

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO DE  
EDIFICIOS DE  
HORMIGÓN ARMADO.**

Tesis  
Facultad de Ingeniería Civil  
De la Universidad Técnica de Ambato

En Cumplimiento de los Requerimientos  
Para Optar por el Título de Master en Ingeniería Estructural Sismo-Resistente

Realizado por  
Ing. Luisa Paulina Viera Arroba

Director  
Dr. Roberto Aguiar Falconí

Abril 2004

## INDICE

Certificación	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
Resumen	v

### CAPITULO I

#### Importancia y Actualidad del Análisis y Diseño Estructural por Desempeño

1.1 Importancia y Actualidad del Análisis y Diseño estructural por Desempeño	2
--	---

### CAPITULO II

#### Marco Teórico del Análisis y Diseño por Desempeño

2.1 Relaciones Momento Curvatura	8
2.1.1 Esquema de Cálculo	11
2.1.2 Fórmulas Aproximadas	11
2.2 Capacidad Resistente	14
2.2.1 Proceso de Cálculo para Determinar la Curva de Capacidad Resistente de una Estructura Plana mediante la Técnica del Pushover	14
2.3 Modelo Bilineal	18
2.4 Curva de Capacidad Resistente de una Estructura Espacial	20
2.5 Espectro de Capacidad	21
2.6 Espectro de Demanda	23
2.7 Método del Espectro de Capacidad	26

### CAPITULO III

#### Modelos de Pérdidas

3.1 Modelo de Pérdida de Hazuz	32
3.1.1 Determinación del Daño en Edificios de Hormigón Armado	32
3.1.1.1 Daño en Elementos Estructurales	34
3.1.1.2 Determinación del Daño en Elementos No Estructurales	35
3.1.1.2a Daño en Componentes No Estructurales Sensitivos a la Deriva	37
3.1.1.2b Daño en Componentes No Estructurales Sensitivos a la Aceleración	37
3.1.2 Estimación de Pérdidas Económicas Directas	38
3.1.2.1 Valores Estándar para Costos de Reparación Estructural en Edificios	40
3.1.3 Costos de Reparación y Reemplazo de Elementos No Estructurales en Edificios	42
3.1.4 Pérdidas Generadas al Contenido de Edificios	51
3.1.5 Pérdidas Debidas al Tiempo de Reparación del Edificio	55
3.2 Modelo de Pérdidas de Bommer	60
3.2.1 Modelo de Peligro Sísmico	60
3.2.2 Sistema de Clasificación de Edificios	61
3.2.3 Desarrollo de un Modelo de Vulnerabilidad para los Edificios de Turquía	61
3.2.4 Definición de Parámetros de Vulnerabilidad	63
3.2.5 Modelo para Estimar las Pérdidas Económicas debidas al daño provocado por un sismo dado	63
3.3 Nuevo Modelo de Pérdidas	64
3.3.1 Índice de Desempeño	64
3.3.2 Modelo para Estimar las Pérdidas Económicas	65

### CAPITULO IV

#### Aplicaciones: Análisis de Edificios con Factor de Reducción de Carga Sísmica ( $R_w$ ), de 8, 10 y 12

4.1 Aplicaciones: Análisis de Edificios con Factor de Reducción de Carga Sísmica ( $R_w$ ), de 8, 10 y 12.	68
4.2 Capacidad Sísmica Resistente	72

4.2.1 Espectros de Demanda	73
4.2.2 Espectros de Capacidad	74
4.2.3 Desplazamientos Laterales Máximos y Ductilidad	75
4.3 Niveles de Daño	77
4.4 Costos por metro Cuadrado	79
4.5 Evaluación de Pérdidas	80
4.6 Desempeño Sísmico de una Casa con Vigas Perdidas de Hormigón Armado	82
4.6.1 Descripción de la Estructura	82
4.6.2 Capacidad y Demanda	84

## **CAPITULO V**

### **Conclusiones y Recomendaciones**

5.1 Conclusiones y Recomendaciones	87
------------------------------------	----

## **BIBLIOGRAFIA**

Bibliografía	90
--------------	----

## **AGRADECIMIENTOS**

- Al Dr. Roberto Aguiar Falconí, cuya inteligencia y sapiencia están plasmados en este trabajo. Gracias por haberme concedido el honor de poder participar de su trabajo y tiempo, por la paciencia que me ha tenido y principalmente por la mano amiga y el consejo útil que siempre supe encontrar en usted.
- A mi familia, en especial a mi querida Luisa Angélica, a quien le pertenece y dedico cada conquista.
- A Pablo, por regalarle paz a mi existencia, porque con paciencia se ha convertido en ese refugio en el cual encuentro la tibieza de su comprensión.
- Al personal que trabaja en el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército, por hacerme parte de ellos durante mi estadía en su universidad.
- Al Ing. Edgar Falcón por su amistad y colaboración con este proyecto.
- Y principalmente a Dios por permitirme dar batalla en esta vida sacrificada, por no abandonarme nunca, y por poner en mi camino personas que me han enriquecido como ser humano.

## RESUMEN

Se presenta el sustento teórico del diseño sísmico basado en desempeño, luego se analiza el mismo en tres estructuras de hormigón armado diseñadas para diferentes valores de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_w$ , desde una muy dúctil  $R_w=12$  hasta una más rígida  $R_w=8$ , ante cuatro eventos sísmicos. También se evalúa el desempeño de una casa construida con vigas banda.

El desempeño se lo obtiene en función de los desplazamientos laterales y de las distorsiones de piso, los mismos que son evaluados aplicando el Método del Espectro de Capacidad. Se determina niveles de daño utilizando las curvas de fragilidad recomendadas por HAZUS 99 y finalmente se cuantifica las pérdidas en elementos estructurales, no estructurales y en elementos que pueden desprenderse o caerse durante un sismo, utilizando precios unitarios calculados a mayo de 2003 en el Ecuador.

Para cada estructura se cuantifica el costo de la construcción y el costo de reparación ante cada evento sísmico con el objeto de limitar el uso de valores altos de  $R_w$  en el diseño. Se propone una metodología para evaluar el costo de reparación de una edificación en forma total, en función de la deriva global debida a una acción sísmica y de las derivas máximas.

## CAPITULO I

### **Importancia y Actualidad Del Analisis y Diseño Estructural Por Desempeño.**

Los objetivos básicos de diseño sismorresistente son el de evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de estas estructuras y que además éstas no presentan daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria. En particular es relevante mencionar los daños importantes en estructuras de concreto reforzado que se han observado en sismos moderados y que no corresponden al sismo de diseño del lugar donde ocurrieron estos sismos, y que sin embargo han llevado al colapso de estructuras o a daños en elementos estructurales o no estructurales. En este último caso, aún cuando los daños sólo ocurrieron en elementos no estructurales, fueron de tal magnitud que impidieron el uso de la edificación un tiempo considerable, hasta que se llevó a cabo las reparaciones o reforzamientos necesarios.

El mal desempeño sísmico de estructuras sismo resistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. Es así que, como parte de este replanteamiento, la comunidad internacional de Ingeniería Estructural ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico con una fase conceptual y de implementación basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes. La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estarán basados en ella.

La necesidad de replantear los procedimientos actuales de diseño sísmico se hizo más notoria después de los sismos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995. En particular, a mediados de 1988 se inicio una serie de discusiones informales entre ingenieros, expertos tanto en la práctica como investigadores, estadounidenses y japoneses, acerca de cómo diseñar estructuras sismorresistentes con desempeño predecible. En 1992 se iniciaran esfuerzos por desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de un nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000. De manera paralela empezó a plantearse en Japón un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía. Es así que en este país se llevan a cabo discusiones importantes, desde principios de los noventa, acerca de la necesidad y posibilidad de adoptar varios de los principios de la filosofía de diseño por desempeño en su Código de Diseño Sísmico. El sismo de Kobe que produjo pérdidas directas por 9914 billones de yenes, llevó al Ministerio Japonés de Construcción a plantear un proyecto oficial para el desarrollo de una metodología de diseño por desempeño. En el caso de México, ejemplos de daño no estructural severo, que ha producido depresiones económicas no solo por los costos de reparación sino por el tiempo de funcionalidad de la estructura que se pierde hasta que se realicen las reparaciones correspondientes, se han podido observar en estructuras de concreto reforzado en el sismo de la ciudad de México de 1979, así como en Manzanillo en el sismo de 1995. El caso del sismo de 1985 en la ciudad de México es un ejemplo claro de la falla de reglamentos construcción modernos para evitar el colapso de estructuras en sismos excepcionales. Ejemplos de los tipos de daño que aquí se mencionan se han observado en sismos de distintas características que han ocurrido en diversas partes del mundo (Fintel,1994).

El Comité Visión 2000 describe el concepto de *Diseño por Desempeño* como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual) el dimensionamiento y detallado de una estructura, así como de sus elementos no

estructurales y contenido (Fase Numérica) y la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (Implantación de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico, y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño a otros estados de utilidad). Esto tiene como objetivo producir Sistemas Estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura (Park y Paulay 1978, Paulay 1996). Esto significa controlar el daño e interrupción del servicio de la estructura durante un sismo mediante la consideración explícita de las deformaciones, para esto se debe contar, con procedimientos más confiables para la determinación de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica. Esto es posible si para el temblor de diseño asociado con determinado nivel de daño estructural se conoce tanto la demanda máxima de desplazamiento lateral como la demanda acumulada de deformación plástica. Hay evidencias de que las capacidades de un edificio se deterioran cada vez que incursionan en su rango de comportamiento plástico. De ahí que el daño estructural dependa no solo de la magnitud de las demandas de deformación plástica, sino también de su secuencia de ocurrencia.

Considere el diseño y construcción de un hospital en una zona de intensa actividad sísmica. La sociedad impone como expectativa el que dicha estructura sobreviva sismos severos en condiciones de operación continua. Sin embargo esto no siempre es el caso, por ejemplo durante el sismo de Northridge de 1994 varios hospitales entre ellos el Hospital Olive View, (diseñado acorde al Hospital Seismic Safety, Act de 1992). Aunque muchos de esos hospitales se comportaron bien desde el punto de vista estructural, su respuesta dinámica amplificó considerablemente, la aceleración máxima del terreno, de manera que los daños en su contenido crearon la necesidad de evacuarlos parcialmente después de este evento. Puede concluirse que muchos de estos hospitales tuvieron un desempeño sísmico insatisfactorio a pesar de su buen desempeño estructural.

