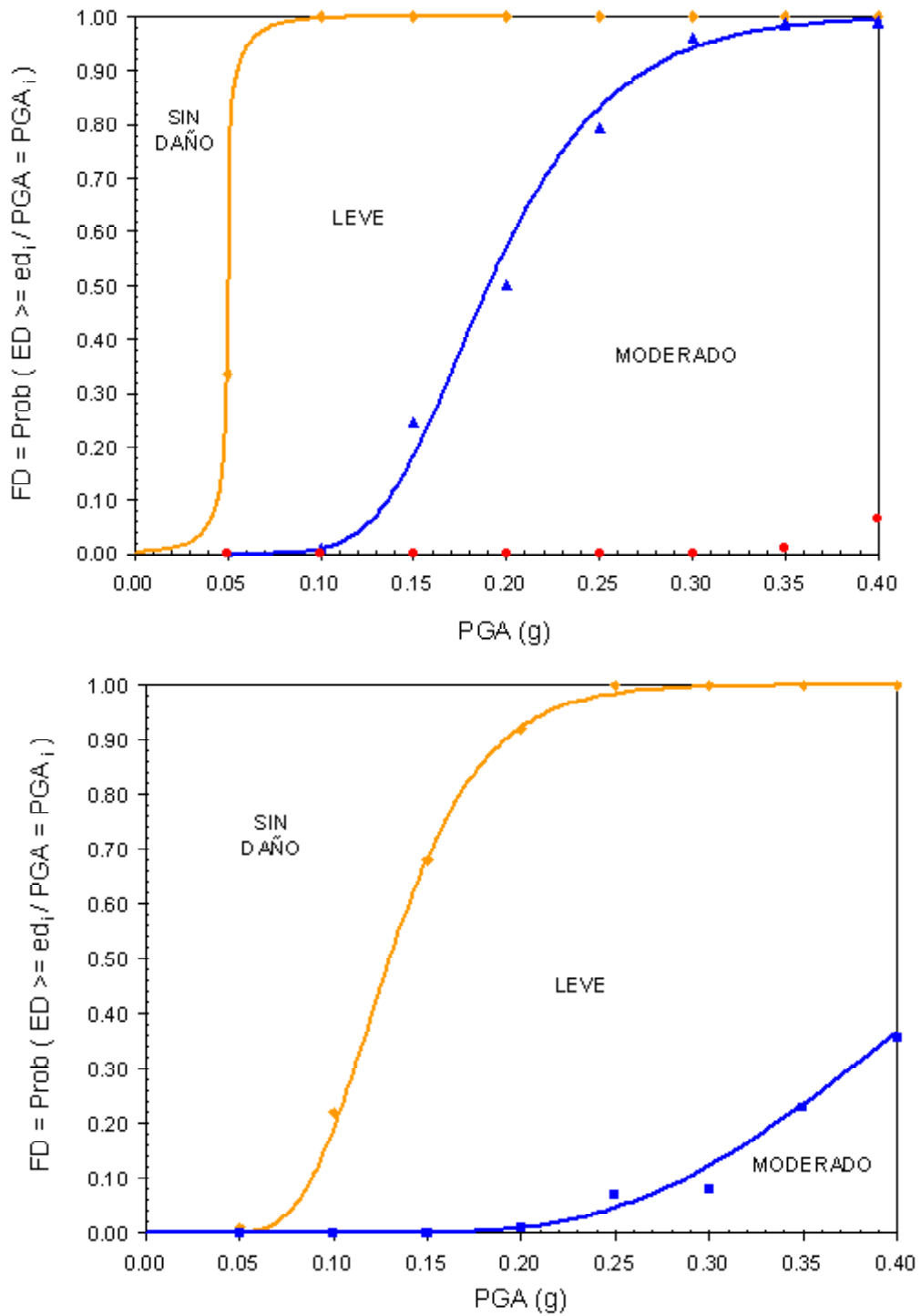


Figura 9.23. Curvas de fragilidad para el edificio de 13 niveles (modelo C.2 SDSR, arriba, y CDSR, abajo) (Bonett et al., 1999).

