

Capítulo 5

Paradigma del riesgo en la Ingeniería Sísmica

5.1. Amenaza sísmica

Uno de los avances más importantes de la Ingeniería Sísmica durante la segunda mitad del siglo XX fue el desarrollo de metodologías para la estimación de la intensidad máxima que, en un período de tiempo, un movimiento sísmico podría llegar a registrar en una región sísmicamente activa. Estas metodologías se han refinado en los últimos años dada su importancia para la recomendación de adecuados criterios de diseño sismorresistente en la construcción de las nuevas edificaciones.

Debido a que no puede predecirse con certeza la manifestación de futuros terremotos, no puede modelarse el fenómeno sísmico en una forma simple y determinista. Sin embargo, con base en análisis estadísticos de terremotos en el pasado y su aceleración estimada para diferentes sitios, se puede obtener la probabilidad de ocurrencia de ciertas aceleraciones en el futuro. Reconociendo que muchos aspectos de los terremotos y su ocurrencia son desconocidos, se puede considerar este fenómeno como un proceso discreto estocástico en el tiempo. Igualmente, la aceleración del suelo causada por los terremotos se puede entender como un proceso similar y por lo tanto se puede concluir que es posible aplicar un análisis estadístico. Para este análisis es necesario contar con un catálogo de eventos en el pasado que permita definir la distribución de las aceleraciones. Sin embargo, usualmente no se cuenta con un amplio inventario de registros de dichas aceleraciones en cada sitio. Por esta razón, ha sido necesario desarrollar modelos que permitan determinar el valor de aceleración probable en cada lugar de interés. Usualmente, las etapas para evaluar la amenaza sísmica de acuerdo con este enfoque son las siguientes:

Definición de zonas sísmicas. Dado que no todos los sitios están caracterizados por tener una alta sismicidad. El primer paso en el proceso de análisis es definir las zonas potenciales donde se pueden generar fuertes terremotos. En la actualidad, es aceptado ampliamente que la ocurrencia de los terremotos y la localización de sus epicentros está relacionada con las propiedades tectónicas y el sistema de fallas geológicas de una región. Para la definición de las zonas sísmicas, por lo tanto, es necesario llevar a cabo la recolección de los datos existentes a cerca de las características sísmicas y tectónicas del sitio considerado.

Modelización geométrica de las fuentes sísmicas. La fuente de origen de los sismos puede considerarse como un volumen dentro de la tierra, sin embargo en muchos casos una de sus tres dimensiones puede ser bastante mayor. Los modelos de las fuentes de origen que se utilizan para el análisis normalmente son el punto, la línea, el círculo y el área (Cornell 1967). Esta modelización se justifica como una primera aproximación puesto que el error en sus resultados es comparable con el causado por la insuficiente cantidad de información y por la limitada definición de los parámetros de origen de los sucesos.

Modelización de la ocurrencia sísmica. El fenómeno sísmico, tal como se mencionó, es un proceso discreto estocástico no estacionario en el tiempo que resulta muy complejo. Normalmente este fenómeno se modela como un proceso discreto estocástico simple, tal como las pruebas de Bernoulli, los procesos de Poisson o los procesos de Markov en dos estados. No obstante, el modelo más utilizado es el proceso estacionario estocástico de Poisson, por su simpleza y porque sus incertidumbres guardan consistencia con la falta de información y otras imprecisiones de la información.

Determinación de la distribución de magnitudes. Puesto que el nivel de amenaza no sólo depende del número de veces que ocurre el fenómeno sino también de la magnitud del mismo, es necesario conocer la recurrencia de eventos con diferentes magnitudes. Para el efecto se utilizan expresiones empíricas de la relación entre frecuencia y magnitud obtenidas para cada sitio.

Determinación de las funciones de atenuación. Terremotos con diferentes magnitudes producen diferentes aceleraciones en un mismo sitio, así también terremotos con magnitudes iguales pueden producir diferentes aceleraciones del suelo a diferentes distancias. Sin embargo, el problema no es muy simple porque las aceleraciones no sólo dependen de la magnitud y la distancia sino también por otros factores como las propiedades del medio por donde se propagan las ondas sísmicas, las propiedades locales del suelo en el sitio y la topografía. En la actualidad se aplican curvas promedio obtenidas del análisis estadístico de los catálogos de eventos que sólo son definidas en términos de la magnitud y la distancia hipocentral.

Evaluación de la amenaza sísmica. Los parámetros que definen la amenaza sísmica son la función de distribución acumulada de probabilidad de los valores máximos del parámetro que expresa el movimiento del suelo, el período de retorno de los terremotos con diferentes intensidades y el nivel de probabilidad del máximo movimiento del suelo relacionado con el período de retorno. Las técnicas más utilizadas proveen un método para la integración de las influencias individuales de las fuentes potenciales de terremotos, lejos y cerca, más activas o menos, dentro de la distribución de probabilidad de valores máximos anuales. Una vez desarrollada una red de puntos de análisis en una región puede construirse un mapa que exprese la amenaza como contornos de igual aceleración pico con cierta probabilidad de no excedencia durante un tiempo determinado o como contornos de igual período de retorno para ciertos niveles máximos de aceleración pico del suelo.

En general la amenaza sísmica se podría expresar en términos de la aceleración pico del suelo, la velocidad pico, el espectro de respuesta, la duración de la excitación, el contenido frecuencial y todos aquellos parámetros que pueden afectar las estructuras después de cierto umbral. Uno de los parámetros más utilizados ha sido la intensidad en la Escala Modificada de Mercalli debido a que con ésta es posible asignar una intensidad a eventos históricos bien documentados e incluirlos en el catálogo de eventos ocurridos.

Los métodos utilizados más frecuentemente para evaluar la amenaza han sido los desarrollados por Esteva (1964) y Cornell (1967/69), los cuales permiten obtener las relaciones entre el parámetro representativo del movimiento del suelo y su período de retorno promedio para el sitio, considerando relaciones geográficas arbitrarias entre el sitio de análisis y la fuente potencial del movimiento. En la mayoría de los códigos de construcción sismorresistente el terremoto para el nivel de diseño es un evento hipotético mayor que causa la sacudida del suelo estimado a tener un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, lo que equivale a 0.21% de probabilidad anual y 475 años de período de retorno.

Desafortunadamente, debido a la descripción limitada del fenómeno, la insuficiente cantidad de registros a cerca de los eventos y a las incertidumbres inherentes a las hipótesis utilizadas para la modelización se ha llegado a concluir (Vere-Jones, 1983) que en algunos casos podrían llegar presentarse errores en la estimación de las probabilidades en un factor de 4 a 5 para sismos moderados y dos veces, quizá, estas cantidades para movimientos más fuertes. Por esta razón, en la actualidad se han propuesto modelos con "memoria en el tiempo" basados en las cadenas de Markov para resolver el problema que representa la modelización clásica del fenómeno considerando independencia de los eventos en el tiempo y el espacio. También, se han propuesto modelos basados en probabilidad Bayesiana que permiten combinar de una manera más adecuada la información histórica, los registros actuales y la información geológica. Otras dificultades como la imprecisión en la determinación de la intensidad, estimada de la información obtenida del daño en las edificaciones sin tener en cuenta el tipo de edificación (Lapajne 1985) y la utilización de la aceleración del suelo como un único parámetro representativo del movimiento ha conducido al refinamiento de técnicas para obtener parámetros más representativos como la Aceleración Equivalente EQA y el Espectro de Respuesta Efectivo ERS que incluye factores tales como la duración del evento, al contenido frecuencial y al comportamiento inelástico (Milutinoviç y Kameda 1983). Estos y otros desarrollos más recientes están contribuyendo a determinar con mayor precisión la amenaza sísmica a nivel global y local en regiones y asentamientos urbanos a través de estudios generales y de microzonificación sísmica.

La instrumentación y el desarrollo de técnicas de modelación del comportamiento dinámico del suelo, son sin duda, avances notables que permitirán adicionalmente un mejor conocimiento de los efectos de amplificación sísmica debido a las propiedades geotécnicas del suelo en cada sitio y las formas topográficas características. Es importante enfatizar que en la medida en que la amenaza sísmica sea evaluada de una forma más confiable igualmente confiable será la evaluación del riesgo sísmico, el cual esta relacionado directamente con los parámetros descriptivos de la amenaza.

5.2. Acción de los terremotos en las estructuras

Un terremoto es una transformación brusca de energía: la energía de deformación acumulada en la litosfera se convierte súbitamente en energía cinética; ésta se manifiesta por medio de movimientos ondulatorios que se transmiten en el interior y en la superficie de la tierra. Esta energía, atenuada por la distancia, debe ser absorbida por los edificios y, en caso de sismos severos, disipada. El conocimiento obtenido hasta ahora ha permitido desarrollar bases que facilitan efectuar un diseño de estructuras con razonable seguridad para la vida. Más aun, ha sido posible aplicar criterios económicos en el diseño

sismorresistente optando por estructuras menos fuertes que lo necesario y, como consecuencia, de menor coste inicial; al ser éstas sometidas a un movimiento sísmico severo, deben sufrir daños controlados, sin colapsar, y disipar así una parte importante de la energía absorbida. Paradoja que significa que al degradarse la estructura existe la posibilidad de que se salve del colapso y por lo tanto las vidas que se encuentran en su interior.

De lo anterior se desprende que el comportamiento sísmico adecuado de una estructura depende, además de su resistencia, de su habilidad de disipar energía vibratoria a partir del instante en que sus deformaciones exceden el límite elástico, es decir, de su ductilidad. La vibración de la estructura en el rango plástico durante sismos fuertes significa, por lo tanto, la ocurrencia de daños estructurales y no estructurales. Esto no debe confundirse con el comportamiento deficiente que una estructura puede tener frente a un sismo incluso moderado, debido a un déficit de resistencia o a una ductilidad escasa, es decir, con su vulnerabilidad.

Se acepta, en general, y así se recoge en algunas normativas, que los edificios se diseñen para resistir sismos fuertes sin colapso, aun cuando se produzcan daños estructurales severos; sismos moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales; y sismos leves sin daño. En otras palabras, el nivel de riesgo aceptable o admisible, implícito legalmente en las normas, considera que la capacidad máxima de los elementos del sistema sismorresistente puede ser excedida y que éstos pueden experimentar un comportamiento inelástico durante sismos muy fuertes, al producirse un incremento de las deformaciones por encima de las de fluencia. Además, se espera que en caso de sismos moderados se produzcan daños en los elementos no estructurales como tabiques, particiones, etc., y que, en general, sean fácilmente reparables. Sin embargo, este tipo de daños constituye una pobre imagen del estado de una estructura para el público no enterado, que desconoce que los mencionados daños son aceptables y por lo tanto legales ¡ante los jueces! Las expectativas que tienen los propietarios distan en mucho de los objetivos convencionales de las normativas, pues en general el propietario espera que el edificio no tenga ningún daño. Los códigos de construcción fundamentalmente protegen la vida y, a partir de éste principio, protegen en forma indirecta la propiedad. Sin embargo, el hecho de que se admita que los elementos no estructurales se puedan dañar no deja de ser objeto de reflexión, puesto que fallos de muros divisorios y de fachadas también pueden, en algunos casos, comprometer la vida directamente; o también indirectamente, al no poder cumplir su función los edificios indispensables o esenciales, tales como los hospitales, en el momento en que más se les necesita.

5.2.1. Daños estructurales

En general, las enseñanzas que han dejado los terremotos en el mundo indican que en los sitios donde se diseña de acuerdo con una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias. Sin embargo, es importante resaltar que diseñar de acuerdo con una normativa no siempre salvaguarda contra el daño excesivo producido por terremotos severos. Desde una perspectiva histórica, los códigos por sí solos no pueden garantizar la seguridad contra el daño

excesivo, puesto que son reglamentos que experimentan actualizaciones continuas, de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y estudios de los efectos causados por terremotos, que deben utilizarse como pruebas de laboratorio a escala completa. La ductilidad y redundancia estructural han probado ser, una y otra vez, los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos reales resultan más severos que los anticipados en la fase de diseño (García 1998). La capacidad de una estructura de soportar daños significativos permaneciendo estable se puede atribuir por lo general a su resistencia, ductilidad y redundancia (Sarriá 1990). El daño severo o colapso de muchas estructuras durante terremotos importantes es, por lo general, consecuencia directa del fallo de un sólo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

A causa de sismos muy fuertes es común que se produzcan daños estructurales en pilares, tales como grietas diagonales, causadas por cortante o torsión, o grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del hormigón y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas se producen grietas diagonales y rotura de estribos por cortante o torsión y grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del hormigón por la flexión por cargas alternadas. Las conexiones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos (Priestley y Calvi 1991). En las uniones viga-pilar (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallos por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden producir grietas por punzonamiento alrededor de los pilares y grietas longitudinales a lo largo de la losa de piso debido a la excesiva demanda de flexión que puede imponer el sismo (Cardona y Hurtado 1992).

Observaciones realizadas en los últimos años en todo el mundo, indican que las construcciones rígidas se comportan, en general, mejor que las flexibles, particularmente en lo relativo a la protección de los componentes no estructurales que sufren menor daño al limitarse la deflexión excesiva entre pisos (AIS 1998). Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía durante el sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sometidos a sollicitaciones excesivas. Las irregularidades en planta, de masa, rigidez y resistencia, pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la que se debe ser más exigente en estos aspectos a la hora de diseñar arquitectónicamente los edificios.

Daños en edificios durante el terremoto del Quindío, Colombia 1999

Los daños en este sismo se concentraron en edificios antiguos, en edificios de mampostería no reforzada ni confinada con elementos de hormigón armado y en edificios diseñados y construidos antes de la expedición del primer código nacional de construcciones sismorresistentes (Fotos 5.1 y 5.2). Este primer reglamento se expidió en 1984 con fuerza de ley en todo el territorio nacional, como herencia positiva del terremoto que afectó a la ciudad de Popayán en 1983.