El mal desempeño sísmico, comentado anteriormente se debe a algunas de las deficiencias y lagunas existentes en los procedimientos actuales de diseño sísmico. En particular en el énfasis que se pone en la resistencia y rigidez de la estructura y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico (en este caso de aceleración), hace imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante el diseño sísmico.

Las mejoras en el entendimiento de la respuesta y desempeño estructural de los sistemas estructurales tradicionales pronto llevaron a concluir que no sería posible establecer los niveles de confiabilidad deseados, ni plantear niveles de confiabilidad consistentes, a menos que las metodologías de diseño sísmico actualicen su formato. Finalmente, otra de las cuestiones que han puesto en evidencia la necesidad de adoptar criterios de diseño por desempeño, ha sido el avance tecnológico en el área de la Ingeniería Sísmica. Puede decirse que este avance a rebasado las metodologías actuales de diseño sísmico, y por tanto han hecho obsoletos, a los códigos actuales. (Otani 1996, Bertero 2000).

Lo anterior sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura. Uno de estos criterios de diseño sísmico es el llamado diseño sísmico por desempeño. Ejemplos de aplicación en USA de estos criterios son el ATC-40 (1996) y FEMA-273-274 (1997). Estos documentos se basan en el empleo de diagramas de demandas y capacidad, donde el primer tipo de diagramas se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos máximos de un edificio empleando diversos métodos para la evaluación de desplazamientos máximos de un sistema de referencia de un grado de libertad (1GDL). Estos métodos han sido descritos en detalle en la literatura (Freeman, 1978; Chopra y Goel, 1999; Fajfar, 1999; Aschheim y Black, 2000). El diagrama de capacidad se obtiene a partir de un análisis estático no lineal del edificio.

Además también se debe mencionar que “hay demasiadas incertidumbres asociadas con la generación de las características del movimiento del terreno de un lugar específico, así

como con los modelos analíticos que se emplean en la actualidad para representar el comportamiento estructural” (Gupta y Krawinkler, 2000). Esto sugiere que el emplear procedimientos complejos o elaborados para aplicar el criterio de diseño sísmico por desempeño no necesariamente garantiza un análisis confiable del comportamiento estructural del caso en estudio.

Es preocupación de todo ingeniero dedicado al proyecto estructural, lograr diseños que no sólo cumplan con las disposiciones mínimas reglamentarias, sino que adicionalmente satisfagan las demandas del cliente en cuanto a tiempo de elaboración del proyecto estructural con suficiente claridad y cantidad de detalles, costo de obra dentro de las expectativas presupuestarias del inversionista, facilidad constructiva para el contratista general, etc., Si bien todas estas preocupaciones son reales y legítimas, hay una más que permanece para siempre en la conciencia del proyectista: esperar que la estructura se comporte durante los eventos sísmicos, tal y como lo concibió en las diferentes etapas que constituyen el diseño estructural. De alguna manera, todo proyecto estructural lleva implícitamente un objetivo y/o desempeño esperado de su comportamiento durante la vida útil de la estructura, y este no es un concepto novedoso, sin embargo, las tendencias actuales en la normatividad sísmica han enfocado sus esfuerzos en establecer límites explícitos que servirán como base para el diseño basado en el desempeño, García (2003).

En particular para el diseño sísmico, los criterios de desempeño quedan expresados por los objetivos que desde hace muchos años se han establecido en las normas y textos de ingeniería y que son: “*Producir estructuras capaces de resistir sismos de intensidad moderada sin daño estructural y con pequeño o nulo daño no estructural; y lograr una seguridad adecuada contra la falla ante los sismos de mayor intensidad que puedan llegar a presentarse en el sitio.*”, Meli (2003).

Los distintos planteamientos se concentran en establecer conceptualmente los niveles de desempeño que se deben considerar y las intensidades sísmicas a ellos asociadas. En general, se definen cuatro niveles de desempeño (Operación Completa, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Colapso Incipiente) con los correspondientes niveles de sismo (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro). Llevar estos conceptos de diseño a procedimientos concretos aplicables en la práctica diaria de la ingeniería estructural, representa una tarea que todavía no se ha completado a cabalidad. Para tal efecto, se requiere, estrictamente, que se realicen etapas de prediseño, diseño local y revisión del diseño, y que se repitan estos tres pasos para cada uno de los niveles sísmicos de diseño contemplados, así como sus estados límites asociados. Propuestas generales de cómo llevar a cabo cada uno de ellos, se pueden encontrar en Bertero y Bertero (2000), Lehman y Moehle (2000), Priestley (2000) y Hamburger (1997).

Para las aplicaciones en la práctica de la ingeniería, los niveles de desempeño necesitan expresarse en términos de indicadores cuantitativos de la relación entre la amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla. Los más simples de estos indicadores son los desplazamientos relativos ( $Q_i$  y Moehle, 1991) y las distorsiones laterales. A fin de reconocer en forma explícita el nivel de comportamiento no lineal, estos indicadores se sustituyen por las demandas de ductilidad, tanto globales como locales. Las primeras se asocian con la relación entre la fuerza cortante en la base del sistema y el desplazamiento relativo de su extremo superior con respecto a dicha base. Para marcos de edificios, las segundas pueden referirse a las relaciones entre momento y curvatura en las secciones críticas de miembros sujetos a flexión o a las relaciones entre fuerza cortante y desplazamiento relativo de entrepiso, Esteva (2002). Se han planteado también modelos y criterios más refinados, los que emplean índices de daño acumulado, que dependen tanto de amplitudes máximas como de energía disipada por histéresis o de números de ciclos de deformación, para describir el desempeño o la seguridad con respecto a la falla, Esteva *et al* (2001), Park y Ang (1984), Wang y Shah, (1987). Para satisfacer los diversos objetivos de desempeño, las características más importantes de la estructura, como su rigidez, amortiguamiento, resistencia y capacidad de deformación, se deben definir explícitamente en función de los requerimientos de cada uno de los niveles de desempeño; igualmente, es necesario definir espectros de diseño correspondientes a cada situación, Meli (2002).



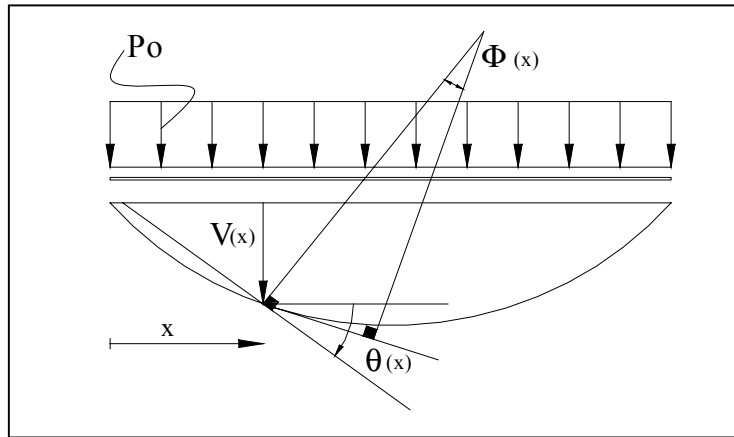
Quizás las grandes pérdidas económicas observadas en los sismos importantes de los últimos años, no deberían resultar sorprendentes, pues los códigos hasta entonces establecían de manera explícita como principio fundamental y casi único satisfacer los requerimientos de resistencia; poco o nada se definía puntualmente en cuanto al nivel de daño que podría ser socialmente aceptado, o en cuanto a los grandes trastornos que se generan por la interrupción en el funcionamiento de ciertas instalaciones. Ampliamente se ha reconocido que el proceso de diseño sísmico seguido hasta ahora, no podrá satisfacer las necesidades de la sociedad, en cuanto no podrán estimar de manera confiable el comportamiento estructural. Esto ha llevado a la aceptación de un diseño basado en el desempeño, en el que el principal reto ha sido intentar definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de excitación sísmica, y la forma de implantar estos niveles en la práctica de la ingeniería a través de los códigos de diseño. La definición de los límites o niveles de desempeño está relacionada no sólo con aspectos del comportamiento de elementos estructurales, sino también con elementos no estructurales y con el contenido de los edificios, García (2002).

## CAPITULO II

### Marco Teórico del Análisis y Diseño por Desempeño

#### 2.1 Relaciones Momento Curvatura.

Las relaciones Momento Curvatura al igual que las relaciones Corte Deformación, son la base para el Análisis no Lineal, ya que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes, además la relación  $M-\phi$  es fundamental para encontrar la **rigidez a flexión (EI)** de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. La explicación matemática de cómo se obtiene la rigidez a partir del diagrama momento-curvatura, se la obtiene haciendo uso de la resistencia de materiales, mediante un modelo de viga de sección constante con carga uniforme.