Valores de Probabilidad de daño										
PGA	Estado de Daño									
	Sin daño		Leve		Moderado		Severo		Colapso	
	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR
0.05	0.37	0.94	0.57	0.06	0.06	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10	0.0	0.59	0.17	0.38	0.81	0.03	0.02	0.0	0.0	0.0
0.15	0.0	0.26	0.03	0.57	0.68	0.18	0.28	0.0	0.01	0.0
0.20	0.0	0.02	0.0	0.35	0.48	0.63	0.44	0.0	0.08	0.0
0.25	0.0	0.0	0.0	0.15	0.27	0.84	0.54	0.01	0.19	0.0
0.30	0.0	0.0	0.0	0.07	0.09	0.89	0.50	0.04	0.41	0.0
0.35	0.0	0.0	0.0	0.04	0.07	0.84	0.36	0.12	0.57	0.0
0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.02	0.72	0.25	0.27	0.73	0.01

Tabla 9.12. Matriz de probabilidad de daño - Edificio de 5 niveles (A.1).

Valores de Probabilidad de daño										
PGA	Estado de Daño									
	Sin daño		Leve		Moderado		Severo		Colapso	
	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR
0.05	0.50	1.00	0.51	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10	0.0	0.80	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.15	0.0	0.21	0.54	0.79	0.45	0.0	0.01	0.0	0.0	0.0
0.20	0.0	0.05	0.29	0.86	0.64	0.09	0.08	0.0	0.0	0.0
0.25	0.0	0.0	0.08	0.82	0.72	0.18	0.20	0.0	0.0	0.0
0.30	0.0	0.0	0.05	0.68	0.64	0.32	0.31	0.0	0.0	0.0
0.35	0.0	0.0	0.0	0.41	0.45	0.58	0.55	0.01	0.0	0.0
0.40	0.0	0.0	0.0	0.32	0.22	0.67	0.77	0.01	0.01	0.0

Tabla 9.13. Matriz de probabilidad de daño - Edificio de 9 niveles (B.3).

Valores de Probabilidad de daño										
PGA	Estado de Daño									
	Sin daño		Leve		Moderado		Severo		Colapso	
	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR	SDSR	CDSR
0.05	0.80	0.99	0.20	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10	0.06	0.78	0.93	0.22	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.15	0.0	0.32	0.76	0.68	0.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	0.0	0.08	0.50	0.91	0.50	0.01	0.0	0.0	0.0	0.0
0.25	0.0	0.0	0.21	0.93	0.79	0.07	0.0	0.0	0.0	0.0
0.30	0.0	0.0	0.04	0.92	0.96	0.08	0.0	0.0	0.0	0.0
0.35	0.0	0.0	0.01	0.77	0.98	0.23	0.01	0.0	0.0	0.0
0.40	0.0	0.0	0.01	0.65	0.92	0.36	0.07	0.0	0.0	0.0

Tabla 9.14. Matriz de probabilidad de daño - Edificio de 13 niveles (C.2).

De estos resultados se observa claramente que el comportamiento de los edificios, mejora considerablemente con la incorporación de las normativas de diseño sismo-resistente. Para la aceleración máxima esperada en Manizales ($PGA = 0.25 g$) se reducen los niveles de daño para cada modelo. Así, en el caso del edificio de 5 niveles (A.1) los daños pasan de severos a moderados, mientras que en los edificios de 9 (B.3) y 13 (C.2) niveles pasan de moderados a leves. Para niveles altos de aceleración, el edificio de 5 niveles, en particular, elimina por completo la probabilidad del colapso para los valores de PGA considerados (ver Figura 9.21 y Tabla 9.12).

Para los diferentes niveles de aceleración empleados en la generación de los acelerogramas sintéticos, la respuesta global de las estructuras analizadas, señalan al edificio de 5 niveles como el más vulnerable. Claramente los niveles de daño que se presentan en esta estructura superan considerablemente los obtenidos para las demás estructuras. Estos resultados son consistentes con los daños que se presentaron durante los sismos registrados en el antiguo Caldas (23-11-79), Tumaco (12-12-79) y en la ciudad Popayán (31-03-83), donde los daños fueron catalogados entre severos y de colapso, y se concentraron especialmente en edificios de cinco niveles o más bajos (AIS, 1998). A partir de estudios posteriores a estos eventos, se pudo identificar que una de las principales causas de la alta vulnerabilidad de estos edificios, se debe a que hasta finales de la década de los 70, existía la creencia generalizada errónea dentro de los ingenieros nacionales que los edificios de baja altura (menores o iguales a 5 niveles) no requerían diseño sismo-resistente.