La mayoría de los edificios modernos, construidos con normas sismorresistentes, presentaron sólo daños en elementos no estructurales, tales como muros, tabiques divisorios, falsos techos, acabados arquitectónicos, etc. Sin embargo, éste tipo de daño se esperaba en caso de un sismo fuerte, razón por la cual en 1997 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica logró que el Congreso de la República aprobara una nueva ley para actualizar el reglamento de 1984. La nueva norma de diseño y

construcción sismorresistente, NSR-98, tuvo en cuenta la necesidad de restringir aún más los desplazamientos horizontales de las estructuras para proteger los acabados, el diseño de los elementos no estructurales y la obligatoriedad de evaluar la vulnerabilidad sísmica y la rehabilitación y refuerzo sismorresistente de los edificios indispensables. En consecuencia, la norma vigente no ha tenido que ajustarse en o dispuesto en su reglamento, aunque si se desarrollaron disposiciones complementarias relativas a la manera cómo deben expedirse los permisos de reparación y los requisitos técnicos y legales que se deben cumplir para la rehabilitación y refuerzo de estructuras afectadas por terremoto.



Foto 5.1: Armenia, capital del Quindío en Colombia después del sismo del 25 de enero de 1999, ilustra un escenario de riesgo sísmico materializado en desastre debido a la vulnerabilidad de sus edificios que no se construyeron con normas sísmicas.

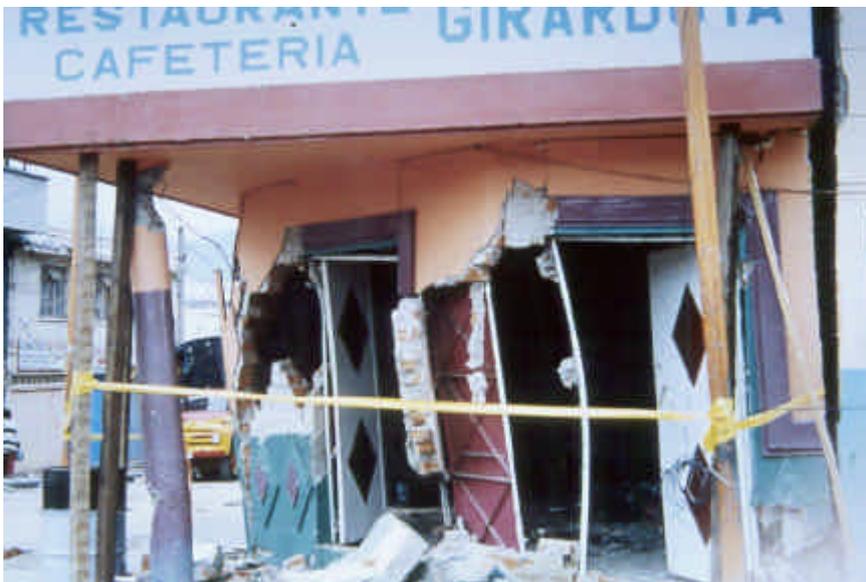


Foto 5.2: Edificio de mampostería no reforzada gravemente afectada.

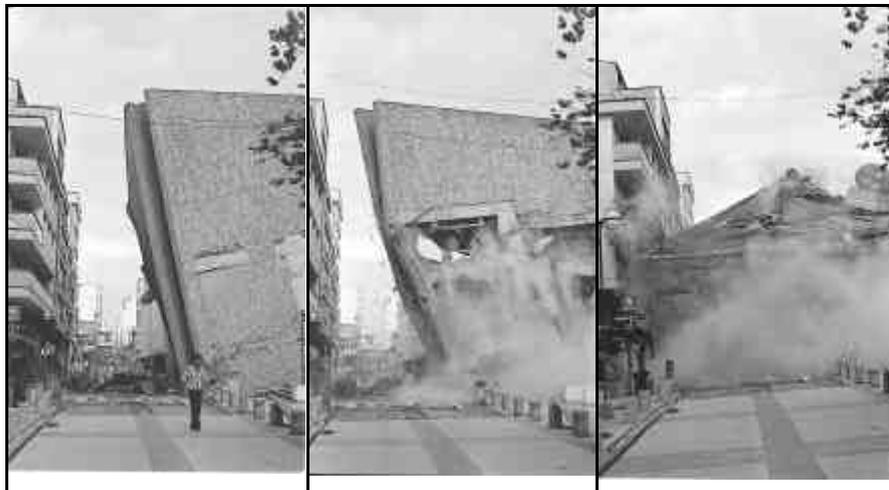
Muchos edificios del centro de la ciudad de Armenia y un número importante de la ciudad de Pereira tuvieron daños estructurales severos debido a la mala calidad de los materiales y debido al mal diseño y a la mala construcción, típica antes de la vigencia de las normas sismorresistentes (Fotos 5.3 y 5.4).

Las dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y la falta de confinamiento mediante acero transversal tanto en pilares como en vigas facilitó la ocurrencia de fallos por esfuerzo cortante y en algunos casos fue la causa del colapso total o parcial de los edificios.



Foto 5.3: Edificio de hormigón armado construido sin normas sismorresistentes.

A los anteriores factores negativos, se debe sumar una frecuente reconstrucción, ampliación o modificación arquitectónica en muchos locales comerciales. Estas modificaciones se hicieron en diferentes etapas de la vida útil de la construcción, sin las más mínimas consideraciones técnicas para garantizar la vida y el patrimonio de usuarios o propietarios.



Fotos 5.4: Secuencia: colapso de edificio moderno durante la réplica

La gran flexibilidad de las construcciones de Armenia se deduce al observar la generalización de daños estructurales y en muros divisorios y fachadas, en edificios de hormigón armado en su mayoría con alturas inferiores a siete u ocho pisos y con gran preponderancia de alturas de cinco o seis pisos (Foto 5.5). En los edificios de la ciudad de Armenia abundan los pilares con sección transversal insuficiente, con área inferior a 900 cm^2 , refuerzo longitudinal con bajas cuantías que en algunos casos posiblemente no llegan al 1%. Lo más grave es la escasez de refuerzo transversal, no sólo por estar colocado a distancias mucho mayores que las admitidas por el diseño estructural moderno, sino porque a veces se

observaron estribos con diámetro de un cuarto de pulgada. Esta situación resultó muy generalizada, naturalmente con muchas variantes, y permitió la proliferación de pilares con pésimo confinamiento del núcleo resistente. En el diseño de pilares se prestó poca atención a la importante recomendación de que los estribos no sujetaran más de tres barras longitudinales en cada uno de sus lados. La violación de tan importante concepto, condujo irremediablemente a pilares con un confinamiento inadecuado del núcleo resistente.



Foto 5.5: Caída de muros de tabiquería de fachada por flexibilidad de la estructura.



Foto 5.6: Fallo de nudos de unión viga-pilar por falta de refuerzo transversal.

En Armenia existen muchos edificios con pilares cuyo refuerzo no confina el núcleo. Estos pilares dan soporte a vigas de poca altura sobre cuyo refuerzo hay poca información porque a menudo resulta difícil de establecer. La combinación de pilares y vigas de deficiente sección transversal produce de manera natural estructuras inconvenientes por su elevada flexibilidad que se deforman transversalmente

mucho más allá de los límites en los cuales el efecto P-Delta comienza a ser un fenómeno determinante en el colapso del edificio. También se pudieron observar rótulas plásticas en los nudos (Foto 5.6). La inspección visual de los daños en Armenia, permite pensar que las deficiencias anteriormente descritas se combinaron con asimetrías en planta y construcción de insuficiente calidad para llevar al colapso a un número tan notable de construcciones de hormigón armado, principalmente con alturas entre tres y seis pisos. Existen edificios de mayor altura en Armenia pero no muchos de más de ocho pisos. En estructuras que parecen ser recientes se observaron fallos en pilares cortos derivados del confinamiento dado por muros que no llegaban a la altura total del pilar con el fin de suministrar iluminación y ventilación a las áreas ocupadas

Daños en edificios durante el terremoto del Mar de Mármara, Turquía 1999

Los daños en este caso se concentraron en su mayoría en edificios relativamente modernos, construidos en los últimos veinte años en el área correspondiente a siete provincias, en una distancia de 250 km entre Estambul y Bolu. Las víctimas de este terremoto, como las del sismo del 12 de noviembre en la zona de Düzce, prácticamente en su totalidad fueron causadas por el colapso de los edificios. La fuerte vibración del suelo, la deformación excesiva del terreno debido a la licuefacción o el hundimiento y la ruptura en superficie de la falla, fueron la causa de cientos de colapsos en la zona. Numerosos edificios ubicados directamente encima de la traza de la falla sufrieron desplazamientos laterales de hasta 3 m y verticales del orden de 2 m. Varios edificios y áreas de espacio público se sumergieron en el Mar de Mármara como resultado del hundimiento del terreno (Foto 5.7). Cerca del 70% de los edificios en poblaciones tales como Gölcük, Adapazarı, Topcular y Kular, fueron gravemente dañados o colapsaron. Los edificios en su mayoría se construyeron con materiales de muy mala calidad. El acero de refuerzo utilizado prácticamente en la totalidad de las estructuras era acero liso no dúctil de baja resistencia ($2,100 \text{ kg/cm}^2$), con una capacidad de elongación que posiblemente no alcanza a superar el 5%. Este es un valor muy por debajo del exigido como mínimo para el acero en zonas sísmicas por las normativas existentes en la actualidad en diferentes partes del mundo. Este aspecto de especial importancia para garantizar el comportamiento dúctil y de alta capacidad de disipación de energía inelástica, fue el gran ausente en este terremoto, posiblemente debido a que la introducción del acero corrugado de alto porcentaje de elongación ha sido reciente. El fallo frágil del acero fue posible identificarla en un amplio número de casos, donde se podía ver sin dificultad el refuerzo expuesto de los elementos estructurales.



Foto 5.7: Debido a la hundimiento varios edificios quedaron sumergidos.

Por otra parte, la corrosión del acero ha sido generalizada en la zona por la falta de recubrimiento debido a las dimensiones insuficientes de las vigas y pilares. Se pudo detectar no sólo en los edificios dañados sino

también en estructuras en proceso de construcción, que el acero en ocasiones queda expuesto, sin recubrimiento de hormigón alguno, en una zona que ambientalmente por su contenido de salinidad no podría esperarse otra cosa que un acción corrosiva acelerada. También, es importante indicar que sólo se observaron redondos de diámetros menores, lo que es típico con aceros lisos y de baja resistencia. A primera vista también fue posible detectar que la calidad del hormigón es bastante pobre. Sólo a principios de los años 80 se inició el uso del hormigón premezclado, que se usa en la actualidad en un 40% de las construcciones. Es decir, en la mayoría de los casos el hormigón se realiza en obra y su control de resistencia es muy deficiente. No sólo los valores de resistencia han sido bajos sino que su dispersión es muy alta. En muchos edificios en proceso de construcción se pudo comprobar que los elementos estructurales quedan mal vibrados y que el hormigón no alcanzaba a llegar a todos los sitios del encofrado, quedando así con zonas de mayor concentración de agregado y poco cemento. Posiblemente esto se debe a que las dimensiones de los pilares y las vigas han sido insuficientes y a que no se han utilizado técnicas adecuadas para la vibración del hormigón una vez colocado (Foto 5.8 y 5.9).



Foto 5.8: Estructura en construcción donde se detecta la falta de recubrimiento.



Foto 5.9: Estructura donde se aprecia la falta de vibrado del hormigón.

Los edificios afectados por el terremoto no cumplían en su mayoría los requisitos de la normativa de construcción sismorresistente. Resultado del gran terremoto de Erzincan, en 1939, de magnitud 7.9, Turquía ha tenido un código de construcción sismorresistente desde 1940, cuando adoptó unos requisitos temporales y su primera normativa en 1942. Dicha normativa se ha actualizado técnicamente en muchas ocasiones a lo largo de los años y sus últimas modificaciones se han hecho en 1975 y 1997. La última actualización se realizó oficialmente en julio de 1998 por el Ministerio de Obras Públicas y Asentamientos Humanos, por lo tanto no ha existido un descuido institucional en cuanto mantenerse al día en materia de diseño sismorresistente. Sin embargo, es totalmente evidente que dicha normativa no se ha aplicado debidamente. Las disposiciones actuales como las anteriores indican, por ejemplo, que la dimensión mínima de un pilar no puede ser menor de 25 cm y que el área mínima de la sección no debe ser inferior a 750 cm², situación que no se cumple en ningún caso en los edificios construidos en la zona, que esta situada en el área de mayor actividad sísmica del país. Es común encontrar pilares en los que el ancho de la sección rectangular tiene 15 cm o, en el mejor de los casos, 20 cm, posiblemente con el fin de que los pilares tengan un espesor similar al de las paredes o tabiques divisorios. Esta circunstancia indica que los pilares son excesivamente esbeltos, más si es habitual encontrar que la primera planta de los edificios es de mayor altura que las demás, posiblemente con el fin de promover su uso para comercio, lo que facilita que se produzca un mecanismo de fallo por el efecto de piso débil o blando y fallos por esfuerzo axil o debidos al momento de vuelco.

Debido a una muy alta relación de aspecto de la sección de los pilares, en el sentido del eje débil del elemento existe una muy alta esbeltez que facilita la formación de rótulas plásticas, que se expresan en fallos por cortante y pandeo de los redondos de refuerzo longitudinal. Por la misma razón, se observa una alta demanda de esfuerzos de flexión en el sentido del eje fuerte, que se traduce en fallos por flexión y pandeo del refuerzo en el extremo del pilar y eventuales fallos por cortante en el espacio medio de su altura.

Ahora bien, el otro lado de la sección en los pilares es de 40 cm o 50 cm de manera usual, lo que da una falsa apariencia de notable rigidez, en particular en edificios de dos y tres pisos. Sin embargo, la debilidad y esbeltez del pilar en la otra dirección contribuye de manera notable a que muchos edificios fallen por insuficiencia de rigidez. Este hecho lo agravó, en muchos casos, que los entrepisos hayan sido losas planas o placas aligeradas muy delgadas, lo que significó que las losas contribuyeron a dar una mayor flexibilidad al sistema estructural en su conjunto y, por lo tanto, mayor deformación o deriva ante cargas laterales, dado que no hubo una acción de pórtico resistente a momento. Se puede firmar que hubo innumerables casos de inestabilidad local o global por efecto P-Delta.



Foto 5.10: Mala configuración estructural de entramados que forman pórticos.