**Figura 2.1** Elástica de una viga de sección constante

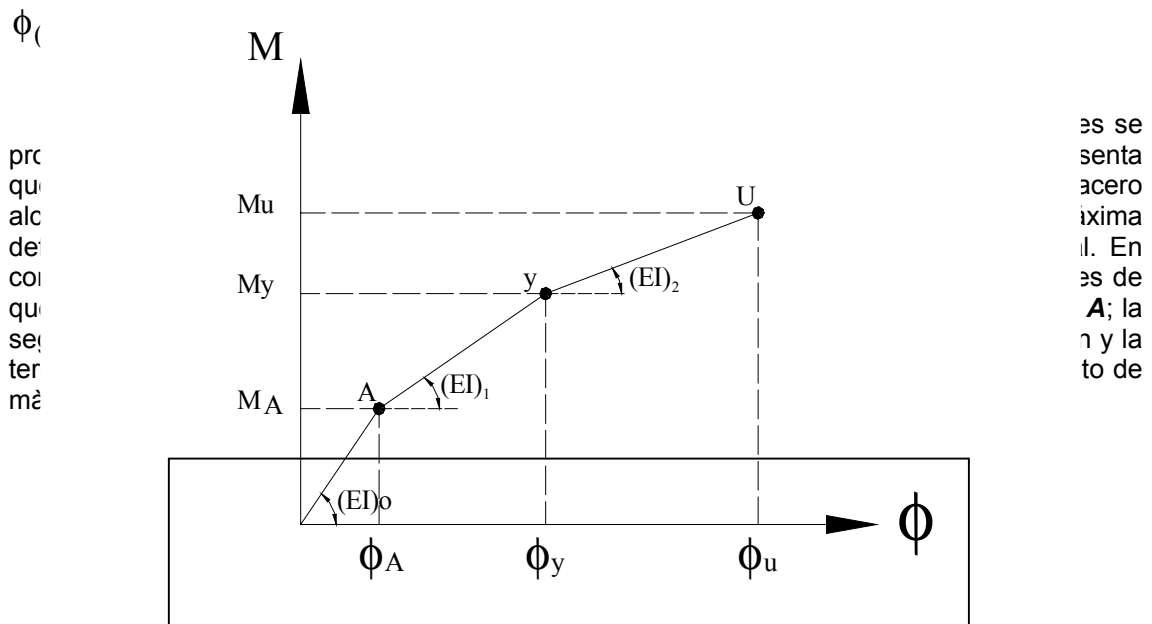
Para sección constante la ecuación diferencial que gobierna este problema es:

$$\frac{\delta^4 v}{\delta x^4} = \frac{P_0}{EI} \quad (2.1)$$

Integrando se obtiene:

$$\frac{\delta^2 v_{(x)}}{\delta x^2} = \frac{M}{EI} \quad \theta_{(x)} = \frac{\delta v_{(x)}}{\delta x} \quad \phi_{(x)} = \frac{\delta \theta_{(x)}}{\delta x} \quad (2.2)$$

donde  $\theta_{(x)}$  se define como la pendiente de la elástica, y  $\phi_{(x)}$  como la curvatura.



**Figura 2.2** Puntos notables en el diagrama Momento-Curvatura

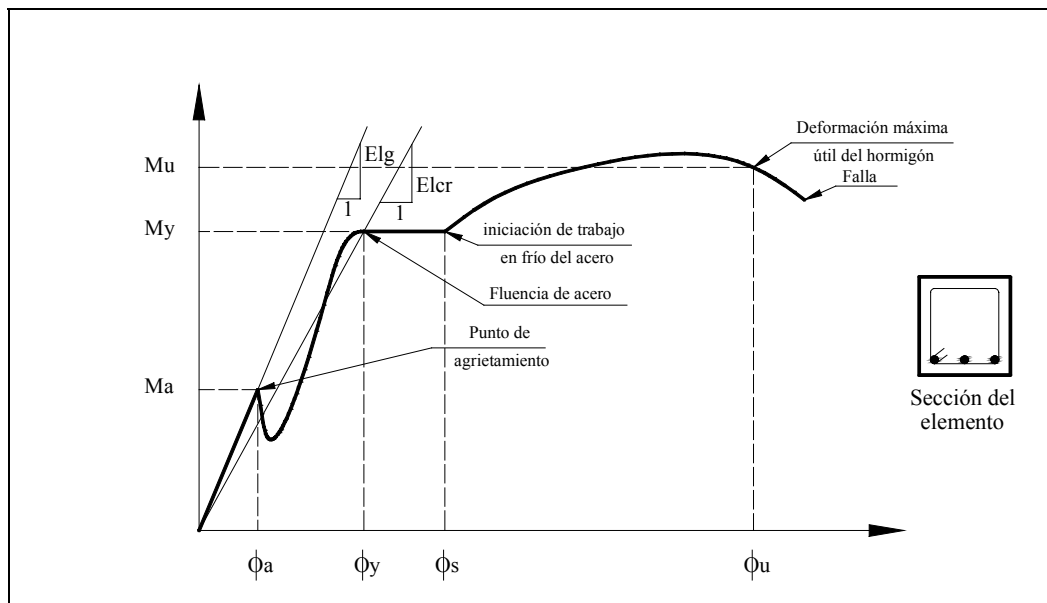
Si el momento actuante es menor que  $M_A$  se tendrá la rigidez  $(EI)_0$ , si el momento actuante supera  $M_A$  pero es menor que  $M_Y$  se trabajará con la rigidez  $(EI)_1$ , finalmente si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que  $M_Y$  se deberá trabajar con  $(EI)_2$ .

$$(EI)_0 = \frac{M_A}{\phi_A} = \frac{E \cdot b \cdot h^3}{12} \quad (2.4)$$

$$(EI)_1 = \frac{M_Y - M_A}{\phi_Y - \phi_A} \quad (2.5)$$

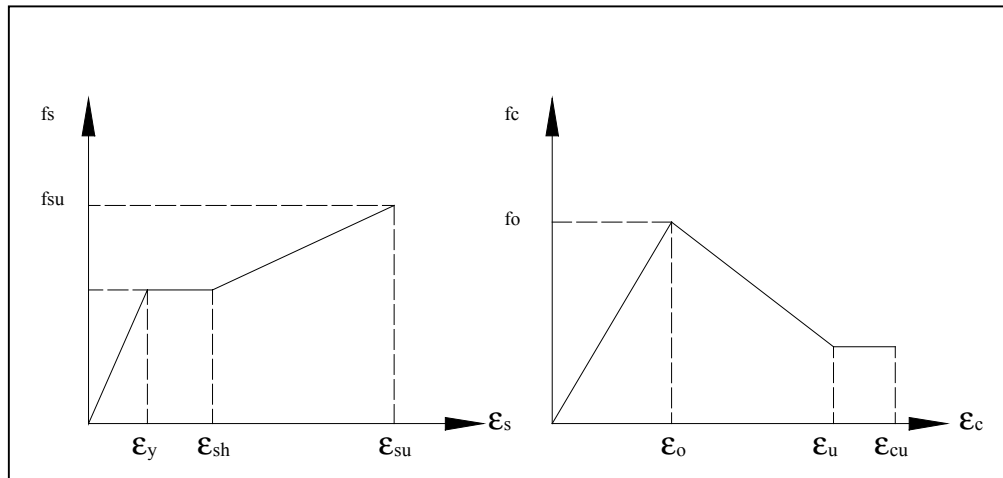
$$(EI)_2 = \frac{M_U - M_Y}{\phi_U - \phi_Y} \quad (2.6)$$

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura  $M-\phi$ , de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cual es la capacidad de ductilidad por curvatura  $\mu_\theta$ , la máxima capacidad a flexión del elemento  $M_U$  y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de  $\mu_\theta$  para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.



**Figura 2.3** Relación Momento- Curvatura de una viga. (Tomado del libro Sistema de Computación CEINCI III, Aguiar 2002).

De los diagramas  $M-\phi$ , se puede obtener la rigidez a flexión  $EI$  del elemento, la ductilidad por curvatura y la rigidez agrietada que los códigos definen como  $EI_{cr}$ .



**Figura 2.4** Modelo Trilineal para el acero y de Kent y Park para el Hormigón Confinado.

El diagrama Momento-Curvatura es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero. Para encontrar valores más cercanos a la realidad de  $\mu_{\theta}$  se recomienda utilizar el modelo de hormigón confinado propuesto por Park (1982) y un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia (Modelo Trilineal), (Figura 2.4).

**2.1.1 Esquema de Cálculo.**- Hay algunas formas de cálculo del diagrama momento curvatura pero todas ellas están basadas en los mismos principios que son: compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. A continuación se presenta un procedimiento de cálculo:

1. Seleccionar un valor de deformación máxima del hormigón,  $\epsilon_c$ , para obtener un punto del diagrama momento curvatura.
2. Imponerse una ubicación del eje neutro  $c$ , y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determina las deformaciones en cada fila de acero,  $\epsilon_s$ , y en cualquier punto del hormigón.
3. Con las deformaciones obtenidas, se obtienen los correspondientes esfuerzos del acero y el hormigón en base a las curvas constitutivas de los respectivos materiales.
4. En función de los esfuerzos, se calculan las fuerzas que actúan sobre la sección de acero y hormigón, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
5. La suma vectorial de las fuerzas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se ve que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada. Si no hay equilibrio se repite desde el paso 2. aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro, según cual sea el caso. El cálculo es interactivo hasta tener equilibrio de fuerzas.
6. Por último se obtiene el momento flector interno que corresponde a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura se calcula como la razón de la deformación del hormigón  $\epsilon_c$ , sobre la distancia al eje neutro. De esta forma se obtiene un punto del diagrama envolvente momento curvatura. Para encontrar otro punto se impone un nuevo valor de  $\epsilon_c$  y se repite del paso 2. al paso 6.

**2.1.2 Fórmulas Aproximadas.**- Para encontrar los puntos notables A, Y, U, del diagrama  $M-\phi$ , existen fórmulas aproximadas que se pueden utilizar cuando no se dispone de un programa de computación. Estas fórmulas se presentan a continuación:

### Vigas Simplemente Armadas

- **Punto A**

$$M_A = \frac{I}{C_t} f_{ct} \quad f_{ct} = 0.10 \cdot f'_c \quad C_t = \frac{h}{2} \quad (2.7)$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{E_c \cdot I} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

donde  $C_t$  es la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada;  $f_{ct}$  es el esfuerzo máximo a tracción del hormigón,  $I$  es el momento de inercia de la sección.

- **Punto Y**

$$M_Y = A_s \cdot f_y \cdot jd \quad jd = \left(1 - \frac{k}{3}\right) \cdot d \quad k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \phi_Y = \frac{\epsilon_y}{(1-k)d} \quad (2.8)$$

siendo  $k$  la profundidad del eje neutro,  $jd$  es el brazo de palanca o distancia desde el centroide de la fuerza a compresión del hormigón al centroide de la fuerza de tensión,  $d$  es la altura efectiva,  $A_s$  es la armadura a tracción de la viga. Se ha utilizado la nomenclatura presentada por Marín (1979).