Considerando que el modelo de 5 niveles representa el 62% de los edificios de HA de la ciudad de Manizales, puede decirse que a nivel global, este hecho aumenta el riesgo, por causa de su alta vulnerabilidad. Adicionalmente, el factor de participación de las estructuras aporricadas de HA con características similares a las presentadas en este estudio en la mayoría del territorio Colombiano, es bastante elevado. Por lo tanto, la ocurrencia de un sismo con niveles de aceleración y contenido frecuencial similares a los modelados en este trabajo, puede ocasionar una catástrofe de grandes proporciones, como ya se ha evidenciado. En este caso, tal y como ya ha sido identificado por la misma normativa Colombiana (NSR-98), es necesario adoptar otro tipo de sistema resistente, que permita solucionar los problemas de flexibilidad de los pórticos de hormigón armado, como por ejemplo los muros estructurales.

9.4 Análisis comparativo de las metodologías empleadas

En el presente capítulo se utilizan dos metodologías diferentes para la evaluación del estado de daño o nivel de desempeño de un grupo de estructuras. El primer método es determinista (Método 1) y evalúa el daño a partir del punto de desempeño mediante un análisis estático no lineal. Por otra parte, el segundo método (Método

2) es probabilista y utiliza un análisis dinámico no lineal para cuantificar el daño por medio de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. La Tabla 9.15 muestra los estados de daño obtenidos con las dos metodologías para los tres modelos estructurales (A.1, B.3 y C.2) y los dos niveles de diseño (SDSR y CDSR), para la aceleración máxima esperada en la ciudad de Manizales ($PGA = 0.25g$). La columna 3 presenta el estado de daño con mayor probabilidad de ocurrencia obtenido con el método 2 y la columna 4 muestra la probabilidad de ocurrencia obtenida con el método 2 para el estado de daño del método 1 (columna 2).

Modelo	Estados discretos de daño		
	Método 1	Método 2	
A.1 SDSR	Colapso	Severo (0.54)	Colapso (0.19)
A.1 CDSR	Severo	Moderado (0.84)	Severo (0.01)
B.3 SDSR	Severo	Moderado (0.72)	Severo (0.20)
B.3 CDSR	Moderado	Leve (0.82)	Moderado (0.18)
C.2 SDSR	Severo	Moderado (0.79)	Severo (0.0)
C.2 CDSR	Moderado	Leve (0.93)	Moderado (0.07)

Tabla 9.15. Comparación de los estados discretos de daño para los modelos estructurales analizados (ver explicación en el texto).

De esta Tabla, se concluye que las dos metodologías difieren en un grado de daño, es decir, que para un mismo edificio, mientras con el método 1 el daño obtenido es por ejemplo severo, con el método 2 el daño es moderado. Ahora bien, si se utilizan las matrices de probabilidad obtenidas en el segundo método para determinar las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño obtenidos con el primer método, claramente se determina que son inferiores al 20% en todos los casos e incluso en algunos casos, nula. Estas diferencias están asociadas al tipo de análisis que utiliza cada método. Debe tenerse en cuenta que el análisis dinámico no lineal es el método disponible más adecuado para evaluar la respuesta y el daño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos, debido a que considera la variación de las propiedades estructurales con el tiempo y utiliza historias temporales de aceleración para representar la acción sísmica. Además, el método 2 tiene en cuenta las incertidumbres asociadas a los parámetros sísmicos y estructurales e incorpora en la definición de la acción sísmica información de sismos registrados en la zona. Por lo tanto, los resultados obtenidos con el segundo método pueden considerarse que representan con mayor fidelidad, el comportamiento de los edificios de la ciudad de Manizales. No obstante, desde el punto de vista práctico, el análisis estático no lineal es un método mucho más simple y conocido por la mayoría de los ingenieros y arquitectos encargados del diseño de las estructuras. Por lo tanto, este método también puede ser utilizado para propósitos de análisis y diseño de estructuras regulares, considerando sus respectivas limitaciones para cuantificar el daño global de una estructura y teniendo en cuenta que tiende a ser conservador.