También ha sido generalizado el uso de losas de hormigón armado vaciadas en el sitio, de máximo 10 cm entre vigas y de 5 cm en los voladizos de balcones, con vigas en algunos casos relativamente altas de

40 cm, propensas al pandeo lateral debido a que el ancho de la sección no superaba en ningún caso los 15 cm. El pandeo lateral se registró debido a la debilidad de la unión en los nudos con los pilares a las cuales a menudo las vigas se conectaban en forma excéntrica (Foto 5.10). Por otra parte, es importante destacar que, en la mayoría de los casos, los pilares no conformaban con las vigas pórticos bien definidos en un plano, es decir, en ocasiones las vigas se apoyaban sobre otras vigas y que los pilares no se encontraban alineados.

Estos aspectos parecen ser una práctica común que se ha replicado en la construcción informal a pesar de que la normativa de construcción desestima este tipo de prácticas, castigándolas como irregularidades de configuración para el análisis y diseño. Es importante mencionar que a un número significativo de edificios les falló el primer piso por la ausencia de muros que evitaran la acción del efecto de piso débil o blando y en muchos casos por la pérdida de muros construidos de manera usual sin conexión alguna a la estructura y con ladrillo de perforación horizontal que es altamente frágil.

Aunque se podría decir que algunos edificios parecen porticados con tabiques de ladrillo, o incluso de mampostería de ladrillo confinada, la realidad es que debido a la disposición arquitectónica de los pilares, en muchos casos los muros en la periferia del edificio no quedan confinados por los pórticos, lo que significa que las paredes o tabiques no sólo pueden caerse fácilmente sino que no contribuyen a aportar rigidez a la estructura.

El desconocimiento o la no aplicación del código de construcciones es aun más evidente debido a la falta de un adecuado detallado del refuerzo. La insuficiencia del acero y su colocación descuidada en los pilares, vigas y nudos de las estructuras son sin duda la causa del fallo frágil y súbito generalizado en los edificios afectados. La mayoría de los colapsos parciales o totales se debieron a un pésimo comportamiento, no dúctil, de las estructuras, que no les permitió disipar energía inelástica. La insuficiencia de acero transversal en vigas y pilares ha sido la constante en este tipo de edificios donde, por falta de confinamiento en la zona de los nudos, no fue posible que se desarrollara una adecuada capacidad de resistencia y disipación de energía frente a las sollicitaciones sísmicas.

Los estribos eran insuficientes y usualmente se encontraban separados 20 o 25 cm. El gancho no doblaba a 135° sino a 90°, lo que facilitó que los aros se abrieran y el acero longitudinal pandeara. De igual forma puede afirmarse que el acero longitudinal en su mayoría fue insuficiente si se tiene en cuenta que en muchos edificios es acero liso de baja resistencia. Errores de despiece se encontraron en muchas estructuras, en las que no se logró un adecuado desarrollo del refuerzo por falta de anclaje y adherencia (Foto 5.11) y se encontró que los solapes en los pilares usualmente se localizaban inmediatamente por encima de las placas de piso y en algunos casos formando desde arriba un gancho que terminaba en la losa de cada entrepiso (Foto 5.12).



Foto 5.11: Deficiente detallado del refuerzo, falta de anclaje y de adherencia.

Uno de los aspectos de mayor incidencia en el fallo frágil y súbito de los edificios ha sido la colocación precaria del acero en los nudos y la deficiencia de los mismos por su debilidad inherente, debido a la excentricidad de las vigas en su conexión con los pilares y por la falta de dimensiones adecuadas de los elementos estructurales.



Foto 5.12: Redondos de solape en pilar con ganchos y a tope al inicio del entrepiso.

En general, puede afirmarse que no hubo capacidad de deformación sin daño y que las estructuras fallaron súbitamente sin disipar energía inelástica. Por esta razón, se presentó una situación poco usual después de la ocurrencia de un sismo: los edificios presentaron en su mayoría daños severos, que se traducen en muchos casos en colapso, o no presentaron daños estructurales. Sólo en muy pocos casos se encontraron daños graves, moderados o leves, típicos de una respuesta estructural con alguna capacidad de disipación de energía. La mayoría de los edificios que sobrevivieron probablemente no excedieron el límite elástico de los materiales, lo que permite inferir que en muchos lugares las aceleraciones no fueron muy fuertes, tal como lo confirman los registros.

Es importante mencionar, no obstante, que en lugares cercanos a la zona epicentral, donde el terremoto en términos de ingeniería podría considerarse de campo cercano, la directividad y el carácter impulsivo el sismo también contribuyeron a que no se alcanzara a desarrollar un mecanismo de disipación de energía, incluso en edificios competentes. El diagrama de radiación del sismo indica que las dos componentes de aceleración horizontal registradas coinciden en ser las más fuertes aproximadamente en el mismo instante, lo que significa un fuerte impacto sobre los edificios que impide desarrollar ciclos de histéresis, resultado de la acción alternada de esfuerzos a consecuencia de la vibración de la estructura.

A pesar de contar con una norma sismorresistente idónea, su desconocimiento, la falta de control y en algunos casos de ética profesional han contribuido en forma significativa a que los edificios sean altamente vulnerables. Tal como se mencionó antes, por emulación se ha construido en la zona un número muy amplio de edificios sin la participación de ingenieros y arquitectos conocedores de la normativa y, en general, de los requisitos del diseño sismorresistente. Estos edificios, que a primera vista se les ve con una adecuada rigidez, a menudo sólo la tienen en una dirección, siendo muy insuficiente en la otra, dado que los pilares son muy delgados y esbeltos. Sin duda, la práctica de la construcción informal de edificios de hormigón armado no ha sido buena. Desafortunadamente, la informalidad en la construcción en esta zona se ha fomentado incluso por políticas que han promovido la construcción de varios pisos adicionales sobre los edificios existentes (Foto 5.13). Este aspecto seguramente contribuyó al mal comportamiento de muchos edificios.

No deja de ser asombroso, sin embargo, que edificios antiguos de mampostería no reforzada de ladrillo, adobe y madera, incluso mezquitas y sus esbeltos minaretes no presentaron daños severos. Algunas de ellas se le ve en muy buen estado. Es posible que el contenido frecuencial del sismo las haya favorecido.

Los espectros de respuesta indican que la aceleración en edificios con períodos entre 0.3 y 0.5 segundos pudo llegar a ser del orden de 0.7g, lo que podría explicar la concentración de daños en los edificios de hormigón armado de varios pisos afectados por el terremoto.



Foto 5.13. Edificio informal de siete pisos que originalmente fue de tres.

Los edificios afectados, en su mayoría, se han proyectado y construido sin un control de calidad adecuado y un debido seguimiento o supervisión de la obra. Existe un consenso en los especialistas locales que el control no se ha realizado o ha sido insuficiente y que incluso los edificios se han construido con mano de obra deficiente en términos técnicos. La posibilidad de poder cubrir con acabados arquitectónicos las estructuras que claramente dejan ver en las obras que están en ejecución que su construcción ha sido muy deficiente, se ha convertido en una alternativa poco ética de algunos profesionales para evitar demoliciones o reparaciones de elementos estructurales que en la construcción no han quedado en forma adecuada (Foto 5.14). Habitualmente no se realiza ningún tipo de prueba de la resistencia del hormigón ni del acero, ni se hacen otras pruebas clásicas o ensayos que exigen las normativas de construcción para la supervisión técnica.

Quizás la falta de control y de supervisión idóneas han contribuido hasta tal punto al daño generalizado en la zona afectada que se podría decir que éstos son los factores más graves desde la perspectiva de la responsabilidad técnica, profesional y administrativa. Muchos edificios que sufrieron daños severos eran iguales en su configuración y características a otros que, estando cercanos, no tuvieron daño alguno. Si bien la aleatoriedad del daño puede ser el resultado de innumerables factores que escapan a las posibilidades de explicación con total certeza, no es difícil afirmar que la inadecuada configuración estructural, la deficiente resistencia de los materiales, las dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y la ausencia de un correcto detallado del refuerzo indican no sólo un desconocimiento de las disposiciones de construcción sismorresistente existentes sino también una alarmante ausencia de supervisión técnica. Esto compromete de manera ineludible a los profesionales de la construcción, desde el diseño hasta la ejecución de los proyectos. Una vez ocurrido el terremoto, la población llegó a sentenciar rápidamente que los daños se debían en buena parte no sólo a la severidad del sismo sino a la mala calidad de la construcción. El apelativo de “asesinos” fue expresado con mucha frecuencia por los sobrevivientes, para referirse a los profesionales de la construcción responsables de los proyectos y

construcción de cientos de edificios que colapsaron o tuvieron daños tan graves que su demolición posterior era inevitable.



Foto 5.14: La ausencia de control facilita que se cometan errores en la construcción.

Por otra parte, la falta de control por parte de las autoridades, de la aplicación de los requisitos sismorresistentes en el diseño y en la construcción de las obras, también establece una responsabilidad administrativa o institucional por parte del Estado, quien debe proteger al ciudadano de eventuales errores e incluso de la eventual mala fe de constructores que falten a la honestidad. Infortunadamente, en este caso, el gobierno central se eximió de cualquier responsabilidad al indicar que este tipo de control debe ser ejercido por los niveles locales debido al proceso de descentralización administrativa que desde hace algunos años se realiza en Turquía. Algunos políticos, aprovechando la situación, incluso han argumentado en contra de la autonomía local y la descentralización, amparados en la incapacidad de los gobiernos locales para ejercer dicho control. Sin embargo, esta circunstancia está ligada al nivel de desarrollo institucional en los niveles locales, que es apenas incipiente, y a la deficiente asesoría que en el proceso de descentralización le ha dado la nación y las provincias a las municipalidades. Sin duda, las administraciones locales e incluso parte de la comunidad misma también tienen responsabilidad en la vulnerabilidad sísmica existente por negligencia y omisión en el control, pues la falta de organización y desarrollo institucional o el desconocimiento de la ley no exime de responsabilidad. Pero de esta manera la responsabilidad finalmente se diluye en inculpaciones mutuas y demuestra la influencia de factores políticos, sociales y económicos en la vulnerabilidad sísmica de la región.

5.2.2. Daños no estructurales

Generalmente, los daños no estructurales se deben a la unión inadecuada entre los muros de relleno o divisorios, las instalaciones y la estructura, o a la falta de rigidez de la misma, lo que se traduce en excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo de componentes. Los daños no estructurales más comunes son el agrietamiento de elementos divisorios de mampostería, el aplastamiento de las uniones entre estructuras y los elementos no estructurales, el desprendimiento de acabados y la rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo. En los muros divisorios de mampostería, el cortante produce grietas diagonales usualmente en forma de equis. La

tendencia de vuelco de los mismos y la flexión pueden producir grietas verticales en sus esquinas y en su zona central. Efectos perjudiciales de este tipo se producen durante casi todos los terremotos, particularmente cuando se trata de sistemas estructurales flexibles que contienen tabiques o muros que llenan parcial o totalmente con mampostería rígida de ladrillo el entramado de vigas y pilares. Los pórticos con tabiques de relleno se vuelven más rígidos una vez que la estructura hace contacto con el tabique de relleno, incrementando la rigidez y cambiando las propiedades dinámicas de la estructura. Cuando los tabiques están distribuidos en forma asimétrica, pueden excitar además modos de vibración torsionales, dando lugar a un comportamiento muy desfavorable de la estructura. Estos tabiques se agrietan severamente si no han sido diseñados para soportar las fuerzas de interacción con el pórtico durante el terremoto e incluso pueden causar un efecto muy nocivo, pues dichas fuerzas pueden también producir graves daños en el propio pórtico. Un incremento inadvertido de resistencia y rigidez en los pisos superiores de un edificio por la mencionada interacción puede crear en los pisos inferiores el efecto de piso blando o flexible al cual ya se hizo referencia en el apartado anterior. Debido a la presencia de tabiques de relleno parcial entre los pilares, que cubren verticalmente el espacio desde el piso hasta el umbral de una ventana, se han producido en muchos casos daños severos e incluso colapsos por el conocido efecto de pilar corto o cautivo. Dicho pilar tiende a fallar en forma frágil al ser sometido a esfuerzos cortantes excesivos que se generan al ser impedida su deformación hasta la altura de los tabiques.

5.3. Vulnerabilidad de edificios existentes

Cuando se lleva a cabo un proyecto estructural, en realidad se está proponiendo una estructura con una configuración, unas dimensiones y unos materiales, que al evaluarle su vulnerabilidad, ante la demanda de los sismos factibles que la pueden afectar durante su vida útil, demuestra que tendrá un comportamiento adecuado. Teniendo como referencia los requisitos mínimos establecidos en las normas sísmicas, se considera como aceptable un proyecto estructural cuando el modelo propuesto cumple o excede dichos requisitos. Así, la vulnerabilidad de una estructura nueva, en consecuencia, es baja si se tiene como referente la normativa utilizada y la severidad de los sismos considerados como factibles. Si se utilizarán otros requisitos más exigentes o se tuviese como referente un sismo más severo, la misma estructura podría considerarse en algún grado más vulnerable, en forma comparativa, dado que ofrecería algunas deficiencias relativas. Por esta razón, el análisis de vulnerabilidad de un edificio existente, usualmente se entiende como la estimación de sus deficiencias a la luz de unos requisitos establecidos. Sin embargo, la evaluación de la vulnerabilidad estructural también puede entenderse como el cálculo de la capacidad que dicha estructura tiene para soportar las sollicitaciones sísmicas reales. Esta evaluación difiere sustancialmente del proceso inverso de análisis que se realiza en la fase de diseño, pues en este caso las cargas deben ser las reales, al igual que la resistencia y la ductilidad de la estructura, sin considerar los tradicionales factores de seguridad.

Métodos convencionales de análisis y cálculo estructural que obedecen a técnicas de modelización de comportamiento elástico sirven para la realización de algunas verificaciones, pero no pueden considerarse por sus hipótesis, sus algoritmos utilizados e incertidumbres involucradas, como óptimos para hacer un análisis de vulnerabilidad. En la mayoría de las ocasiones, estos modelos se consideran tan aproximados como los

llamados métodos cualitativos o de revisión rápida. Algunos especialistas consideran en estos casos como métodos analíticos más apropiados aquellos que realizan un análisis dinámico inelástico o no lineal, que permiten conocer, paso a paso, el proceso de plastificación y colapso de la estructura, conocidos los ciclos de histéresis de sus componentes. Otros métodos, también considerados como analíticos, son versiones simplificadas de los anteriores que pretenden calcular la demanda de ductilidad exigida por las solicitaciones, la disponibilidad de la misma y la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura. Finalmente, los cada vez más utilizados métodos de confiabilidad, en los que se basan las técnicas del diseño al límite, también vienen siendo utilizados para efectuar análisis probabilistas de fallos estructurales, lo que permite realizar estudios de vulnerabilidad de edificios existentes.