- **Punto U**

$$M_U = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{1.7 \cdot b \cdot f'_c} \right) \quad \phi_U = \frac{\epsilon_U}{c} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.7225 \cdot b \cdot f'_c} \quad (2.9)$$

donde  $\epsilon_U = 0.004$ . Este valor es para cuando no se considera la contribución de la armadura transversal, al considerar el confinamiento del hormigón el valor de  $\epsilon_U$  es mayor al anotado. En la ecuación que define al eje neutro  $c$  se ha considerado  $\beta = 0.85$

### Vigas Doblemente Armadas

- **Punto A**

Se procede de igual forma que en la viga simplemente armada.

- **Punto Y**

$$M_Y = A_s \cdot f_y \cdot jd \quad jd = \left(1 - \frac{k}{3}\right) d \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{(\rho - \rho')^2 n^2 + 2\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right)n} - (\rho + \rho')n \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.10)$$

$$\phi_Y = \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d}$$

donde  $A'_s$  es la armadura a compresión. Las restantes variables han sido ya definidas.

• **Punto U**

$$M_U = 0.85 \cdot a \cdot b \cdot f'_c (d - 0.5a) + A'_s \cdot f_y (d - d') \quad (2.11)$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 \cdot b \cdot f'_c} \quad \phi_U = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_c \cdot \beta_1}{a}$$

**Columnas**

• **Punto A**

$$M_A = \frac{I}{C_t} \left( f_{ct} + \frac{P_o}{A} \right) \quad A = b \cdot h \quad \phi_A = \frac{M_A}{E_c \cdot I} \quad (2.12)$$

donde  $P_o$  es la fuerza axial de compresión. Las otras variables han sido ya definidas.

• **Punto Y**

$$M_Y = 0.5 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 [(1 + \beta_c - \eta)\eta_o + (2 - \eta)p_t + (\eta - 2\beta_c)\alpha_c p'_t]$$

$$\beta_c = \frac{d'}{d} \quad \eta = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^{0.7} \quad \alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o} \quad \eta_o = \frac{P_o}{b \cdot d \cdot f'_c}$$

$$p_t = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'_c} \quad p'_t = \frac{A'_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'_c} \quad \varepsilon_c = \phi_y d - \varepsilon_y \leq \varepsilon_U \quad (2.13)$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \leq 1 \quad \phi_Y = \left[ 1.05 + (C_2 - 1.05) \frac{\eta_o}{0.03} \right] \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d}$$

$$k = \sqrt{(p_t + p'_t)^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (p_t + \beta_c p'_t) \frac{1}{\alpha_y}} - (p_t + p'_t) \frac{1}{2\alpha_y}$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + p_t)}$$

Las formulas indicadas en (2.13) fueron propuestas por Y. Park (1985) tienen un respaldo teórico y experimental basado en el ensayo de 400 elementos. Donde  $d'$  es el recubrimiento de la armadura a compresión,  $\epsilon_o$  es la deformación del hormigón asociado a la máxima resistencia.

- **Punto U**

$$M_u = (1.24 - 0.15p_t - 0.5\eta_o)M_y \quad (2.14)$$

## 2.2 Capacidad Resistente.

En el Análisis No Lineal Estático, existen dos formas de encontrar la curva de capacidad resistente, en la una se aplican cargas incrementales monotónicas en una dirección hasta que la estructura alcance el colapso (**Técnica del Pushover**) y en la segunda se la somete a un acelerograma el mismo que se va incrementando paulatinamente hasta que la estructura colapse.

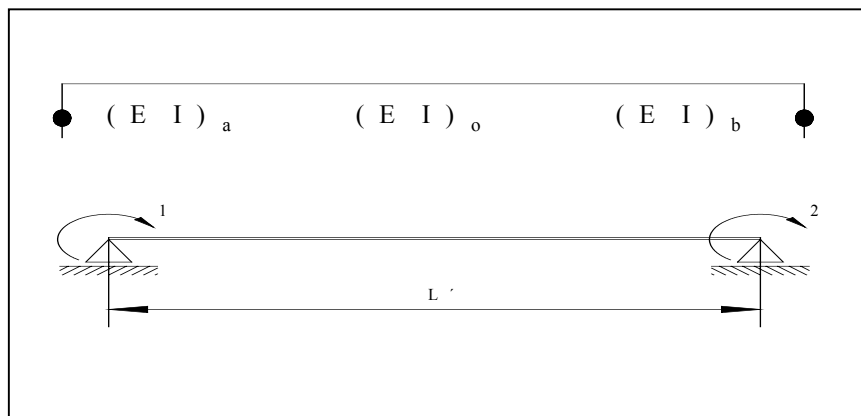
El análisis No Lineal Estático es un paso intermedio entre el análisis lineal elástico y el análisis no lineal dinámico. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la **Técnica del Pushover**, también conocido con el nombre de Análisis Incremental del Colapso, para encontrar la Curva de Capacidad Resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que realaciona el cortante basal  $V$ , con el desplazamiento lateral máximo de la estructura  $D_T$ , esta curva es la base para el *Análisis Sísmico por Desempeño*.

Para determinar la Curva de Capacidad Resistente, se necesita tener completamente definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, además se debe conocer la calidad de los materiales y para el caso de edificaciones de hormigón armado las curvas constitutivas del hormigón y del acero.

### 2.2.1 Proceso de Calculo para determinar la Curva de Capacidad Resitente de una estructura plana mediante la Técnica del Pushover.-

- Primero debe determinarse las relaciones momento curvatura en vigas y columnas, para cada incremento de carga lateral, esto debido a que en las columnas la carga axial va cambiando y el diagrama M-C es función de dicha carga, al contrario que en las vigas en donde diagrama inicial se mantiene constante. De estas curvas se obtienen datos como: las nuevas rigideces de los elementos, las deformaciones, los momentos que genera cada incremento de carga. Para esto se recomienda hacer uso del computador. Para el análisis por desempeño que se realiza de diferentes estructuras, en este trabajo se utilizó el programa CEINCCII, Aguiar (1991). Es necesario encontrar en la relación momento curvatura los puntos en los cuales se produce el cambio de pendiente (**A, Y, U**). La técnica del Pushover se realiza con pequeños incrementos de carga (0.1 Tn), lo cual solo es posible mediante el uso de un programa de computador, específico para tal efecto. Si se desea realizar este cálculo a mano los incrementos de carga deberán ser mucho mayores para simplificar el proceso. Más importante que la magnitud de la carga lateral que se aplica a la estructura, es la forma de variación de la misma. En efecto, las curvas de capacidad resistente, son sensibles a la distribución de carga lateral que se aplica en cada uno de los pisos. De igual manera es conveniente que la carga lateral que se aplica a la estructura, en cada ciclo de carga, sea lo más pequeña posible.
- También debe definirse el modelo de plasticidad a utilizarse, para simular el daño que sufriran los elementos de la estructura ante excitación una sísmica cuando el momento actuante supere a  $M_A$ . Además los resultados del cálculo de la capacidad resistente sísmica de una estructura dependen del modelo de plasticidad que se use.

Existen varios modelos de plasticidad, el más simple en su formulación es el que se conoce como de *Plasticidad Concentrada* en el que el daño se concentra en un solo punto (Giberson 1969), no contempla longitud de daño, es un modelo muy sencillo pero reporta buenos resultados, si se requiere resultados más precisos en el que se considere la longitud de daño se puede utilizar el modelo propuesto por el Dr. Roberto Aguiar (2003), el mismo que se denomina de *Rigidez Constante Escalonada* y cuyas ecuaciones y proceso de cálculo se detallan en forma muy didáctica en la monografía “La Técnica del Pushover”, editada por Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Superior Politécnica del Ejército. La formulación del **Modelo de Plasticidad Concentrada**, se basa en los principios básicos del Análisis Matricial de Estructuras, se considera que el modelo está compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez  $(EI)_a$  (*Rigidez a Flexión en el nudo inicial*), otro que tiene longitud  $L'$  de rigidez  $(EI)_0$  (*Rigidez a Flexión en el centro de luz*) y por último el otro extremo de plasticidad con rigidez  $(EI)_b$  (*Rigidez a Flexión en el nudo final*); estos datos se obtienen del respectivo diagrama momento-curvatura.



**Figura 2.5** Modelo de Plasticidad Concentrada y Sistema base de coordenadas de una elemento.

El término de flexibilidad  $f_{11}$ , no es más que la rotación en el nudo inicial cuando se aplica un momento unitario en dicho punto, de igual forma se obtiene el término  $f_{22}$  aplicando un momento unitario en el nudo final, se toma referencia al sistema de coordenadas mostrado en la figura, de tal manera que la matriz de flexibilidad, para el modelo tratado, es :

$$f = \frac{L'}{6(EI)_0} \begin{bmatrix} \left(1 + \frac{(EI)_0}{(EI)_a}\right) & -1 \\ -1 & \left(1 + \frac{(EI)_0}{(EI)_b}\right) \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

- Se obtiene la matriz de rigidez del elemento  $k$  :

$$k = f^{-1}$$

$$k = \frac{6(EI)_0}{L \left[ \left(1 + \frac{(EI)_0}{(EI)_a}\right) \cdot \left(1 + \frac{(EI)_0}{(EI)_b}\right) - 1 \right]} \begin{bmatrix} \left(1 + \frac{(EI)_0}{(EI)_b}\right) & 1 \\ 1 & \left(1 + \frac{(EI)_0}{(EI)_a}\right) \end{bmatrix} \quad (2.16)$$



- De manera general para la solución de un marco plano sometido a cargas laterales, en cada uno de los pisos, se debe obtener primero la matriz de rigidez de la estructura  $\mathbf{K}$  y el vector de cargas generalizadas  $\mathbf{Q}$  :

$$\mathbf{K} = \sum_1^n \mathbf{A}^{(i)t} \mathbf{k}^{(i)} \mathbf{A}^{(i)} \quad (2.17)$$

donde  $n$  es el número total de elementos,  $\mathbf{A}^{(i)}$  es la matriz de compatibilidad del elemento  $i$ . La matriz de compatibilidad relaciona las deformaciones  $\mathbf{p}$  de la estructura con los desplazamientos  $\mathbf{q}$ .

$$\mathbf{Q} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{q} \quad (2.18)$$