9.5 Escenarios de daño

Para generar los escenarios de daño sísmico estructural, se determinan las probabilidades de daño correspondientes a la aceleración máxima del terreno de la ciudad de Manizales ($PGA = 0.25g$), para los 6 modelos estructurales, los cuales representan a los edificios aporricados de hormigón armado. Para ello, se utilizan las curvas de fragilidad obtenidas para cada uno de ellos.

Las Figuras 9.24 y 9.25 muestran los histogramas que representan la probabilidad de ocurrencia de los 5 estados de daño considerados, para una $PGA = 0.25g$. En este caso, los escenarios corresponden a la demanda sísmica representada por medio del modelo estocástico desarrollado por Hurtado para la ciudad de Manizales.

En la Figura 9.24, se puede ver que el edificio de 5 niveles sin diseño sismorresistente (A.1 SDSR), tiene una probabilidad de daño severo superior al 50 % y una probabilidad aproximadamente igual al 20 % de que se produzca el colapso. Los daños en los edificios de 9 y 13 niveles (B.3 y C.2 SDSR) son en su mayoría moderados (70 % y 80 % respectivamente) y, la probabilidad del colapso para este nivel de aceleración es nula.

Los edificios con diseño sismorresistente presentan probabilidades de daño muy inferiores a los del grupo anterior. Así pues, las probabilidades de que se presenten daños severos o incluso el colapso, son nulas para todos los modelos (ver Figura 9.25). Por lo tanto, para el nivel de aceleración máxima del terreno de la ciudad de Manizales, se espera un mejor desempeño de los edificios con diseño sismorresistente. Los daños en estos edificios varían entre leves y moderados.

En la Figura 9.26 se puede apreciar la disminución en las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño para el edificio de 5 niveles con la incorporación del diseño sismorresistente.

A partir de los histogramas que se muestran en las Figuras 9.24 y 9.25, es posible mediante el uso de sistemas de información geográfica, generar mapas correspondientes a escenarios de daño, para los edificios de HA existentes en la ciudad de Manizales.

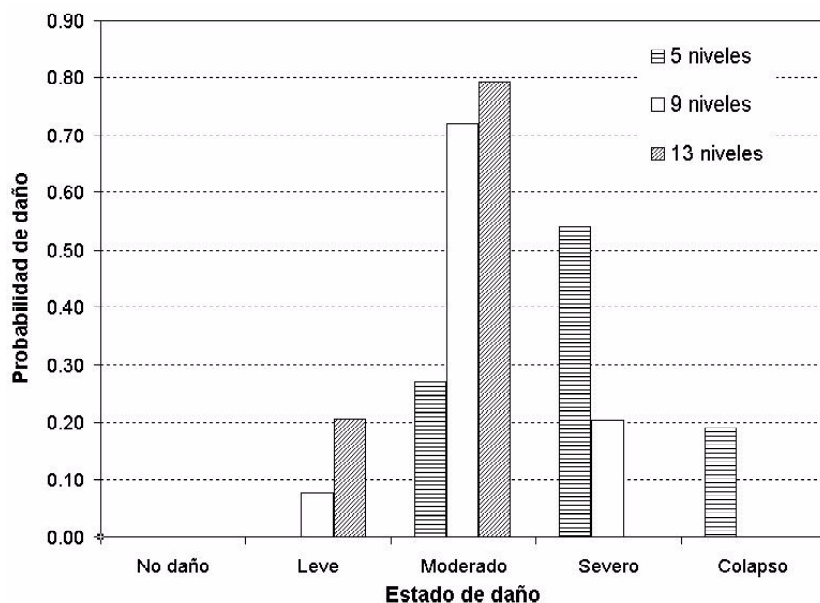


Figura 9.24. Valores de la probabilidad de ocurrencia de los estados de daño - Escenario correspondiente a la demanda del modelo estocástico - Edificios SDSR para $PGA = 0.25g$.