Sin embargo, la vulnerabilidad estructural no en todos los casos se puede modelizar acertadamente con las técnicas modernas de análisis estructural. La mayoría de estos métodos tienen limitaciones que los hacen tan aproximados como otros menos refinados cuando se trata de estudiar, por ejemplo, edificios históricos. Estos casos deben tratarse e manera especial e incluso pueden sorprender porque edificios que a primera vista podrían considerarse muy vulnerables no lo son (Ferrigni 1990).

En general se acepta que la vulnerabilidad de un edificio puede ser estructural y no-estructural. La vulnerabilidad estructural está relacionada fundamentalmente con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios movimientos sísmicos pueden causarle durante su vida útil (Atkan y Ho 1990). La vulnerabilidad no-estructural, por otra parte, está relacionada con la operación o funcionamiento del edificio, lo que depende del comportamiento de elementos tales como acabados, divisiones, instalaciones, equipos, etc. De su desempeño en el caso de un sismo depende que el edificio mantenga su operación y pueda seguir ofreciendo sus servicios. Este aspecto es de máxima importancia en el caso de aquellos edificios cuya función es vital, como es el caso de los edificios esenciales. Infortunadamente, los últimos terremotos han demostrado graves “colapsos” funcionales, en particular en hospitales, aún cuando sus estructuras han tenido daños leves. Esta circunstancia ha motivado la revisión de normas, y en particular del coeficiente de importancia asignado a estos edificios, que ha demostrado que no es una garantía suficiente para lograr un buen comportamiento. Esta situación ha sido desafortunada en el caso de hospitales, que deben cumplir ineludiblemente su función después de un sismo y en donde el coste de la estructura es apenas un porcentaje que varía entre el 12% y el 18% del coste total del hospital (Cardona 1993b). Por esta razón, se han realizado importantes cambios o ajustes en las técnicas de diseño y evaluación de estructuras de edificios. Nuevos enfoques en relación con el nivel de riesgo sísmico aceptable se han promovido al introducir en las normas o códigos el que ha sido llamado el *Diseño por Comportamiento* (FEMA, 1997).

En este enfoque se define un objetivo de seguridad o desempeño de la estructura, que va desde un estado previo al colapso con un daño severo hasta un estado sin daño estructural y no-estructural y un funcionamiento sin interrupciones del edificio, según varios niveles de solicitación sísmica. Dichas solicitaciones corresponden a sismos de diferente intensidad que varían en su período de retorno, y por lo tanto implican una estimación de la amenaza sísmica para varios sucesos con diferente probabilidad. De esta forma se diseña o se evalúa una estructura no sólo para una demanda sísmica, como ha sido tradicional, sino a varias demandas con probabilidades de excedencia

diferentes (ATC 1999). La tabla 5.1 presenta las recomendaciones del nuevo código unificado IBC 2000 de los Estados Unidos (ICBO 2000).

Tabla 5.1: Objetivos de comportamiento sísmico recomendados en el IBC 2000

Nivel de Diseño Sísmico	Comportamiento Requerido			
	Operación Permanente	Ocupación Inmediata	Protección de la Vida	Prevención del Colapso
Frecuente (50%/30 años)			Comportamiento Inaceptable (para edificios nuevos)	
Ocasional (50%/50 años)				
Raro (10%/50 años)	○			
Muy raro (10%/100 años)		○		

○ = Seguridad crítica, como hospitales, departamentos de bomberos

= Instalación esencial o peligrosa, como centrales telefónicas, edificio con químicos tóxicos

= Instalación básica o convencional, como edificios de oficinas y de residencias

De acuerdo con lo anterior, la evaluación del estado de una construcción existente puede hacer surgir serias dudas sobre la capacidad de la misma para soportar terremotos futuros. En algunos países se han desarrollado campañas de reforzamiento de edificios existentes para efectos de reducir la vulnerabilidad de los mismos. En principio, puede pensarse que el reforzamiento debería ser obligatorio para edificios esenciales para la atención de emergencias derivadas de desastres, y que resulten inadecuados luego de las evaluaciones de vulnerabilidad estructural.

5.3.1 Edificios esenciales

En muchos países, las normas de construcción sismorresistente no han sido efectivamente aplicadas y, en otros, dichas normas no han considerado especificaciones especiales para las estructuras de edificios esenciales tales como los hospitales. Por esta razón, no es extraño que, cada vez que ocurre un terremoto, los edificios más afectados son precisamente las instalaciones de la salud, que deberían ser los últimos en dañarse. En otras palabras, la vulnerabilidad en general de los hospitales es alta, situación que debe ser corregida total o parcialmente con el fin de evitar enormes pérdidas económicas y sociales, en particular en los países en desarrollo. En América Latina y el Caribe, en los últimos 15 años, un total de 93 hospitales y 538 unidades de salud han sido dañados sensiblemente a consecuencia de desastres, ya sea por haberse colapsado o haber quedado en condiciones de peligro que exigieron su desalojo. Si se considera una media de 200 camas de capacidad instalada por hospital y 10 camas por unidades de salud, resulta que 24 000 camas han quedado inhabilitadas durante dicho lapso. Estimando un costo promedio regional de 130 000 dólares por cama de hospital, las pérdidas directas acumuladas por este concepto en la región habrían ascendido a 3120 millones de dólares. Lo anterior revela la necesidad de revisar la estrategia de diseño y los criterios para la construcción de instalaciones hospitalarias en zonas propensas.

Los hospitales requieren consideraciones especiales en relación con la mitigación de riesgos debido a sus características de ocupación y a su papel durante situaciones de desastre, en relación con la preservación de la vida y la buena salud, especialmente en el

diagnóstico y tratamiento de heridas y enfermedades. Los hospitales pueden tener en cualquier momento una alta población de pacientes residentes, pacientes transitorios, funcionarios, empleados y visitantes. En caso de desastre, un hospital debe continuar con el tratamiento de los pacientes alojados en sus instalaciones y debe atender las personas lesionadas por el mismo. Para realizar esto, el personal debe estar en el sitio y conocer como responder ante la situación. También, el edificio y su dotación deben permanecer en condiciones de servicio.

Un edificio puede quedar en pie después de un desastre pero quedar inhabilitado debido a daños no estructurales. El coste de las partes no estructurales en la mayoría de los edificios es considerablemente mayor que el de las estructurales. Esto se cumple especialmente en hospitales donde el 85 a 90% del valor de la instalación no está en los pilares, pisos y vigas, sino en los acabados arquitectónicos, sistemas mecánicos y eléctricos y en el equipo allí contenido. Un movimiento sísmico de menor intensidad causará daños no estructurales mayores que los de los componentes estructurales. Por lo tanto, los aspectos más vitales de un hospital, aquellos que se relacionan directamente con su propósito y función, son los que más fácilmente se ven afectados o destruidos por los terremotos. La función que cumple un hospital debe mantenerse después de la ocurrencia de un sismo intenso, con el fin de que sea posible satisfacer las necesidades de atención médica que impone la emergencia. Si el hospital sufre graves daños no podrá cumplir su función cuando más se necesita y se convertirá así en objeto de la atención del desastre (Cardona 1999b).

En el diseño de toda estructura sometida a movimientos sísmicos debe considerarse que los elementos no estructurales de la construcción, tales como falsos techos, paneles, ventanas, puertas, etc., así como equipos, instalaciones mecánicas y sanitarias, etc., deben soportar los movimientos de la estructura. Por otra parte, debe tenerse presente que la excitación de los elementos no estructurales inducida por los propios movimientos de la estructura es, en general, mayor que la excitación en la base, por lo que puede decirse que la seguridad de los elementos no estructurales se encuentra más comprometida en muchos casos que la de la estructura misma. A pesar de esto, en el diseño sísmico de estructuras se concede generalmente poca importancia a estos elementos, al punto de que muchas normativas sísmicas no han incluido hasta ahora requisitos de diseño al respecto. Quizás debido a ello, en muchos casos, la experiencia ha demostrado un excelente comportamiento de la estructura, debido a que ha sido diseñada de acuerdo con criterios sismorresistentes, pero por desgracia acompañado de una deficiente respuesta de los elementos no estructurales. Si se tiene en cuenta la seguridad de los ocupantes de un edificio y de los transeúntes expuestos al riesgo de colapso de tales elementos, así como el coste de reposición de los mismos y las pérdidas involucradas en la suspensión de funciones del edificio mismo, puede comprenderse la importancia de considerar adecuadamente el diseño sísmico de los elementos no estructurales dentro del proyecto general del edificio.

Un análisis de vulnerabilidad podría comenzar con una inspección visual de las instalaciones y con la preparación de un reporte preliminar de evaluación. Esta inspección permite identificar áreas que requieran atención. El reporte puede ser discutido con los consultores y las autoridades de la instalación con miras a definir las prioridades y los cronogramas para llevar a cabo el trabajo. Una vez que el programa de reforzamiento ha sido diseñado, otras revisiones y análisis deben desarrollarse en áreas específicas identificadas para ser intervenidas.

La mitigación de los efectos producidos por desastres mediante la adopción de medidas preventivas es una actividad altamente rentable en zonas donde se experimentan eventos recurrentemente. Por cada peso que se gaste adecuadamente en mitigación antes que ocurra un desastre, se ahorrarán enormes costos representados en pérdidas que no se sucedieron. La mitigación no tiene costo. A largo plazo, se paga en dinero real, y en vidas salvadas.

En todos los casos se ha demostrado la alta rentabilidad económica y social de mejorar el comportamiento no-estructural y estructural de las edificaciones hospitalarias vulnerables. El costo de una reestructuración, aunque puede considerarse alto en algunas ocasiones, siempre será un valor poco significativo en relación con el presupuesto del servicio o en relación con el costo de su reparación o reposición física. Unas buenas preguntas figurativas que podrían formularse en cada caso podrían ser, por ejemplo: el costo de llevar a cabo la reestructuración sería equivalente a ¿cuántos escanógrafos? y ¿cuántos escanógrafos tiene el hospital? Las respuestas podrían dar resultados sorprendentes, sin tener en cuenta todos los demás elementos, equipos y bienes que en general aloja la edificación; esto por supuesto sin tener en cuenta las vidas humanas involucradas directa o indirectamente y en general el costo social que significa la pérdida del servicio (Cardona y Hurtado 1996).

El diseño hospitalario teniendo en cuenta el riesgo es una responsabilidad compartida de la arquitectura y la ingeniería. Muy particularmente, es necesario enfatizar lo que se comparte en cuanto a las relaciones físicas entre las formas arquitectónicas y los sistemas estructurales resistentes, y sería ideal que la comprensión de estas relaciones estuviera presente en cada diseñador que trabaja en zonas de riesgo. Infortunadamente, a nivel internacional, los métodos educativos y de la práctica han tendido a reducir la oportunidad de fomentar este entendimiento en la manera de pensar del diseñador, ya que se separa la instrucción de los nuevos arquitectos de la de los nuevos ingenieros y, también en muchos casos, quedan separados en la práctica. De hecho, algunos arquitectos, por intuición o por un patrón conceptual tienen un excelente sentido de la estructura, pero son muy pocos, y esta comprensión afortunada tiende a ocurrir a pesar de su educación y práctica, y no a causa de éstas.

La pérdida de vidas y de propiedades causadas por sismos se puede evitar con la aplicación de tecnologías existentes y sin realizar enormes esfuerzos financieros. Lo único que se requiere es la voluntad de hacerlo. Debido a que se necesitan no menos de dos generaciones para reemplazar el actual inventario de edificaciones en la mayoría de comunidades, se debe prestar bastante atención a la intervención estructural de las edificaciones existentes tanto como la atención que se le otorga al diseño y construcción de nuevas edificaciones.

5.3.2. Índices de daño

Para estimar el daño estructural también se ha hecho uso de índices, que se han propuesto a nivel global y local (Williams *et al.* 1995; Aguiar y Barbat 1997). Los modelos de daño local son usados para precisar el nivel de daño en elementos estructurales individuales. Ha sido común, en estos casos, utilizar criterios tales como la capacidad estructural en términos de deformación y resistencia, la degradación, el daño acumulado en deformación, el daño acumulado en energía, como también indicadores tales como la ductilidad, la deformación, la energía inelástica, la curvatura y el daño basado en la fatiga. Algunos métodos hacen una aproximación del daño global a partir

del daño local utilizando criterios como la energía, la carga axial, y la ubicación del piso. Dentro de los parámetros utilizados para el cálculo directo del daño global es posible considerar la capacidad resistente en términos de deformación y corte basal, y parámetros vibratoriales como la frecuencia y el período.

Existen metodologías que utilizan índices de daño local no acumulativos como la ductilidad, o índices en los que se correlaciona la degradación de la rigidez con el daño en la estructura. Otras utilizan la modelación de histéresis en la que se asocia el índice de daño con el ciclo histerético del elemento que se estudia. También se utilizan índices de deformación acumulada en la base o de energía, así como también índices combinados de deformación y energía absorbida (Bertero *et al.* 1991; Akiyama y Kitamura 1992; Faifar y Gaspersic 1992; Bertero y Bertero 1993; Cardona y Hurtado 1995). Existen programas de análisis no lineal capaces de modelar el comportamiento histerético de un elemento de hormigón armado como el SARCF-II, DRAIN-2DX, y el IDARC entre otros. Este último evalúa índices de daño por elemento, piso y en forma global de toda la estructura, como se describe más adelante.

Otros métodos de evaluación utilizan índices de daño global en los que la calificación de daño depende de la distribución, severidad y localización del daño. En algunos casos se utiliza índices promedio, otros usan parámetros modales tales como la frecuencia y período. Los índices basados en el amortiguamiento relacionan los cambios en el período natural de la estructura con el nivel de daño que se presenta. El período se incrementa debido a la degradación de la rigidez y el aumento del amortiguamiento. Utilizando el método con índices de amortiguamiento se han obtenido gráficas como las que ilustra la figura 5.1 en la que se observa cómo se relaciona el daño que ocurre en la estructura con el amortiguamiento máximo de la misma obtenido a partir de la variación del período antes y después de producido el daño.