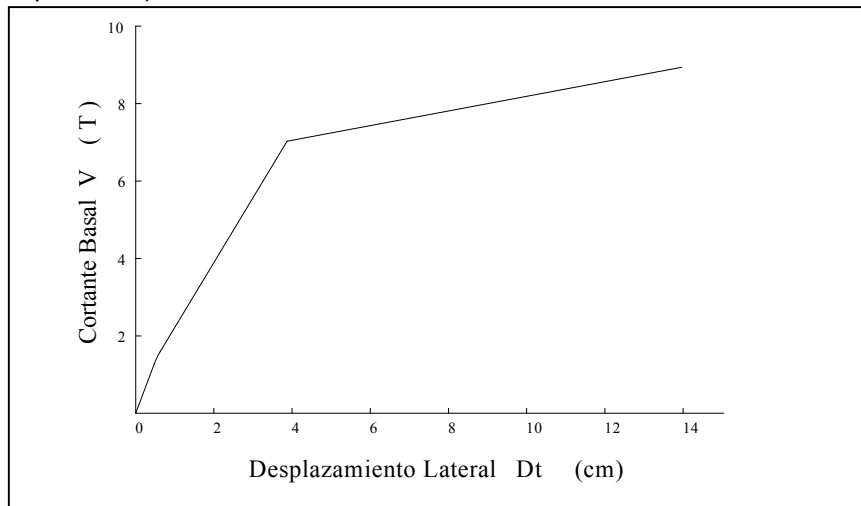
$$\mathbf{p}^{(i)} = \mathbf{A}^{(i)} \mathbf{q} \quad (2.19)$$

Por último las fuerzas y momentos  $\mathbf{P}$  están definidas por:

$$\mathbf{P}^{(i)} = \mathbf{k}^{(i)} \mathbf{p}^{(i)} \quad (2.20)$$

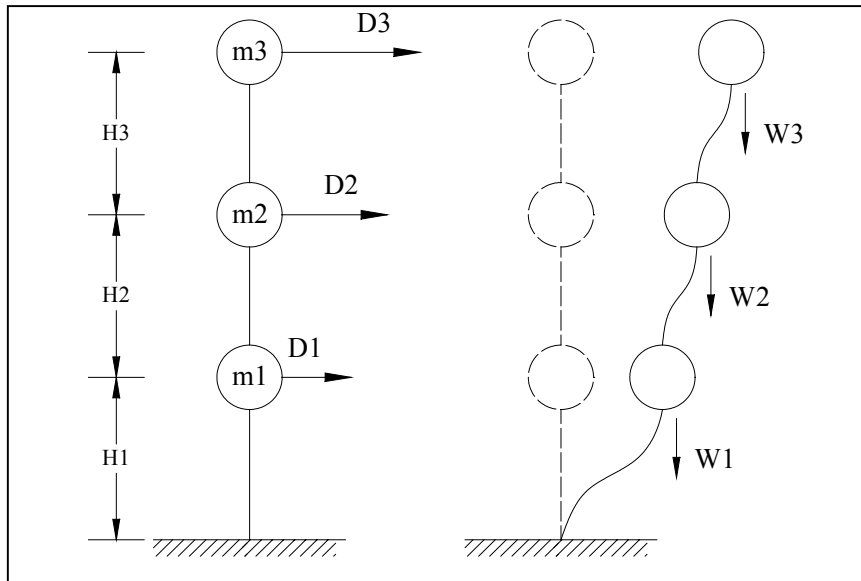
Las fórmulas aquí descritas y una explicación más detallada de las mismas se encuentra en la obra "Análisis Matricial de Estructuras" Aguiar, 1995.

- Se debe calcular los desplazamientos y giros en la estructura que resultan debido a cada ciclo de carga, de esta manera se obtiene los puntos de la curva de capacidad resistente, donde el cortante basal  $\mathbf{V}$  es definido por la fuerza aplicada en el tope de la estructura y el desplazamiento  $\mathbf{D}_t$  como la primera componente del vector  $\mathbf{q}$ , es decir el desplazamiento producto de dicha carga. La Curva de capacidad resistente se puede obtener haciendo uso del análisis matricial, como ya se ha descrito, con lo cual se podría desarrollar un programa de ordenador o a su vez utilizar de programas como el SAP2000 (de forma general) o CEINCI2 (de forma particular).



**Figura 2.6** Curva de capacidad resistente para una estructura de un vano y un piso.

Cuando los desplazamientos laterales ( $\mathbf{D}_t$ ) y/o las cargas verticales son considerables, también en edificios esbeltos (altos, con losas planas o con columnas de sección pequeña), el **efecto P- $\Delta$** , va a ser importante, más aún cuando se trabaja con la técnica del pushover, en la que se aplican cargas laterales que se van incrementando en una sola dirección. En consecuencia se debe tomar en cuenta el **efecto P- $\Delta$** , para el cálculo del diagrama  $V-D_t$ , lo cual se resume en considerar el efecto de la gravedad en la estructura deformada.



**Figura 2.7** Esquema de Cálculo del efecto P-Δ.

El cálculo con el **efecto P-Δ**, tiene 2 etapas en la primera se calcula con las fuerzas sísmicas como tales y luego se añade las fuerzas  $\frac{WD}{H}$ , es decir el vector de cargas generalizadas **Q**, va a ser igual al vector de cargas debido a fuerzas horizontales, de la técnica del pushover, (Ec 2.18) mas el vector de cargas debido al efecto P-Δ (Ec 2.21).

El vector de cargas generalizadas **Q**, debido al **efecto P-Δ** (R.Aguar "Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado", 1996), es como sigue:

$$Q = \begin{bmatrix} \frac{W_1}{H_1} D_1 \\ \frac{W_2}{H_2} (D_2 - D_1) \\ \frac{W_3}{H_3} (D_3 - D_2) \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Siendo  $H_i$  la altura,  $m_i$  la masa total,  $D_i$  desplazamiento lateral y  $W_i$  el peso, de cada uno de los pisos que conforman la estructura.

Además se debe tener en cuenta algunas consideraciones, como por ejemplo, que el vector que contiene las coordenadas de los nudos de la estructura debe actualizarse en cada incremento de carga lateral. Cuando no se considera el efecto P-Δ, las coordenadas de los nudos permanecen constantes. En el efecto P-Δ, las coordenadas de los nudos cambian, a la posición de la estructura deformada. Además cuando se considera el efecto P-Δ la resistencia de la estructura es menor.

### 2.3 Modelo Bilineal.

En el análisis tiende a obtener la respuesta de la estructura ante una acción sísmica se acostumbra a encontrar un modelo bilineal de la curva de capacidad resistente, de esta manera se simplifica el problema.

En la curva de capacidad resistente, se debe definir el **punto de fluencia**, que está asociado al cortante basal  $V_y$  y al desplazamiento lateral máximo  $D_{ty}$ . En base a este punto se determina un modelo bilineal para la relación V- $D_t$ .

El punto de fluencia de una estructura se alcanza cuando una sección de la misma ingresa al rango no lineal, para el efecto basta que en el análisis con el pushover se determine cuando alguna sección alcanzó el punto de fluencia.

En base a los modelos bilineales, se determinan los parámetros como  $V_u$  que es el cortante basal a nivel de capacidad última,  $K_e$  es la rigidez elástica de la estructura y  $K_p$  es la rigidez post fluencia de la estructura.

Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia de una estructura, como son el la Rigidez Tangente Horizontal, Rigideces Tangentes, Ajuste por Mínimos Cuadrados y Areas Iguales.

A continuación se presenta la formulación y proceso de cálculo para obtener el modelo bilineal por medio del **método de ajuste de mínimos cuadrados**, ya que se considera este método como de fácil aplicación.

- La ecuación de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de fluencia viene definido por la ecuación (2.22) y la ecuación de la recta para el rango no lineal es la indicada en la ecuación (2.23).

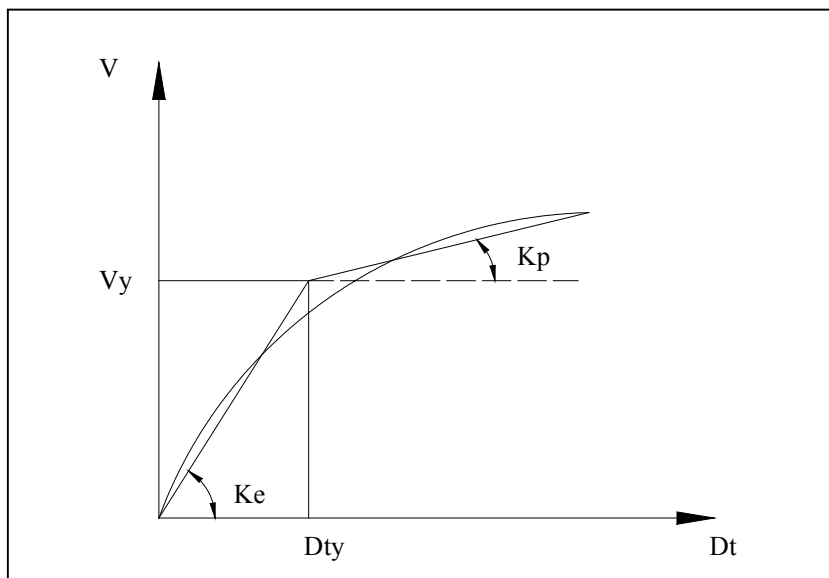
$$V = b_1 \cdot D_t \quad (2.22)$$

$$V = a_2 + b_2 D_t \quad (2.23)$$

- Los valores  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $a_2$ , se obtienen del ajuste por el método de los mínimos cuadrados. El punto de fluencia  $D_{ty}$  satisface las ecuaciones (2.22) y (2.23) ya que es el punto común de las dos rectas. Por lo tanto al igualar estas ecuaciones se determina  $D_{ty}$ , con la ecuación (2.24).

$$D_{ty} = \frac{a_2}{b_1 - b_2} \quad (2.24)$$

- El cálculo se realiza en forma iterativa, hay que imponerse el punto  $D_{ty}$ , de tal manera que los puntos de la curva de capacidad resistente se dividen en dos partes, los que se encuentran bajo  $D_{ty}$  y los que estan sobre este valor. Con los datos del primer grupo se determina la pendiente  $b_1$  y con los datos del segundo grupo se obtienen  $a_2$ ,  $b_2$ . Posteriormente con la ecuacion (2.24) se recalcula el valor  $D_{ty}$  y se continua con el cálculo hasta que el valor impuesto del desplazamiento de fluencia sea pójimo al valor calculado.