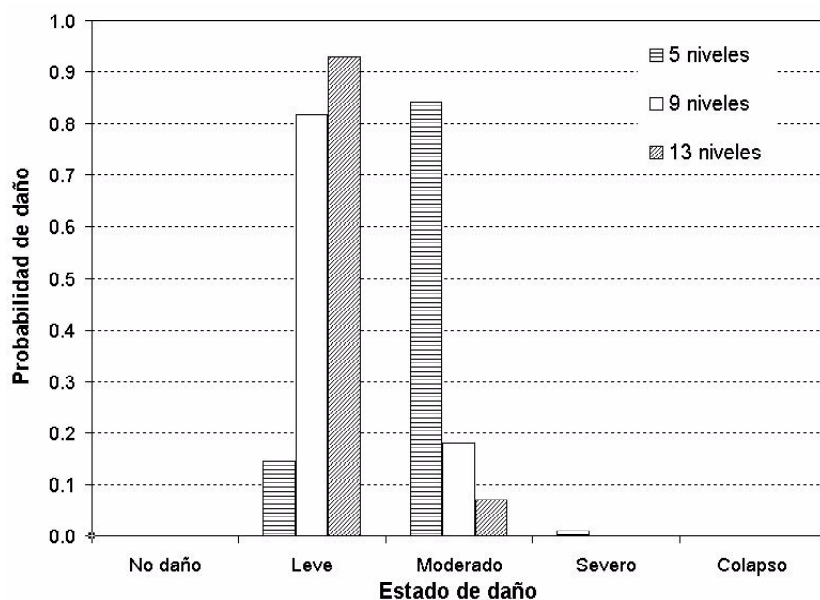


Figura 9.25. Valores de la probabilidad de ocurrencia de los estados de daño - Escenario correspondiente a la demanda del modelo estocástico - Edificios CDSR para $PGA = 0.25g$.

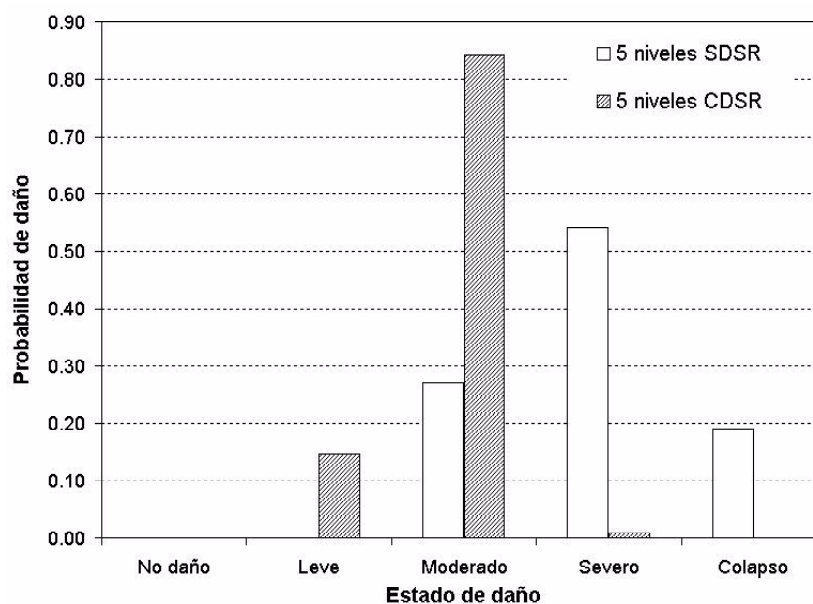


Figura 9.26. Comparación entre las probabilidades de ocurrencia de los estados de daño para el edificio de 5 niveles SDSR y CDSR. Modelo estocástico, $PGA = 0.25 g$.

9.6 Resumen y discusión

En este capítulo se presenta la evaluación de la vulnerabilidad y el desempeño sísmico de edificios aporticados de HA localizados en la ciudad de Manizales (Colombia). Esta región ha sido identificada como una zona de riesgo sísmico elevado, debido a que tiene una sismicidad y densidad de población alta.

El desempeño sísmico de los 6 edificios modelados en este trabajo, se determina con el método N2 propuesto por Fajfar. El método utiliza un análisis estático no lineal ("*análisis pushover*") y los parámetros modales, para obtener el espectro de capacidad de un sistema de 1 grado de libertad equivalente, el cual, se superpone con el espectro de demanda para obtener el punto de desempeño de la estructura. A partir del análisis pushover e identificando los instantes de agrietamiento, cedencia y agotamiento de la capacidad última de los elementos estructurales, se determinan los valores de desplazamiento asociados a los límites de los estados de daño considerados por el comité VISION 2000 (sin daño, leve, moderado, severo y colapso). Finalmente, se verifica si los niveles de desempeño estructural de los 6 modelos cumplen con los objetivos de diseño propuestos en las dos normativas Colombianas. Este método se aplica a 6 modelos estructurales para los casos de los espectros de respuesta suavizados de las normativas de diseño Colombianas (CCCSR-84 y NSR-98). Para analizar la influencia de la forma suavizada de los espectros de norma en

la determinación del nivel de desempeño estructural, se aplica el mismo método para el modelo de 5 niveles CDSR pero en este caso, la demanda sísmica se representa por medio de los espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos generados a partir del modelo estocástico.