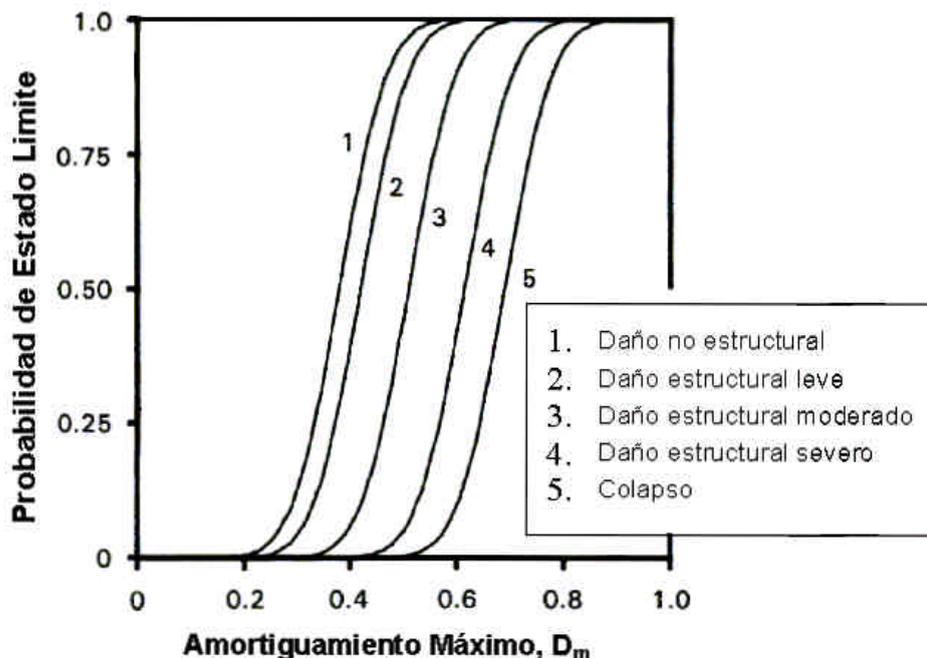


Figura 5.1: Relación entre Índices de Amortiguamiento y Daño Estructural

Uno de los métodos para el cálculo del índice de daño global es el propuesto por Aguiar y Barbat (1997) aplicable a estructuras de hormigón armado, en el cual se construye la curva de capacidad resistente de la estructura a partir de la geometría de la misma y del refuerzo de cada uno de sus miembros. Esta curva relaciona el corte basal V_0 con el desplazamiento en la parte superior del edificio D_t . Se define cuál es el estado de colapso, y el punto en el cual se forma la primera rótula plástica. A partir de este último punto se determina la rigidez equivalente del sistema K , el período fundamental de la estructura T_0 y la masa equivalente del sistema M . Utilizando el valor de T_0 en el espectro de diseño o de respuesta, con que se realiza el análisis, se obtiene el valor de la aceleración espectral elástica A_d asociada al período y a un amortiguamiento ζ . Se halla el valor de la frecuencia W_l con K y M . Finalmente, utilizando W_l y A_d es posible encontrar el desplazamiento en el borde superior del edificio D_t (la forma de hallar D_t varía según el tipo de estructura que se estudie). Con el valor obtenido se entra en la curva de capacidad resistente del pórtico y es posible determinar el estado de la estructura después de ocurrido un sismo de diseño (con A_d). Para el estado límite de colapso se determina el período límite T_u . Con las coordenadas asociadas al estado límite (V_{ou} y D_{tu}) se halla la rigidez asociada al colapso. Finalmente, el índice de daño se puede hallar mediante el método propuesto por Ayala y Xianguo (1995) expresado mediante la siguiente ecuación:

$$I_D = \frac{T_{final} - T_0}{T_u - T_0} \quad [5.1]$$

Uno de los métodos actualmente más aceptados es el propuesto por Park y Ang (1985) que utiliza índices de daño locales. Este método es una combinación lineal del daño causado debido a deformaciones excesivas y el efecto de cargas cíclicas repetidas (Singhal y Kiremidjian, 1997). El índice utilizado se presenta en las ecuaciones 5.2 y 5.3.

$$D = \frac{\mathbf{d}_m}{\mathbf{d}_u} + \frac{\mathbf{b}}{P_y \mathbf{d}_u} \int dE \quad [5.2]$$

$$\text{ó}$$

$$D = \frac{\mathbf{d}_m}{\mathbf{d}_u} + \mathbf{b} \int \left(\frac{\mathbf{d}}{\mathbf{d}_u} \right)^a \frac{dE}{E_c(\mathbf{d})} \quad [5.3]$$

donde

\mathbf{d}_m = Deformación máxima bajo un sismo,

\mathbf{d}_u = Capacidad de deformación última bajo cargas monotónicas,

P_y = Esfuerzo de fluencia calculado,

$E_c(\mathbf{d})$ = Energía histerética por ciclo a la deformación \mathbf{d}

\mathbf{a}, \mathbf{b} = Parámetros no negativos

\mathbf{d} = Amplitud de deformación en cada ciclo de oscilación

dE = Energía histerética incremental de disipación

El primer término de las expresiones para el índice de daño representa el daño debido a la deformación máxima experimentada durante la carga sísmica, y el segundo término representa el daño debido a la disipación de energía histerética acumulada. El valor del índice de daño, D , es 0 cuando no hay evidencia de daño, y es 1 para colapso. El modelo de Park y Ang ha sido ampliamente utilizado debido a que es sencillo y ha sido calibrado

usando información de estructuras dañadas durante sismos. Un método equivalente a este es el de Bertero (1991), que se plantea con la localización de rótulas plásticas en los extremos de los miembros. Este índice se expresa mediante la ecuación 5.4.

$$D = \frac{q_m}{q_u} + \frac{b}{M_y q_u} \int dE \quad [5.4]$$

donde:

- q_m = Rotación plástica máxima positiva o negativa
- q_u = Capacidad de rotación plástica bajo carga monotónica
- b = Parámetro del modelo
- M_y = Momento de fluencia calculado
- dE = Incremento de energía histerética disipada

En este caso, el índice de daño del elemento estructural se calcula como el promedio ponderado de los índices de daño en los extremos.

Por otra parte, el índice de daño global de Park y Ang está definido como el promedio ponderado de los índices de daño locales de cada uno de los elementos. La función de ponderación para cada elemento es proporcional a la energía disipada en cada uno. La ecuación 55 corresponde a la expresión mediante la cual se calcula el índice de daño global

$$D_T = \sum_{i=1}^N I_i D_i \quad [5.5]$$

donde:

$$I_i = \frac{E_i}{\sum_{i=1}^N E_i}$$

N = Número de elementos

E_i = Energía disipada en el elemento i

De la misma manera es posible calcular índices de daño por piso, teniendo en cuenta solamente los elementos que pertenecen a un nivel en la edificación.

El programa Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete, IDARC, (Park, Reinhorn y Kunnath 1987) fue desarrollado para la evaluación de estructuras de hormigón armado utilizando siguiendo el método para la estimación de índices de daño de Park, Ang y Wen (1985). Mediante este programa se puede realizar un análisis inelástico no-lineal y determinar la capacidad de ductilidad y disipación de energía de las estructuras, teniendo en cuenta el acero de refuerzo y el detallado del diseño original. El programa calcula el índice de daño tal como lo expresa la ecuación 5.6.

$$D = \frac{m + b(m_t - 1)}{m_t} \quad [5.6]$$

donde m es la ductilidad máxima alcanzada por el elemento, m_t es una medida de la energía disipada por el mismo y m_t es la capacidad de ductilidad de la sección. El factor b

tiene en cuenta el grado de detallamiento dúctil de la sección y es calculado internamente por el programa, el cual adicionalmente calcula el índice de daño global por piso y de la estructura completa, ponderando con base en la energía disipada.

Este índice fue modificado posteriormente por Park, Ang y Wen (1987), por lo cual el planteamiento original de caracterización del daño sufrió algunos ajustes. Dicha caracterización se describe en la tabla 5.2

Tabla 5.2: Caracterización del daño para el Índice de Daño de Park, Ang y Wen

Estado de Daño	Índice de Park , Ang y Wen	Descripción del estado de daño
MENOR	$D < 0.1$	Agrietamiento localizado en algunos elementos estructurales.
	$0.1 \leq D < 0.25$	Agrietamiento ligero generalizado en toda la estructura.
MODERADO	$0.25 \leq D < 0.4$	Agrietamiento fuerte y pérdida del recubrimiento localizado en varios elementos estructurales.
SEVERO	$0.4 \leq D < 1.0$	Aplastamiento del concreto y exposición del refuerzo.
COLAPSO	$D \geq 1.0$	Colapso parcial o destrucción total del edificio.

Park, Ang y Wen sugirieron $D = 0.4$ como el umbral entre daño reparable e irreparable. Ang en 1993 recomendó usar un valor de $D = 0.8$ para representar el colapso. Este criterio ha sido usado en un amplio número de estudios de vulnerabilidad sísmica y modelos probabilistas. En versiones más recientes de IDARC, se utiliza una versión ligeramente modificada del índice de Park y Ang, similar a la propuesta por Bertero (1993), en la cual la deformación recuperable es removida del primer término y se utiliza el momento y la curvatura en vez de la fuerza y el desplazamiento, tal como lo expresa la ecuación 5.7.

$$D = \frac{\mathbf{f}_m - \mathbf{f}_y}{\mathbf{f}_u - \mathbf{f}_y} + \mathbf{b}_e \frac{\int dE}{M_y \mathbf{d}_u} \quad [5.7]$$

Después de un amplio estudio realizado sobre pilas de puentes, Stone y Taylor (1993), han sugerido para este índice considerar el colapso cuando $D > 0.77$.

Al igual que para los edificios, los índices de daño han sido un tema también ampliamente tratado en el campo de los puentes. Para el efecto se han desarrollado metodologías que involucran evaluaciones tanto cuantitativas como cualitativas, con el fin de priorizar o intervenir este tipo de estructuras que se reconoce como línea vital muy importante (Gómez-Seberón *et al.* 1999; Maldonado *et al.* 1999, 2000)

5.3.3. Funciones de daño o pérdida

Después de ocurrido un terremoto, en varios lugares del mundo, mediante la evaluación y registro del daño en los edificios ha sido posible proponer funciones que relacionan la severidad del sismo en cada lugar y el daño ocurrido en estructuras de un mismo tipo. Estas relaciones conocidas como funciones de vulnerabilidad empírica u observada expresan los daños o las pérdidas específicas para diferentes valores de amenaza sísmica. Uno de los objetivos de llevar a cabo la evaluación de los daños pos-terremoto mediante un procedimiento unificado ha sido -aparte de contribuir a la decisión de la posible ocupación o uso de los edificios afectados y al registro de los daños- aportar información consistente que contribuya a la obtención de las funciones de vulnerabilidad empírica (Petrovski *et al.* 1984; Milutinoviç y Petrovski 1985a; Coburn y Spence 1992; Spence 1993). La caracterización de los efectos, es decir el daño sísmico, usualmente se ha descrito en términos del costo de reparación, del porcentaje del daño o de un valor que califique el nivel de la pérdida específica. Los tipos de estructuras en general son clases de edificios, por ejemplo edificios de mampostería simple, de mampostería reforzada, pórticos en hormigón armado, etc. con otras posibles subdivisiones tales como: con diafragmas flexibles, con diafragmas rígidos, con muros de cortante, entre otros. También, con el fin de incluir los efectos locales, se han desarrollado funciones de vulnerabilidad para diferentes tipos de suelo, por ejemplo: sobre roca, sobre arcillas volcánicas, sobre suelos aluviales, etc.

Sin embargo, contar con una amplia y confiable base de información estadística no es una tarea fácil, pues se requiere de una cantidad muy notable de datos tanto de la intensidad sísmica y del nivel de daño causado para cada tipo de edificación. Aparte de ello, las tecnologías constructivas no son las mismas en cada país y hacen difícil poder usar información obtenida en terremotos ocurridos en diversos lugares. Por esta razón, también se han desarrollado con diferentes métodos funciones de vulnerabilidad teórica, las cuales han sido obtenidas de la modelación del comportamiento estructural de acuerdo con el estado actual del conocimiento en el tema (Sauter y Shah 1978; Esteva 1982; Steinbrugge 1982; Algermissen 1984; Corsanego 1985; Milutinoviç *et al.* 1985b; Cardona 1986a; Petrovski *et al.* 1990; Spence 1990; Cardona y Meyer 1991; Ordaz *et al.* 1994). Estas funciones, llamadas curvas de pérdidas o de fragilidad han sido, también, el resultado del desarrollo de matrices de daños (Whitman 1973) que proponen valores de probabilidad para cada nivel de daño en cada intensidad y para cada tipo o clase de edificio. Estas matrices se han desarrollado mediante la opinión de expertos utilizando técnicas como el método Delphi (Listone y Turoff 1975; ATC, 1985). Más recientemente, se han propuesto funciones basadas en índices de daños (Barbat 1998), distorsión de piso o deriva (Miranda 1996), u obtenidas mediante técnicas de simulación estocástica que relacionan el daño con la aceleración o el desplazamiento espectral (Singhal y Kiremidjian 1997; FEMA[HAZUS] 1999; Hurtado 1998; Bonett *et al.* 2001).

En evaluaciones pos-terremoto de edificios se han utilizado recientemente diferentes calificaciones de daño. La caracterización utilizada en algunos métodos se presenta en la tabla 5.3. Algunos métodos proponen una calificación del daño basada en los signos visibles del daño en la estructura, como el propuesto por Park, Ang y Wen (1987). Sin embargo, en algunos casos no es claro a qué se refieren con palabras tales como severo o moderado, situaciones que pueden tener diferentes interpretaciones.

Tabla 5.3: Caracterización de daño para diferentes métodos de calificación.