**Figura 2.8** Ajuste con mínimos cuadrados para determinar el punto de fluencia de la estructura.

- Para determinar el error se aplica la siguiente fórmula:

$$e = \sum (V - V^*)^2 \quad (2.25)$$

donde:  $V^*$  es el valor de la curva de capacidad resistente que se obtiene del análisis con la técnica del pushover y  $V$ , el cortante basal que se obtiene al aplicar cada uno de los diferentes criterios de cálculo. El cálculo del error se debe realizar por separado, en cada una de las dos rectas del modelo bilineal, luego se suma.

#### 2.4 Curva de Capacidad Resistente de una estructura espacial.

El modelo numérico de cálculo del pushover espacial considera que cada uno de los pórticos es un elemento de una estructura y que cada elemento está unido entre sí por medio de una losa rígida con tres grados de libertad, dos desplazamientos horizontales (según los ejes X, Y) y una rotación de piso alrededor de un eje perpendicular a la losa.

Los datos para encontrar el pushover espacial, se obtienen de la curva de capacidad resistente de cada pórtico plano, más específicamente del modelo bilineal del que se obtiene el punto de fluencia del pórtico que es el que define el límite elástico del mismo y que tiene un desplazamiento de fluencia  $d_{ty}$  y un cortante de fluencia  $v_y$ , además las pendientes del modelo bilineal determinan la rigidez elástica  $K_e$ , y la rigidez post fluencia  $K_p$ .

Para fines de explicación se denomina  $k$  a la rigidez de un pórtico plano y se tendrá que  $k = K_e$ , si el desplazamiento lateral máximo del pórtico es menor a  $d_{ty}$  caso contrario  $k = K_p$ .

Para el caso plano, las fuerzas laterales se aplican en un nudo a nivel de cada piso; para el caso espacial, esta fuerza lateral estática, monotónica y creciente se aplicará en el **Centro de Masas**.

Sea  $q$  el vector que contiene a los desplazamientos y giro en coordenadas de piso y  $Q$  el vector de cargas aplicadas, conformado por la fuerza horizontal en sentido X,  $F_x$ ; la fuerza horizontal en sentido Y,  $F_y$ ; y el Momento Torsor. Cuando se desee obtener la curva de capacidad resistente con relación al eje X, únicamente tendrá valor  $F_x$  y los restantes valores de  $Q$  son nulos. Para el caso en que se desee encontrar la curva de capacidad con relación al eje Y, la cantidad diferente de cero será  $F_y$ . La matriz **KE**, relaciona el vector de cargas  $Q$ , con el vector de coordenadas  $q$ , de la siguiente manera, Aguiar (1995).

$$Q = KE q \quad (2.26)$$

Por otra parte la relación que existe entre el vector de coordenadas de piso  $q$  y el desplazamiento lateral de un pórtico  $d_t$  viene dado por el vector de compatibilidad de deformación  $A$ .

$$d_t = A q \quad (2.27)$$

La forma del vector de compatibilidad de deformaciones  $A$  para el pórtico  $i$ , es la siguiente, Aguiar (1989).

$$A^{(i)} = [\text{Cos}\alpha \quad \text{Sen}\alpha \quad r] \quad (2.28)$$

La matriz de rigidez **KE**, se obtendrá del siguiente triple producto matricial.

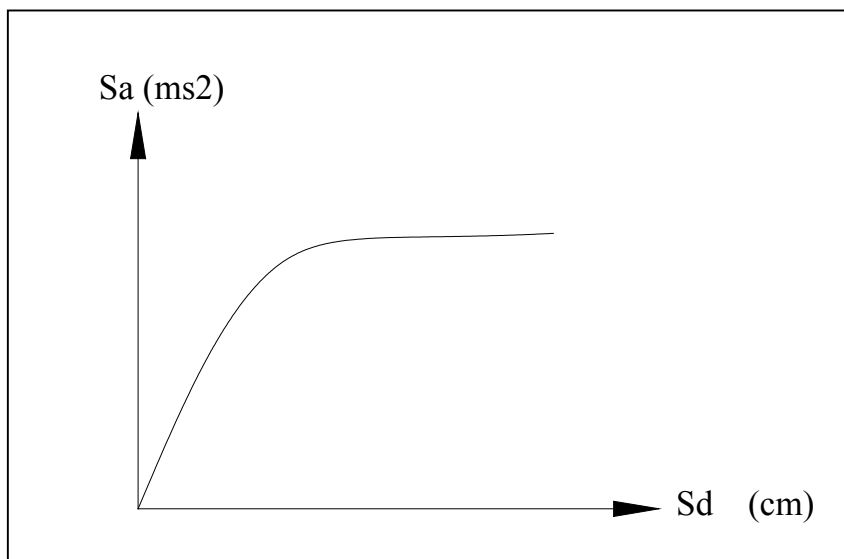
$$KE = \sum_{i=1}^n A^{(i)t} k^{(i)} A^{(i)} \quad (2.29)$$

donde  $n$  es el número de pórticos de la estructura. La matriz  $KE$  va cambiando de acuerdo al desplazamiento lateral de cada pórtico, inicialmente todos los pórticostrabajan con la rigidez elástica  $k_e$  pero después, de acuerdo a como van ingresando al rango no lineal, cambian su rigidez a  $k_p$ . El cálculo se va realizando en forma incremental, aplicando cargas horizontales en el centro de masas, hasta llevar al colapso a la estructura. Existen varios criterios para determinar el punto de fallo o de colapso de una estructura, se puede considerar un porcentaje de la altura total del edificio, lo mejor es ver el daño en la estructura que se va produciendo al realizar el pushover en cada uno de los pórticos y determinar el fallo.

Si se desea encontrar la curva de capacidad resistente en sentido X, las cargas laterales se aplicarán en ese sentido; lo propio para el sentido Y. Se puede utilizar un software para obtener la capacidad sísmica espacial de una estructura como por ejemplo IDARC3.0, que fue desarrollado por la Universidad de Bufalo, o a su vez el subprograma CAPACIDAD desarrollado en el Centro de Investigaciones Científicas de la ESPE por el Dr. Roberto Aguiar.

## 2.5 Espectro de Capacidad.

Es la base para estudios de desempeño estructural, relaciona el desplazamiento espectral  $S_d$ , con la aceleración espectral  $S_a$  que es capaz de resistir la estructura.



**Figura 2.9** Curva de Capacidad Resistente para una estructura de un vano y de un piso.

El espectro de Capacidad se lo determina a partir de la curva de capacidad resistente y del análisis estático no lineal, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_{dj} = \frac{D_{tj}}{\gamma_i \phi_{t1}} \quad (2.30)$$

$$S_{aj} = \frac{V_j}{M_T \alpha_1} \quad (2.31)$$

El subíndice  $j$ , corresponde a los puntos del diagrama de capacidad resistente que se consideran. Es importante destacar que para cada  $j$ , existe un desplazamiento máximo en el tope que se ha denominado  $D_{tj}$  asociado al cortante  $V_j$  y un vector de desplazamientos laterales de cada uno de los pisos a partir del cual se obtiene el vector  $\phi$ , sobre la base de la cual se determina  $\phi_{t1}$  que es la amplitud en el tope de la estructura asociado al primer modo;  $\gamma_1$  es el factor de participación del modo 1,  $\alpha_1$  es el factor de participación en el cortante del primer modo;  $M_T$ , es la masa total de la estructura.

$$m_1 = \phi^t M \phi \quad (2.32)$$

$$\gamma_1 = \frac{\phi^t M J}{m_1} \quad (2.33)$$

$$\alpha_1 = \frac{(\phi^t M J)^2}{M_T m_1} \quad (2.34)$$

En efecto, para cada punto se tiene un vector de configuración dominante  $\phi$  que está normalizado a la unidad;  $M$  es la matriz de masas,  $J$  es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas  $Q$ , para el análisis sísmico plano  $J$  es un vector unitario pero para el análisis sísmico espacial depende del modelo numérico de cálculo que se utilice, Aguiar (1989).

Todas las ecuaciones anteriores sirven para obtener el espectro de capacidad de la estructura asociada al primer modo de vibración. En consecuencia, los períodos de vibración que se obtienen del espectro de capacidad están asociadas con dicho modo. Normalmente la mayor parte de edificios responden al primer modo de vibración. La pendiente de la curva del espectro de capacidad reporta la frecuencia de vibración elevado al cuadrado  $\omega_n^2$  y con este valor se halla el período de la estructura  $T$ . En el rango elástico, el período de vibración es constante pero en el rango inelástico este período va cambiando de acuerdo a la degradación que sufre la estructura. Los períodos de vibración que se obtienen al resolver el problema de valores y vectores propios con las matrices de rigidez y de masa, son los mismos períodos que se hallan al obtener la pendiente de la curva del espectro de capacidad.