De los resultados obtenidos en la estimación de los puntos de desempeño estructural se concluye lo siguiente:

- El desempeño sísmico de los edificios de HA de la ciudad de Manizales mejora considerablemente con el uso del CCCSR-84 para el diseño de estas estructuras, como es de esperar.
- Los edificios con diseño sismorresistente cumplen perfectamente con los controles impuestos por las normativas Colombianas (CCCSR-84 y NSR-98) para la deriva máxima entre piso.
- Los objetivos básicos de las normativas Colombianas se cumplen para los edificios altos (9 y 13 niveles), mientras que para los edificios de elevación media (5 niveles) el estado de daño obtenido corresponde a un nivel de desempeño anterior al colapso, que es inadmisibles para una acción sísmica correspondiente al movimiento sísmico de diseño.
- La forma suavizada "poco realista" de los espectros de diseño de las normativas Colombianas, para períodos medios y altos, sobreestima en más de un 50% el nivel de desempeño de las estructuras, debido a las diferencias en el ancho de banda frecuencial.

En cuanto a la vulnerabilidad sísmica, se desarrolla una metodología que, de acuerdo a la clasificación propuesta por Dolce et al., (1995), se puede describir en función de los datos, el método y el tipo de resultado. En este caso, para representar los edificios y la acción sísmica, se utilizan como datos de entrada los modelos estructurales y los acelerogramas sintéticos respectivamente. La respuesta de los modelos estructurales para estos acelerogramas, se determina mediante un análisis dinámico no lineal. Los principales parámetros sísmicos y estructurales se definen como variables aleatorias para considerar las incertidumbres asociadas a cada uno de ellos. Las muestras correspondientes a estas variables se generan mediante el método de simulación por Monte Carlo. Finalmente, los resultados obtenidos son las funciones de distribución de probabilidad de la deriva máxima entre piso (parámetro utilizado para cuantificar el daño) y las correspondientes curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para cada modelo.

De la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de Manizales se puede concluir que:

- La vulnerabilidad sísmica de los edificios de HA de la ciudad de Manizales, disminuye considerablemente con la incorporación de los requisitos de diseño

sismorresistente contemplados en el primer Código de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84, como es razonable esperar.

- La vulnerabilidad de los edificios de HA de la ciudad de Manizales disminuye a medida que aumenta el número de niveles. De esta forma, el edificio de 5 niveles SDSR es el más vulnerable y es el único donde la probabilidad que se presente el colapso es mayor del 50% para el nivel de la aceleración de diseño ($PGA = 0.25g$).
- El edificio de 5 niveles SDSR presenta una probabilidad alta de que ocurran daños severos (84 %). Considerando su alto grado de participación dentro del grupo de edificios de hormigón armado de la ciudad de Manizales, es de esperar que ante la ocurrencia de un sismo con características de aceleración y contenido frecuencial similares a las representadas en este trabajo, gran parte de los edificios existentes en la ciudad, pueden sufrir daños severos e incluso pueden producirse verdaderas catástrofes sísmicas como ya se ha evidenciado en el pasado.

Finalmente, de la comparación de los dos métodos utilizados para la evaluación del daño sísmico de los edificios de hormigón armado de Manizales, se concluye que:

- En el caso aquí analizado, $PGA=0.25 g$, el daño esperado difiere en un grado, es decir, que para un mismo edificio, mientras con el método 1 el daño obtenido es severo, con el método 2 el daño es moderado.
- El análisis dinámico no lineal (método 2) es el método más adecuado para evaluar la respuesta y el daño de una estructura cuando se somete a movimientos sísmicos, debido a que considera la variación de las propiedades estructurales con el tiempo y utiliza historias temporales de aceleración para representar la acción sísmica. Adicionalmente, este método considera las incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales por medio del método de simulación por Monte Carlo, lo que le dota de unas características estocásticas más acordes con las observaciones de las crisis sísmicas reales.