Método	Calificación del Daño	Descripción
Park, Ang y Wen (1987)	NINGUNO	Fisuras menores localizadas
	MENOR	Fisuras menores generalizadas
	MODERADO	Agrietamientos localizados en el concreto.
	SEVERO	Aplastamiento del concreto y exposición de las barras de refuerzo
	FUERTE	Colapso total o parcial
Stone y Taylor (1993)	SIN DAÑO O DAÑO MENOR	
	REPARABLE	
	IRREPARABLE	
	COLAPSO	
EERI (1994)	NINGUNO	Sin daño
	LEVE	Daño menor no estructural, el edificio puede abrirse en menos de una semana
	MODERADO	En su mayoría daño no estructural y pocos daños estructurales. El edificio puede ser reabierto en tres meses, se presenta riesgo menor de pérdida de vida para los ocupantes.
	FUERTE	Daño estructural generalizado. El edificio puede estar cerrado por largo tiempo, es posible que sea necesaria su demolición, se presenta un alto riesgo de pérdida de vida para los ocupantes.
	TOTAL	Colapso parcial o total, daño irreparable. Se presenta un riesgo muy alto de pérdida de la vida de los ocupantes.
EERI (1996)	NINGUNO	Sin daño
	LEVE	Solamente daño no estructural, el costo de las reparaciones es menor al 5% del valor de venta del edificio.
	MODERADO	Daño no estructural considerable y daño estructural leve. Los costos de reparación son menores al 25% del valor de venta del edificio.
	FUERTE	Daño estructural considerable, daño no estructural fuerte. Los costos de reparación son menores al 50% del valor de venta del edificio.
	SEVERO	Es más económico demoler que reparar.
	TOTAL	Colapso estructural.

Para mejorar la clasificación, algunos consideran que se podría tener en cuenta el origen del tipo de grieta que se presenta (flexión, cortante, adherencia) y el tamaño de la misma, sin embargo esto puede hacer más compleja la evaluación. Otro tipo de caracterización del daño tiene en cuenta el nivel de reparabilidad de las estructuras (Bracci 1989), (Stone y Taylor 1993). En este tipo clasificación se involucran no solamente factores estructurales o de seguridad, sino también factores de orden económico, relacionados con el costo de reparación. Otras clasificaciones tienen en cuenta el daño sufrido por los elementos no estructurales, la pérdida de funcionalidad y el riesgo para los ocupantes.

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como resultado de la observación de los efectos de los terremotos sobre las estructuras ha contribuido a la calibración de funciones de pérdidas o de vulnerabilidad. Sin embargo, en los últimos años se han diferenciado dos tipos de curvas: de fragilidad y de capacidad.

Las primeras se usan para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica. La probabilidad de alcanzar un estado de daño, mediante esta técnica, se calcula con la diferencia entre las curvas de fragilidad (Kircher *et al.* 1997). Para el desarrollo de estas funciones, normalmente, se ha hecho primero una clasificación de los edificios según su sistema estructural, su uso, altura, etc. En algunos casos, estas funciones predicen el daño en forma separada sobre el sistema estructural, los elementos no estructurales sensibles a inclinaciones (como muros divisorios) y sensibles a la aceleración (como techos suspendidos). En general, para estas funciones se definen cuatro niveles de daño: Leve, Moderado, Fuerte y Total. Por lo tanto, las curvas de fragilidad son, en síntesis, funciones que describen la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño estructural o no estructural, dado un valor determinístico de respuesta, como de desplazamiento espectral. Un ejemplo de este tipo de curva se ilustra en la figura 5.2.

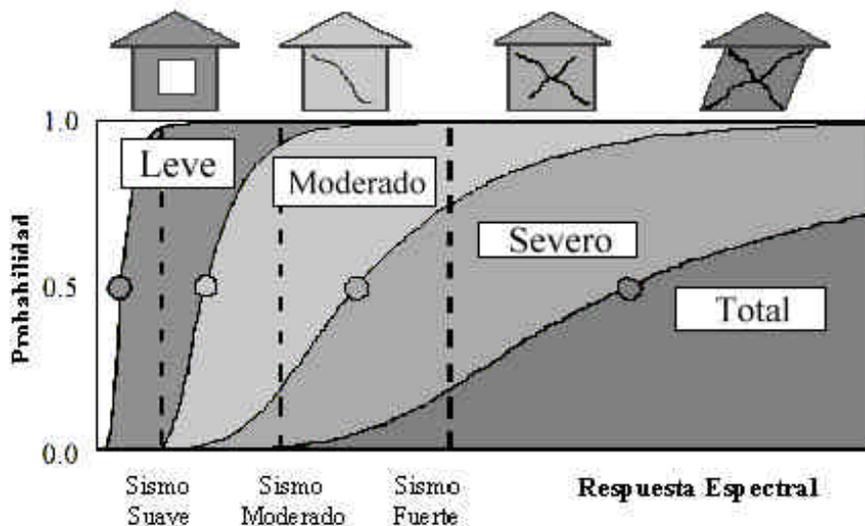


Figura 5.2: Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y total (Kircher *et al.*, 1997).

Las segundas se usan para estimar la respuesta de un edificio ante un nivel dado de aceleración espectral o demanda sísmica. Las curvas de capacidad son gráficas de la resistencia a carga lateral del edificio vs. desplazamiento lateral. Mediante este tipo de curvas es posible identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de una estructura. Existen varias formas de hallar las curvas de capacidad. Una de ellas es el análisis *pushover* o “paso a paso”, en el cual se aplica una carga lateral a la estructura mediante incrementos en forma paulatina. Para cada incremento de carga se determina el desplazamiento, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal, obteniéndose así la curva de capacidad o la relación fuerza-deformación para una estructura. Es decir, la gráfica de la fuerza cortante total y del desplazamiento lateral asociado con cada incremento, hasta que la estructura alcanza el estado límite o condición de colapso. La figura 5.3 ilustra el concepto del “pushover”.

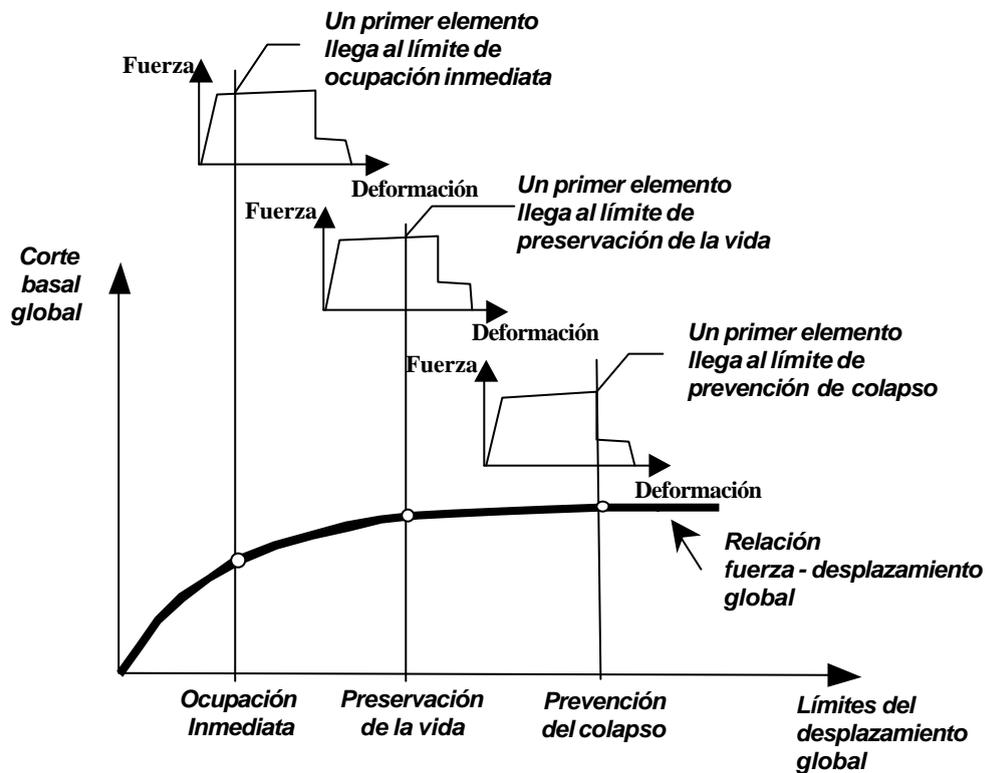


Figura 5.3: Planteamiento conceptual del “pushover” (FEMA, 1997)

De esta manera se pueden identificar las fuerzas o desplazamientos en que se inicia la fluencia e incluso el colapso de la estructura. La respuesta del edificio es determinada por la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad, como se ilustra en la figura 5.4. Un análisis de este tipo permite estimar la respuesta o el daño probable en estructuras existentes o revisar el diseño de edificios nuevos que estarán sometidos a sismos fuertes.

El espectro de demanda se utiliza reducido dado que se espera un aumento del amortiguamiento en la estructura estudiada. En la figura 5.5 se ilustra un ejemplo de los espectros de demanda para diferentes niveles de amortiguamiento de acuerdo con la duración del sismo.

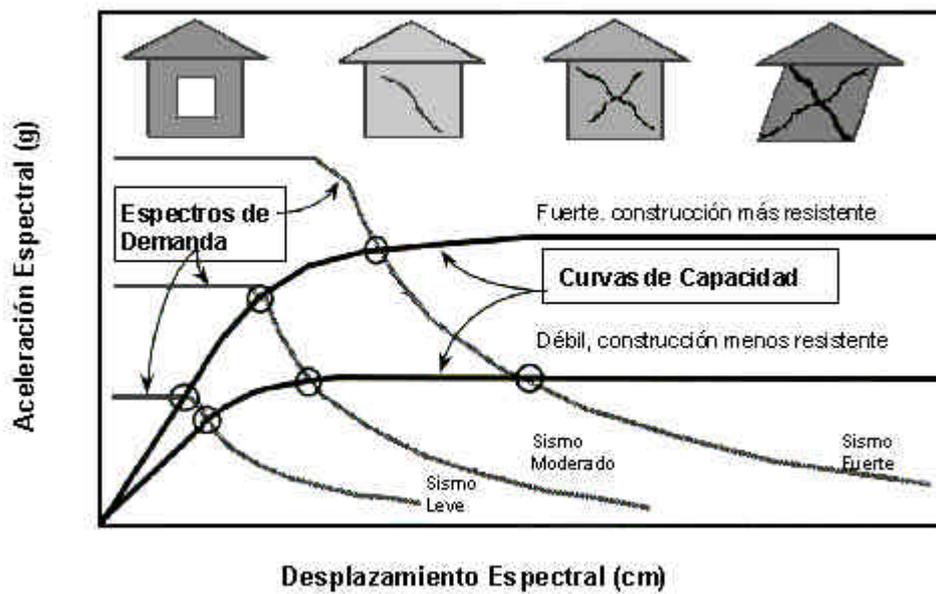


Figura 5.4.: Intersección entre espectros de demanda y curvas de capacidad (Kircher *at al.*, 1997).

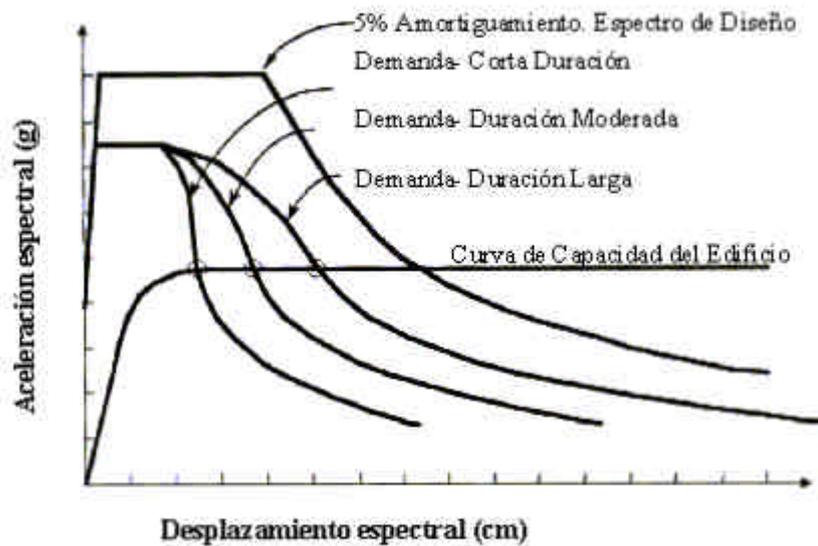


Figura 5.5: Espectros de demanda para diferentes duraciones de sismo (Kircher *at al.*, 1997).

5.4. Escenarios riesgo sísmico urbano

Uno de los campos que recientemente ha tomado mayor interés dentro de la ingeniería sísmica mundial ha sido la evaluación anticipada de pérdidas y daños que pueden esperarse de sismos en el futuro, dada la importancia que un análisis de esta naturaleza tiene para una ciudad, una región o un país. Estimar las pérdidas potenciales que puede producir un terremoto es una tarea difícil pero fundamental para estimular y

generar medidas de prevención y mitigación. Un amplio número de métodos ha sido propuesto para estimar pérdidas de futuros terremotos entre los cuales pueden encontrarse inconsistencias significativas. Sin embargo, aunque no es posible predecir actualmente con "precisión" cuándo y dónde va a ocurrir un terremoto, cuántas víctimas causará y qué daños causará en la amplia variedad de edificios de diferentes edades y características, si es posible realizar aproximaciones y estimativos que indiquen la naturaleza y la magnitud del problema que tendrá que afrontar una ciudad o una región, razón por la cual este tipo de estudios se han convertido en ineludibles y necesarios para la planificación en zonas propensas (FEMA, 1989). Estos estudios, conocidos corrientemente como métodos para la evaluación del riesgo sísmico de centros urbanos, consideran diferentes maneras para evaluar la amenaza sísmica y utilizan matrices o funciones de vulnerabilidad empírica o teórica para diversos tipos de edificios y componentes de la infraestructura de una ciudad. En general, las técnicas propuestas para la evaluación de escenarios de riesgo se pueden clasificar en probabilistas y deterministas, dependiendo del enfoque y propósito del estudio.

Para evaluar un escenario de riesgo sísmico urbano por técnicas probabilistas o deterministas, en su orden deben seguirse las siguientes etapas:

- a) Evaluación de la amenaza sísmica a escala global y local.
- b) Identificación de los elementos expuestos o amenazados.
- c) Definición de funciones de vulnerabilidad que relacionen las pérdidas específicas con la amenaza sísmica para los elementos expuestos.
- d) Evaluación de las pérdidas específicas de cada elemento expuesto y determinar su factor de participación en el efecto total de los bienes existentes.
- e) Evaluación de la totalidad del riesgo sísmico para la región considerada.