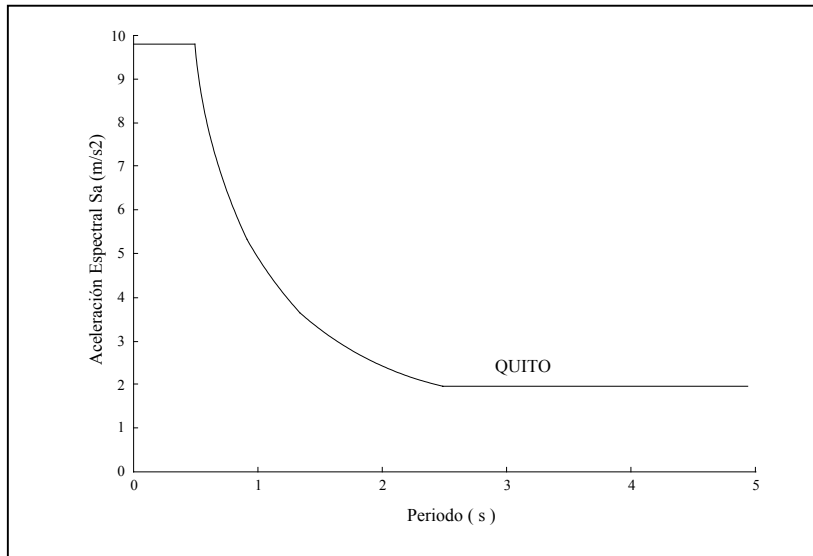
Sean  $K$  y  $M$ , las matrices de rigidez y de masa de un sistema estructural, (Aguiar, 1989). De la solución del problema de valores y vectores propios indicados en la ecuación (2.35) se hallan los valores propios  $\lambda$  y los vectores propios  $\phi$ .

$$(K - \lambda M)\phi = 0 \quad (2.35)$$

En el análisis no lineal se considera que la matriz de rigidez va a cambiar y la matriz de masas permanece constante, esto origina que los períodos de vibración cambien. Esto se lo visualiza al analizar las pendientes del espectro de capacidad. La mayor parte de los modelos numéricos de cálculo conllevan una incertidumbre, razón por la cual es conveniente resolver los problemas en forma probabilística en lugar de hacerlo en forma determinística. A más del modelo numérico como tal, en las estructuras, se tiene incertidumbre en los materiales utilizados, en los modelos constitutivos empleados para definir las relaciones esfuerzo deformación para el rango no lineal, todo esto ha dado origen a lo que se denomina, *Confiable Estructural*, Montiel (2002). En los espectros de capacidad, se considera que la función de distribución de la aceleración espectral de las estructuras es Log normal, Hazuz (1999). De tal manera que lo mejor es determinar tres espectros de capacidad para una estructura.

## 2.6 Espectro de Demanda.

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral  $S_d$ , con la aceleración espectral  $S_a$ , y se los obtiene a partir de formas espectrales que relacionan la aceleración espectral con el período.



**Figura 2.10** Forma espectral para Ecuador Zona 4 y suelo S3.

Se define el espectro de amenaza uniforme como la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada período estructural con una probabilidad de exedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico. Es decir que es la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas al mismo período de retorno, trabajando cada período estructural independientemente (Jaramillo 2002).

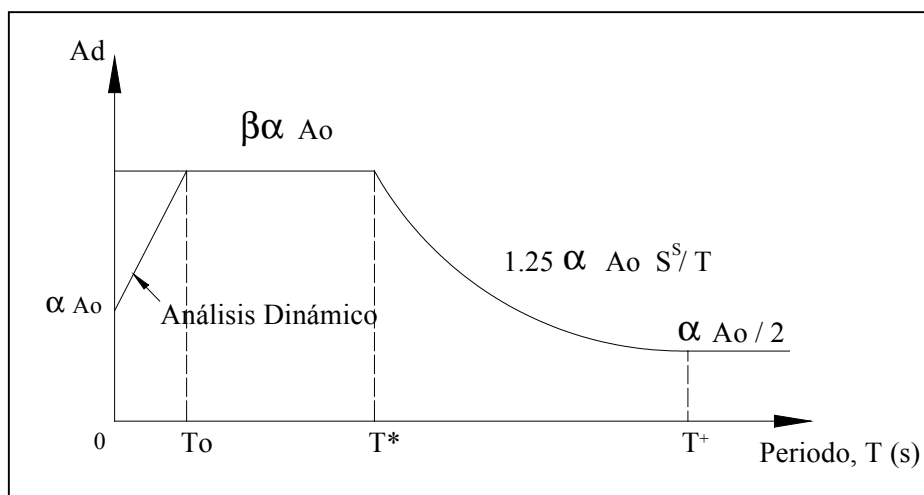
El espectro de demanda es la base con la cual el ATC-40 o cualquier otro modelo de reducción del espectro elástico, obtiene el desplazamiento lateral máximo de una estructura trabajando con el espectro de capacidad y con el espectro de demanda.

El CEC-2000 considera cuatro zonas sísmicas que van desde **0.15g**, en la región oriental hasta la zona cuatro que tiene un valor  $A_0 = 0.4g$ , en la parte de la costa y de la sierra. Con relación al espectro elástico, se debe indicar que para períodos menores a  $T_0$ , es opcional considerar la recta lineal que va desde  $T = \alpha A_0$  hasta  $T_0$ , se puede trabajar con aceleración constante como se indica en la figura 2.10. Las ecuaciones que definen el espectro son :

$$T < T^* \quad A_d = \alpha \beta A_0 \quad (2.36)$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.25\alpha A_0 S^S}{T} \quad (2.37)$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_0}{2} \quad (2.38)$$



**Figura 2.11** Espectro elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000

VISION 2000 recomienda que se verifique el desempeño de las estructuras ante los cuatro eventos sísmicos que están indicados en la tabla 2.1. En consecuencia, en las normativas sísmicas se deben establecer los espectros de diseño para cada uno de estos eventos, tema bastante difícil si se considera la poca información sísmica instrumental. Las redes sísmicas de nuestro país han registrado sismos de moderada magnitud cuyas formas espectrales constan en el CEC-2000.

**Tabla 2.1** Sismos recomendados por el Comité VISION 2000

Sismo	Vida Util T (años)	Probabilidad de Exedencia (%)	Periodo de retorno (años)
Frecuente	30	50	43
Ocasional	50	50	72
Raro	50	10	475
Muy Raro	100	10	970

Para cada sismo de análisis se espera un desempeño de la edificación, de acuerdo al destino de la misma; pero en términos generales, ante el *sismo frecuente*, la estructura debe comportarse elásticamente, en consecuencia el coeficiente de amortiguamiento referido al crítico para estructuras de hormigón armado será del 2%. Este coeficiente para el *sismo ocasional*, en el que se espera daño en los elementos no estructurales estará alrededor del 3%. Para el *sismo raro*, todas las normativas sísmicas presentan el espectro elástico asociado a un 5%; finalmente para el *sismo muy raro* el coeficiente de amortiguamiento es mayor.

Para el *sismo frecuente*, se propone obtener espectros para un factor de amortiguamiento  $\xi$  del 2%, empleando la misma forma del espectro elástico, pero con un valor de  $A_0$  igual al que está en el norma para el sismo raro dividido para tres. Se recomienda usar las ecuaciones de Newmark y Hall para encontrar espectros con cualquier amortiguamiento, estas son:



$$\begin{aligned}
\alpha_a &= 3.21 - 0.68 \ln \xi \\
\alpha_v &= 2.31 - 0.41 \ln \xi \\
\alpha_d &= 1.82 - 0.27 \ln \xi
\end{aligned}
\tag{2.39}$$

estas tres ecuaciones tienen un 50% de probabilidad de exedencia. Por otra parte, en estas ecuaciones  $\alpha_a$ ,  $\alpha_v$ ,  $\alpha_d$ , son los factores de amplificación para la aceleración, velocidad y desplazamiento. Con estas ecuaciones se modifica la posición de los puntos de quiebre del espectro. Para el **sismo ocasional**, es muy adecuado utilizar las recomendaciones de Guendelman (2002), que consiste en multiplicar el espectro del sismo frecuente por 1.4. Por último para el **sismo muy raro** se propone multiplicar el espectro elástico por 1.3, Aguiar y Haro (2000).

La ecuación que se utiliza para pasar de las formas espectrales descritas al **Espectro de Demanda** son:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{2.40}$$

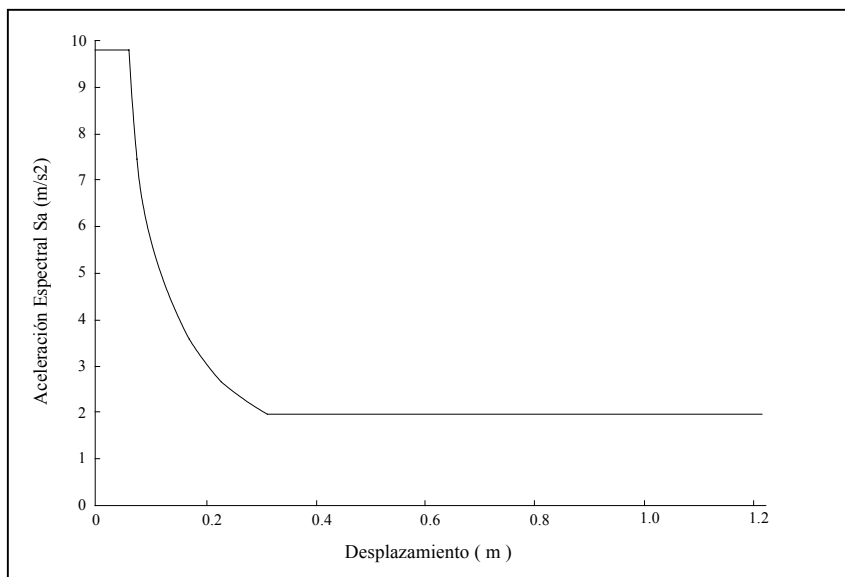
En esta ecuación,  $S_{de}$ ,  $S_{ae}$ , corresponden al desplazamiento y aceleración espectral para el rango elástico. Sean  $S_d$  y  $S_a$ , el desplazamiento y la aceleración espectral para el rango inelástico y considerando que el espectro inelástico se obtiene dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas

$R_\mu$ , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{2.41}$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{2.42}$$

donde  $\mu$ , es la demanda de ductilidad, para encontrar el punto de demanda y desempeño de una estructura en el rango inelástico se utiliza la última ecuación.