Los elementos expuestos son el contexto social, material y ambiental representado por las personas y por los recursos y servicios que pueden verse afectados con la ocurrencia de un evento. Corresponden a las actividades humanas, todos los sistemas realizados por el hombre tales como edificios, líneas vitales o infraestructura, centros de producción, servicios, la gente que los utiliza y el medio ambiente. En general, dada la participación de los edificios y de la infraestructura de servicios públicos o líneas vitales en la conformación de los escenarios urbanos, ha sido común que las metodologías solamente consideren para la estimación del riesgo sísmico físico el inventario de edificios y las redes de líneas vitales (Cardona 1986a).

Usualmente, los estudios probabilistas se utilizan para la estimación de pérdidas económicas acumuladas o para el cálculo de la pérdida máxima probable desde la perspectiva de la industria de los seguros. Estos métodos parten de un manejo probabilista de la amenaza sísmica, al igual como se estiman los sismos de diseño para la aplicación de códigos o normas sismorresistentes, e incluso en algunos casos la vulnerabilidad de los edificios también se trata como una variable probabilista, debido a la dispersión que esta variable también puede presentar.

En general, en el enfoque utilizado en los métodos probabilistas la amenaza sísmica H está definida como una probabilidad de que la intensidad sísmica I sea excedida en un período de T años. Bajo el término de intensidad se puede definir, como una medida del fenómeno, cualquier parámetro cualitativo o cuantitativo relacionado con la magnitud M de los sucesos, tales como la intensidad de la escala modificada de Mercalli, la aceleración pico del suelo, la respuesta espectral, etc. Para un sitio determinado la amenaza es una

función de la sismicidad o probabilidad de ocurrencia $p(M)$ y de la atenuación o pérdida de la energía sísmica con la distancia $p(I/M)$

$$H = p(I) = \int p(I/M)p(M)dM \quad [5.8]$$

y el riesgo sísmico específico S es función de la amenaza sísmica H y de la vulnerabilidad específica $p(D/I)$, que es el nivel de daño D esperado que puede presentarse sobre una clase de construcción como consecuencia de la manifestación de un evento dado

$$S = p(D) = \int p(D/I)p(I)dI \quad [5.9]$$

Por lo tanto, el riesgo sísmico total R es la cuantificación de las pérdidas, conocida la vulnerabilidad de todos los tipos de edificios $p(P/D)$ y el riesgo sísmico específico de cada uno de los tipos individualmente

$$R = p(P) = \int p(P/D)p(D)dD \quad [5.10]$$

$p(P)$, debe entenderse ampliamente como la cuantificación de las pérdidas o como la cuantificación de la inversión realizada con anterioridad al evento con el fin de mitigar la pérdida total que causaría el desastre (Whitman *et al.* 1973).

En general, se puede adoptar el uso de un índice de vulnerabilidad como un valor simple derivado de un procedimiento eficiente de inspección de los elementos expuestos. En este caso, considerando solamente la intensidad, el daño y el índice de vulnerabilidad, las cuales son variables aleatorias puesto que se pueden considerar continuas en su rango de definición, la probabilidad del daño o pérdida puede expresarse como

$$p(P) = \iiint p(P/V,I)p(V)p(I)dIdVdP \quad [5.11]$$

donde $p(P)$ es el valor de la distribución acumulada de la pérdida para $P=P$; $p(P;V,I)$ es la función de densidad condicional del daño bajo el índice de vulnerabilidad y la intensidad; y $p(V)$ y $p(I)$ son respectivamente las funciones de densidad para el índice de vulnerabilidad y la intensidad. Estas dos variables son estadísticamente independientes.

Para el desarrollo de mapas que ilustren las probabilidades de daño esperado la ecuación anterior podría discretizarse en diferentes rangos de nivel de daño. La ecuación tendría que ser evaluada para los dos extremos de cada rango utilizando una expresión en forma discretizada mediante el uso de sumatorias

$$p(P_i < P < P_{i+1}) = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m p(P_j < P < P_{i+1} / V_j < V < V_{j+1}, I_k < I < I_{k+1}) p(V_j < V < V_{j+1}) p(I_k < I < I_{k+1}) \quad [5.12]$$

Los métodos deterministas se caracterizan, a diferencia de lo anterior, porque el análisis se lleva a cabo para uno o más terremotos específicos, postulados sin considerar en forma explícita la probabilidad con que dichos eventos puedan ocurrir. Comúnmente se utiliza el terremoto más fuerte conocido que haya ocurrido en la región, también llamado máximo terremoto histórico. Esta modalidad se basa en la premisa geológica e intuitiva, bastante convincente, de que si un terremoto ha ocurrido una vez no hay razón para pensar que éste no se presentará de nuevo. Estas técnicas se utilizan de manera

común para evaluar las pérdidas que puede causar un terremoto de una fuente sísmogénica específica, con fines de reducción anticipada de los daños y para la preparación y planificación de la respuesta en caso de emergencia.

5.4.1. Daños en edificios

Una vez estimado el comportamiento de varios tipos de estructuras expuestas a diferentes intensidades de excitación del suelo puede realizarse un pronóstico de los daños esperados que pueden ocurrir en tales estructuras en futuros eventos. Por esta razón las funciones de vulnerabilidad derivadas para la estimación de las pérdidas específicas de los elementos expuestos pueden utilizarse como información básica para la evaluación del riesgo desde una perspectiva del daño físico potencial, pues conocida la amenaza sísmica y la vulnerabilidad de las estructuras por convolución de estas dos variables se puede estimar el riesgo sísmico en términos físicos.

Una de las metodologías más ampliamente conocidas y sencillas ha sido el ATC-13 (ATC 1985), la cual se basó en el enfoque originalmente propuesto por Whitman (1973). Esta metodología consiste en una serie de matrices de probabilidad de daño obtenidas mediante el método Delphi. Cada especialista, con base en sus observaciones empíricas o de sus apreciaciones obtenidas de relacionar la demanda contra la capacidad en términos de rigidez, resistencia y disipación de energía, participó aportando su experiencia y conocimientos. Los estados de daño usados por esta metodología se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.4: Estados de daño según ATC-13

Caracterización de Daño	Rango de Daño %	Índice de Daño	Descripción
NINGUNO	0	0	Sin daño
LEVE	(0-1)	0.5	Daño mínimo que no requiere reparación.
LIGERO	(1-10)	5	Daño menor localizado en algunos elementos que no requiere siempre reparación.
MODERADO	(10-30)	20	Daño menor localizado en muchos elementos que debe ser reparado.
FUERTE	(30-60)	45	Daño extensivo que requiere reparaciones mayores.
SEVERO	(60-100)	80	Daño grave generalizado que puede significar demolición de la estructura.
DESTRUCCIÓN	100	100	Destrucción total o colapso.

Ahora bien, la evaluación de funciones o matrices de vulnerabilidad física usualmente se ha llevado a cabo teniendo en cuenta la información histórica de los daños que han sufrido los edificios por terremotos en el pasado (Whitman 1976). Sin

embargo, dicha información está íntimamente ligada a los tipos de construcción y a la tecnología de edificación del área que se estudia. Por esta razón, en rigor, datos obtenidos en ciertos lugares del mundo no son fácilmente utilizables con el mismo objetivo en otros sitios. Por otra parte, la información histórica no siempre es muy confiable debido a la falta de buenos inventarios de daños. La baja frecuencia de sucesos en un área hace que la información de daños en las construcciones sea escasa y que sea difícil hacer estimaciones adecuadas de la intensidad de eventos pasados.

En lo posible la determinación de las matrices de vulnerabilidad debería realizarse en términos probabilistas, debido a las incertidumbres y la aleatoriedad inherente de factores como la energía y el contenido frecuencial del movimiento del suelo, la duración de la fase fuerte, la evolución no estacionaria de las señales, entre otros. También hay que tener en cuenta la diversidad de los tipos de estructuras y de los parámetros mecánicos de los modelos estructurales (resistencia, rigidez, ductilidad, etc.). Ante esta circunstancia, una manera de superar esta falta de información o de evitar usar datos que pueden no ser realistas, es utilizar técnicas de simulación que permitan generar de manera sintética una muestra de los diferentes estados de daño en modelos de edificios que puedan considerarse como representativos de los tipos estructurales que se han construido en el sitio en diferentes épocas. Estas técnicas no son más que otra aplicación del denominado método de Monte Carlo. Por este camino han seguido algunos investigadores recientemente (Barbat *et al.* 1996; Singhal y Kiremidjian 1996; Abrams y Shinozuka 1998) debido a sus claras ventajas, como su capacidad de explotar el conocimiento consolidado de las diferentes disciplinas de la ingeniería sísmica para producir funciones sintéticas de vulnerabilidad para diferentes zonas urbanas. Una técnica de este tipo propuesta por Cardona y Hurtado (2000b), que utiliza la simulación de Monte Carlo, sigue los siguientes pasos con el fin de generar funciones de vulnerabilidad para edificios:

- a) Selección de los modelos representativos de construcciones de los diferentes períodos de urbanización en área considerada y determinación de su ubicación geográfica.
- b) Definición estocástica del modelo estructural mediante la selección de variables aleatorias que afectan su comportamiento estructural en caso de sismo y por lo tanto la asignación de sus funciones de densidad de probabilidad. Esta tarea se facilita por la disponibilidad de información estadística acerca de los materiales de construcción como el hormigón, el acero, la madera, entre otros (Sundararajan, 1995).
- c) Generación de muestras aleatorias de cada variable (Rubinstein 1981) y combinación de las mismas usando técnicas eficientes, como el Latin Hypercubo, el Muestreo Descriptivo, etc. (Hurtado y Barbat 1998).
- d) Definición estocástica del movimiento del suelo, el cual idealmente debe ser modelado como un proceso aleatorio evolutivo a partir de un espectro estacionario de potencia o un espectro de respuesta objetivo (Vanmarcke 1976). Esta última alternativa puede ser seguida con el fin de preservar la coherencia con estudios de microzonificación sísmica ya elaborados. El cálculo de los acelerogramas asociados a cada fila de la matriz de variaciones aleatorias (Latin Hypercubo) puede realizarse con técnicas actualmente bien conocidas (Shinozuka 1987). Por ejemplo, el espectro evolutivo propuesto por Yeh y Wen (1989), dado por la ecuación 5.13

$$G(\mathbf{w}, t) = \frac{a^2(t)}{f'(t)} H\left(\frac{\mathbf{w}}{f'(t)}\right) \quad [5.13]$$

donde $H(\cdot)$ es una densidad espectral de potencia del proceso estacionario subyacente, $a(t)$ es una función de modulación de amplitudes y $f(t)$ es una función de modulación de frecuencias en unidades de tiempo, que se obtiene de acelerogramas registrados en el área de interés. Finalmente, ω es la frecuencia angular y la prima denota la derivada con respecto al tiempo.

- e) Análisis no lineal estructural de varios modelos aleatorios, con el fin de determinar el daño estructural. Por ejemplo, utilizando el índice propuesto por Park and Ang (1985) para el caso de edificios de hormigón armado. En el caso de un elemento i de hormigón el índice está definido por la ecuación 5.14

$$d_i = \frac{e}{m} + \frac{z}{Fm} \int dE \Big|_i \quad [5.14]$$

donde e y m son la deformación última bajo sismo y cargas monotónicas, respectivamente, F es la resistencia de fluencia, E es la energía disipada y z es un a factor empírico. El índice de daño estructural para el edificio completo esta dado por la ecuación 5.15

$$D = \frac{\sum d_i E_i}{\sum E_i} \quad [5.15]$$

donde la sumatoria se realiza en todos los entrepisos del edificio.

- d) Análisis estadístico de los resultados. En particular, es importante construir funciones bien definidas de distribución de probabilidades del índice de daño global del edificio, correspondiente a cada nivel de amenaza, para cada clase de edificio.
- e) Categorización del índice de daño estructural, con el fin de expresar el grado de pérdidas en los edificios, incluyendo sus elementos estructurales y no-estructurales. Por ejemplo, como lo presenta la tabla 5.4 (Singhal and Kiremidjian, 1996):

Tabla 5.5: Niveles de daño según valor de índice

Nivel de Daño	Rango de D
Bajo	0.1 a 0.2
Medio	0.2 a 0.5
Severo	0.5 a 1.0
Colapso	> 1.0

Desde el punto de vista del procesamiento electrónico el método de Monte Carlo ha sido una técnica costosa, por lo que ha sido usual que para el análisis probabilista de estructuras se utilice sólo como una técnica de fuerza bruta con el propósito de verificar la precisión de otras técnicas menos costosas. Sin embargo, la aplicación del método de Monte Carlo actualmente se facilita por el progreso de la computación paralela. De hecho, este método es intrínsecamente paralelo y modelos aleatorios diferentes pueden calcularse en equipos independientes (a esto se le denomina paralelismo *coarse-grain*) bajo el control de un nodo maestro, el cual realiza la generación de variables aleatorias, ordena los procesos y lleva a cabo la evaluación estadística final.

Un ejemplo de aplicación de esta metodología es el realizado por Bonett *et al.* (2001). Para este caso las curvas de fragilidad para el daño global estructural se realizaron utilizando la deriva máxima de entrepiso. La elección de éste parámetro se debe al interés de poder interpretar las curvas de acuerdo con los umbrales definidos en

la metodología HAZUS (FEMA 1999) para los diferentes niveles de daño: leve, moderado, severo y colapso. Estos niveles permiten asociar un valor máximo de la deriva entre pisos con una descripción cualitativa del daño, para un modelo estructural dado, y sus valores dependen a su vez del nivel de diseño sísmico utilizado. En este caso, el modelo identificado fue el CIM (Estructura de hormigón armado de elevación media) según la clasificación del HAZUS. Estos valores dependen a su vez del nivel de diseño sísmico utilizado, por lo cual, se eligieron para efectos de comparación los niveles “Pre-code” y “Moderate” por su correspondencia con el modelo antes y después del código Colombiano, respectivamente. Los valores se indican en la tabla 5.5.

Tabla 5.6: Definición de niveles de daño según deriva

Niveles de Daño	Valor de la deriva d en el umbral del nivel de daño	
	Pre-Norma	Pos-Norma
Leve	0.0027	0.0033
Moderado	0.0043	0.0058
Severo	0.0107	0.0156
Colapso	0.0267	0.0400

La figura 5.6 muestra los valores de la deriva máxima obtenidos a partir del análisis dinámico no lineal utilizando el programa IDARC-2D y las funciones de distribución ajustadas para cada una de las aceleraciones definidas.

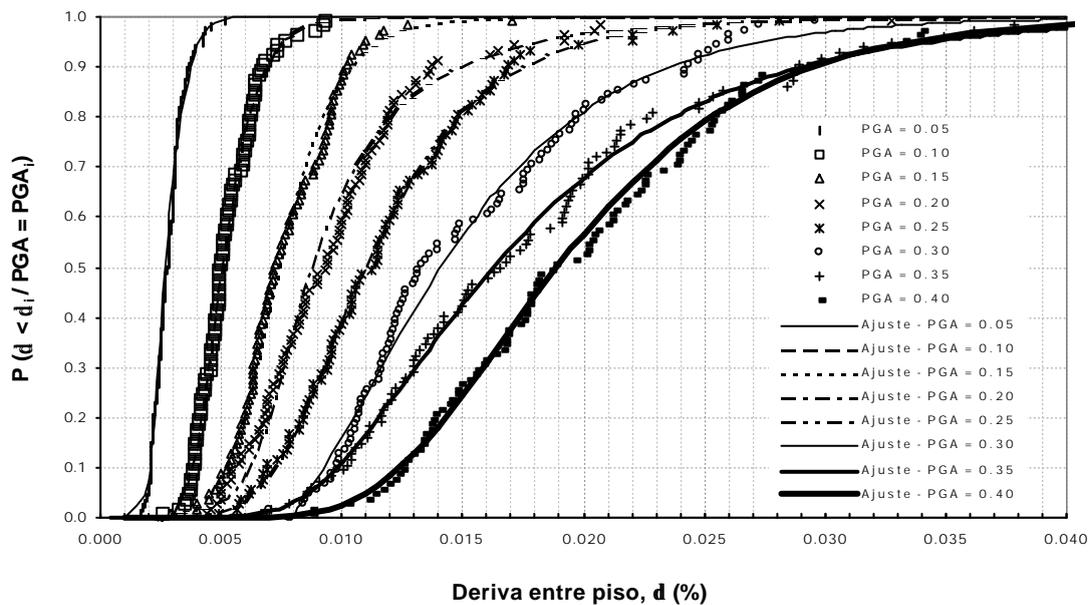


Figura 5.6 : Funciones de distribución de probabilidad ajustadas para una estructura de 5 pisos, diseñada antes de la primera normativa Colombiana.

Para el cálculo de 100 modelos por cada curva se usó el programa PROMENVIR (CASA 1997), desarrollado para realizar simulaciones de Monte Carlo de un sistema cualquiera en paralelo, lo que permitió un ahorro notable de tiempo computacional. Para cada una de las estructuras consideradas, se definió un grupo de curvas de fragilidad para cada estado discreto de daño (Figuras 5.7 y 5.8). De esta forma, un

punto sobre una curva dada, está definido como la probabilidad condicional que el daño debido a un sismo de cierta aceleración exceda el estado de daño i , esto es:

$$FD = P[ED \geq ed_i / PGA = PGA_i]$$

FD es la probabilidad que el daño causado por el sismo con aceleración PGA_i sea mayor que el estado de daño i , ED es el estado de daño causado por el sismo con aceleración PGA_i , ed_i es el estado de daño global i .

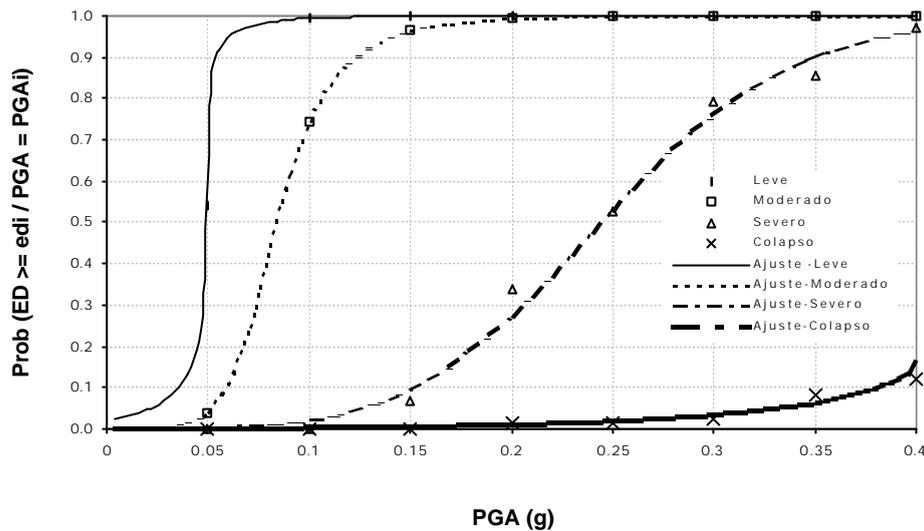


Figura 5.7: Curvas de fragilidad simuladas y ajustadas para una estructura de 5 pisos diseñada antes de la primera normativa Colombiana y para una aceleración pico efectiva PGA , en el rango 0.05 - 0.4 g.

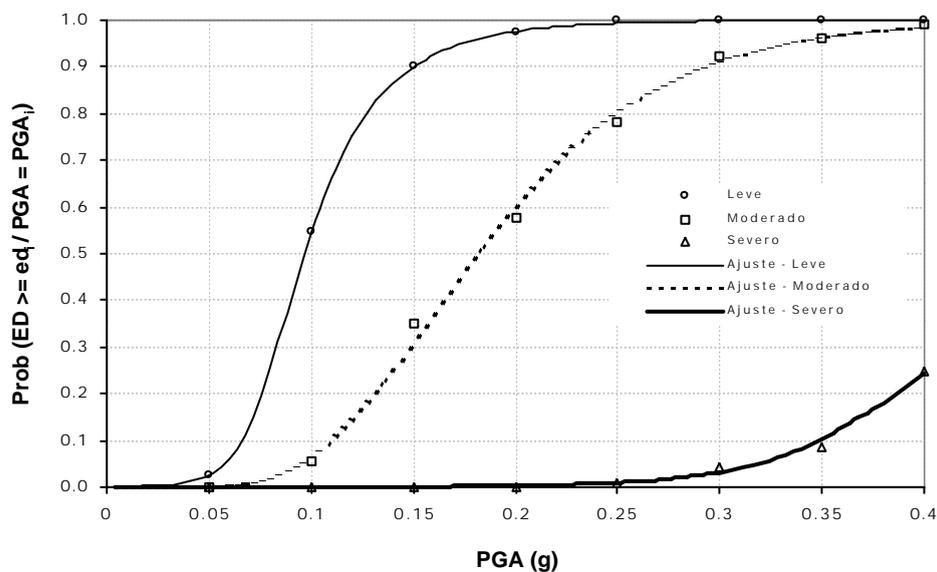


Figura 5.8: Curvas de fragilidad simuladas y ajustadas para la estructura de 5 pisos diseñada con la normativa Colombiana y con una aceleración pico efectiva PGA , en el rango 0.05 - 0.4 g.

Este ejemplo ilustra el tipo de formato de curvas de vulnerabilidad o fragilidad que actualmente se utiliza, cada vez con mayor frecuencia, para el estudio de la vulnerabilidad sísmica. Metodologías como la propuesta en HAZUS y técnicas como la descrita previamente prometen resultados más refinados para los tipos o clases de edificios que se propongan en diferentes lugares del mundo, contribuyendo a la realización de estudios de riesgo sísmico más depurados en términos físicos.

5.4.2 Daños en líneas vitales

Las líneas vitales son sistemas complejos cuya función es la distribución de recursos, el transporte de personas y bienes, así como la transmisión de información. Hasta hace poco tiempo los efectos de los sismos sobre las líneas vitales sólo se tenían en cuenta en el diseño de algunos de sus componentes. Sin embargo, las prácticas de la ingeniería han venido cambiando de manera paulatina en la medida que el comportamiento de estos sistemas se ha convertido en una preocupación desde el punto de vista del diseño sísmico, la planificación de emergencias y la necesidad de una rápida recuperación después de un sismo.

Los informes de daños posterremoto han proporcionado la mayor parte de la información existente sobre la gravedad y extensión de los daños, la paralización de los servicios y las reparaciones que son necesarias. Estos informes también han sugerido de forma indirecta la manera se puede reducir el riesgo de paralización de los servicios, a través de la planificación de emergencias y la rehabilitación posdesastre de los mismos.

En general las líneas vitales corresponden a la infraestructura de servicios públicos, que se considera básica o esencial. Una clasificación amplia de esta infraestructura es la siguiente:

- a) Energía: presas, subestaciones, líneas de fluido eléctrico, plantas de almacenamiento de combustibles, oleoductos, gasoductos.
- b) Transporte: redes viales, puentes, terminales de transporte, aeropuertos, puertos fluviales y marítimos.
- c) Agua: plantas de tratamiento, acueductos, alcantarillados, canales de irrigación y conducción.
- d) Comunicaciones: redes y plantas telefónicas, estaciones de radio y televisión, oficinas de correo e información pública.

Las líneas vitales tienen algunas características que las distinguen. A diferencia de un edificio, usualmente pueden extenderse a lo largo de muchos kilómetros y con frecuencia se localizan sobre zonas delimitadas por ley. Muchas de ellas están interconectadas y por lo general hacen parte de redes que se extienden sobre grandes áreas. El comportamiento en un sitio de la red puede estar influenciado en gran medida por las alteraciones que puedan ocurrir en otro sitio distante. Por lo tanto, las líneas vitales pueden ser afectadas de manera diferencial de acuerdo con las propiedades dinámicas del suelo y el basamento, que pueden ser muy diferentes de un sitio a otro. Estos sistemas también normalmente son interdependientes, es decir, que la pérdida de operación en uno de ellos puede afectar la operación de otro. La ruptura de las líneas de combustible, por ejemplo, puede causar incendios, y esto debe ser considerado a la hora de analizar las redes de distribución de agua. Las roturas simultáneas de las líneas de agua y desagüe pueden contaminar el agua potable. La interrupción de la energía eléctrica puede afectar las estaciones de bombeo de agua, limitando por consiguiente la

disponibilidad de agua y sobrecargando el sistema de transporte para atender las reparaciones de emergencia.

Para evaluar el funcionamiento de las líneas vitales es necesario definir algunos parámetros que relacionen el nivel de operación de la red en un determinado momento con una de sus características medibles. En ese sentido, por ejemplo, la teoría de redes se perfila como una técnica que puede facilitar la definición de algunas medidas cuantitativas para la evaluación de su nivel de funcionamiento: conectividad, flujo máximo, operatividad, porcentaje de la población servida y pérdidas económicas (ASCE, 1983/86/90; Cardona, 1993d).

Los modelos más elaborados de vulnerabilidad sísmica de líneas vitales relacionan la probabilidad acumulada de falla con la intensidad del sismo. Dichos modelos pueden reflejar los efectos de la amenaza sísmica que contribuyen más al daño de un componente (Yamín y Caicedo 1999). En general, se ha podido observar que componentes localizados sobre la superficie del suelo tienden a ser más vulnerables a los efectos vibratorios de los sismos, mientras que los componentes que se encuentran enterrados tienden a ser más vulnerables al desplazamiento permanente o deformación excesiva del suelo.

La ingeniería sísmica ha realizado progresos significativos en la estimación anticipada de daños en las líneas vitales con fines de reducción de riesgos. Ya en algunos casos se han tomado medidas concretas para reducir los daños potenciales, mediante la aplicación de soluciones convencionales de ingeniería o el buen juicio, aun cuando no se tengan evaluaciones detalladas o rigurosas de su vulnerabilidad. Sin embargo, es necesario que se realicen más investigaciones e innovaciones tecnológicas que permitan optimizar el diseño, la mitigación de los daños y refuerzo sísmico de las líneas vitales existentes.

Un estudio de carácter intermedio, cuando no se cuenta con información detallada de la microzonificación sísmica de una ciudad, sería el utilizar sismos hipotéticos factibles para determinar los niveles de intensidad equivalente del sismo máximo probable para efectos de diseño. Esta técnica permite dimensionar el orden de magnitud del problema que se presentaría, por lo tanto no significa un pronóstico preciso de los daños que podrían ocurrir, como se lograría con estudios detallados, pero sería un estudio de máxima utilidad para estimar el escenario de daños potenciales sobre la red. Una de estas técnicas es la propuesta por el ATC-13 (1985). El daño se evalúa por el número de rupturas por kilómetro para el caso de tuberías enterradas o por metros de líneas de energía caídas. El daño se relaciona con la intensidad sísmica esperada en cada uno de los tramos de la red. El concepto de "matriz de daño" es fundamental para el cálculo de la vulnerabilidad. Las matrices de daño, al igual que en el caso de los edificios, relacionan el nivel de daño (por ejemplo: leve, moderado, alto) con su probabilidad de ocurrencia para diferentes niveles de intensidad del suceso sísmico. La probabilidad de ocurrencia se calcula con base en la opinión de expertos. En la tabla 5.5 se presenta una matriz de daño típica.

La tabla del Estado de Daño relaciona una descripción lingüística del daño con el valor de la pérdida económica esperada. Las matrices de daño calibradas mediante la consulta de expertos se combinan con las de intensidad sísmica esperada para determinar la distribución de daños en una ciudad. Las matrices de daño más conocidas han sido las propuestas en el ATC-13 (1985), que posteriormente fueron modificadas de acuerdo con los procedimientos descritos en el ATC-25 (1991), dependiendo de la edad, el mantenimiento, la calidad de los materiales y la calidad de la construcción.

Tabla 5.7: Matriz de daño para líneas de distribución (# 55 ATC-13)

FACTOR CENTRAL DE DAÑO	INTENSIDAD MMI						
	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0.00	94.10	6.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.90	78.80	51.00	2.90	0.00	0.00	0.00
5.00	0.00	14.30	48.00	96.30	63.70	10.60	0.50
20.00	0.00	0.00	0.00	0.80	36.30	82.70	39.00
45.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.70	59.20
80.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30
100.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
FACTOR DE DAÑO MEDIO	0.03	1.11	2.66	4.99	10.45	20.09	35.51

Más recientemente nuevos enfoques se han desarrollado dentro de los cuales se puede destacar la metodología HAZUS que promueve FEMA (1999) en los Estados Unidos. También, con la misma orientación en Europa se adelanta un proyecto con alcances similares apoyado por la Unión Europea que se le ha denominado Risk-EU.