**Figura 2.12** Ejemplo de espectro de demanda para Ecuador Zona 4 y suelo S3.

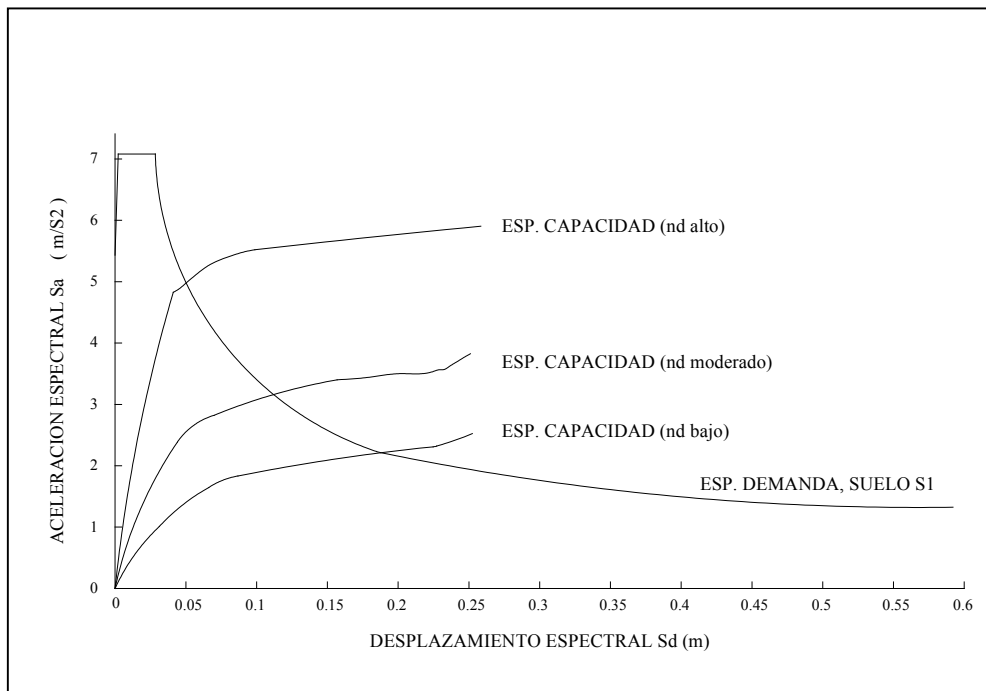
## 2.7 Método del Espectro de Capacidad.

Para aplicar este método es necesario encontrar el **espectro de capacidad de la estructura** en el formato, desplazamiento-aceleración y el **espectro de demanda del sismo** en el mismo formato, para de esta manera poder colocar ambos espectros en un mismo gráfico lo que permite visualizar lo que va a suceder con la estructura ante un sismo determinado, todo esto en forma general sin necesidad de realizar ningún cálculo. Fue propuesto por Freeman en el año de 1975, y permite visualizar en un gráfico el probable comportamiento de una estructura ante una excitación sísmica, Aguiar (2002), Chopra y Goel (1999,2000) , sirve para determinar el máximo desplazamiento lateral de un sistema de un grado de libertad ( punto de demanda) ante una acción sísmica dada.

Se define el punto de demanda, a aquel que intersepta el espectro de demanda con el espectro de capacidad para que la ductilidad del espectro de demanda sea igual a la ductilidad de la estructura. Es decir el espectro de demanda elástico, se va a reducir por comportamiento inelástico, si la estructura va a tener daño, mientras más se reduce mayor será el daño.

Este método considera que la estructura va a responder en el primer modo de vibración, en consecuencia se trabaja solamente con este modo. Se debe indicar que el punto de demanda encontrado mediante este método es función del modelo de plasticidad que se utiliza, así como del criterio con el que se obtiene el modelo bilineal y desde luego del procedimiento que se utilice en el Método del Espectro de Capacidad.

Para explicar lo anotado, en la figura siguiente se indican los espectros de capacidad de tres estructuras de 2 pisos que corresponden a tres niveles de diseño sísmico: alto, moderado y bajo.



**Figura 2.13** Método del Espectro de Capacidad para tres edificaciones de 2 pisos con diferentes niveles de diseño situadas en un perfil de suelo S1.

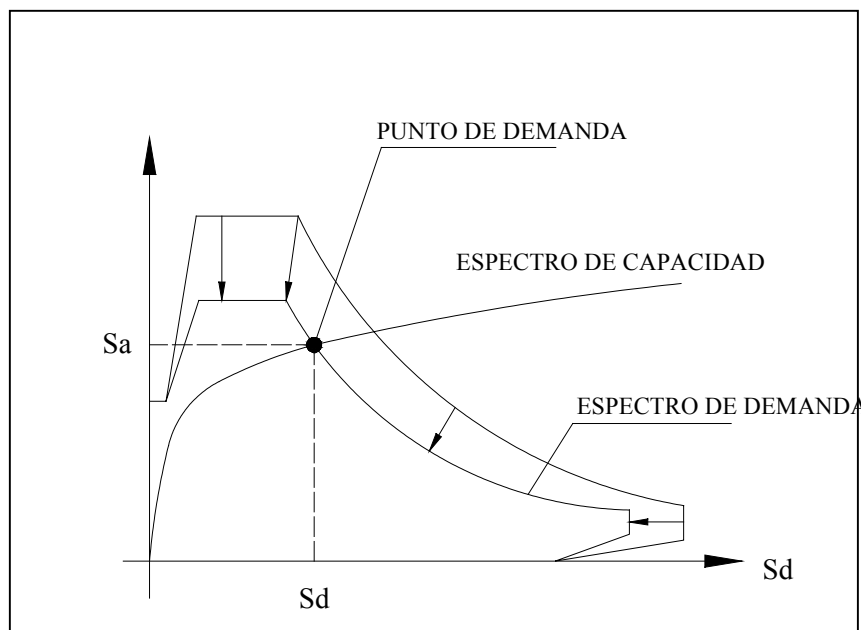
El espectro de demanda, aquí presentado es para 5% de amortiguamiento; en consecuencia es un espectro elástico. Con relación a la figura, se puede indicar que las edificaciones con nivel de diseño moderado y medio van a presentar daño ante el sismo raro que se está analizando. Debido a que en los espectros de capacidad se aprecia que el final de

la línea recta, que corresponde al final del rango elástico están por debajo del espectro de demanda asociado al 5%.

En la última década varios investigadores han retomado este método para obtener los desplazamientos laterales y las distorsiones de piso en edificios, a partir de un análisis no lineal estático, debido a que lo consideran más apropiado, en relación a otros procedimientos como por ejemplo el Método de Superposición Modal. Varios criterios de estos científicos han sido recogidos por el ATC-40, quienes proponen tres procedimientos (A, B, C) para determinar en forma iterativa el amortiguamiento viscoso y el punto de demanda, estos procedimientos han sido criticados por Krawinkler (1994), en el sentido de que no hay una justificación física para la relación entre la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas, también se alude que el periodo asociado al punto de demanda, puede estar muy lejos de lo que se obtendría de un análisis no lineal dinámico. Chopra y Goel también han realizado críticas a los procedimientos de la ATC.

Sin embargo de lo indicado en el párrafo anterior el Método del Espectro de Capacidad, en la forma propuesta por el ATC-40, ha sido acogido por el FEMA-273 con el nombre de: Método de coeficiente de desplazamiento.

Se puede conceptualizar mejor la idea principal del método del espectro de capacidad mediante el gráfico siguiente:



**Figura 2.14** Descripción del Método del Espectro de Capacidad para determinar el punto de demanda.

A continuación se presenta uno de los procedimientos (A) propuestos por el ATC-40, para encontrar el punto de demanda de una estructura.

- Se encuentra el **Espectro de Capacidad** de la estructura, que realaciona el desplazamiento espectral con la aceleración espectral.
- Se determina el **Espectro de Demanda** para el 5% de amortiguamiento.

- Se asume un desplazamiento lateral máximo que tendrá el sistema de un grado de libertad. Se puede considerar que el desplazamiento lateral máximo  $S_{dm}$ , es el mayor valor del Espectro de Capacidad, también se puede considerar el desplazamiento inicial igual al mayor valor del espectro de demanda.

- Encontrar la demanda de ductilidad  $\mu$  del sistema, con la siguiente ecuación.

$$S_{dm} = \mu S_{dy} \quad (2.43)$$

donde, el desplazamiento espectral de fluencia  $S_{dy}$  se obtiene de un modelo bilineal del espectro de capacidad.

- Encontrar el amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$ , por medio de la ecuación (2.44).

$$\xi_{eq} = \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu(1 + \alpha \mu - \alpha)} \quad (2.44)$$

el valor  $\xi_{eq}$  tiene que ser menor a 0.45, de tal manera que la ATC ha establecido un limite máximo del 50% en el amortiguamiento. El coeficiente de la rigidez post fluencia,  $\alpha$ , se obtiene del modelo bilineal del espectro de capacidad.

- Determinar el amortiguamiento viscoso efectivo  $\bar{\xi}_{eq}$  por medio de la ecuación:

$$\bar{\xi}_{eq} = \xi + \kappa \xi_{eq} \quad (2.45)$$

el ATC-40 al considerar las imperfecciones de las curvas de histéresis, en el sentido de que no son rectas sino curvas propone un factor de corrección  $\kappa$  el mismo que es igual a 1 para un  $\xi_{eq}$  menor a 0.15 para las estructuras tipo A. Para las tipo B, el factor es 0.667 para un amortiguamiento viscoso equivalente menor a 0.25 y para las estructuras tipo C, el factor es 0.333.

- Se encuentra el espectro para el amortiguamiento viscoso efectivo, aplicando los coeficientes propuestos por Newmark y Hall (Ec. 2.39).

- Se encuentra el punto de demanda  $S_{dj}$ , como la intersección entre el espectro de demanda para el amortiguamiento viscoso efectivo y el espectro de capacidad.

- Se controla si el desplazamiento encontrado en el paso anterior es similar al impuesto en el tercer paso, con la siguiente ecuación (Aguiar 2002).

$$\frac{S_{dj} - S_{dm}}{S_{dj}} \leq 0.05 \quad (2.46)$$

si se cumple con la ecuación anterior a más del punto de demanda  $S_{dj}$ , se habrá encontrado el desplazamiento lateral en el sistema de un grado de libertad, este deberá multiplicarse por el factor de participación dinámica  $\gamma$  para encontrar el desplazamiento lateral en un sistema de multiples grados de libertad.

Mediante el amortiguamiento viscoso efectivo, se ha considerado el comportamiento inelástico de la estructura, esa es una alternativa de cálculo pero existen otras para reducir el espectro elástico se denomina  $R_{\mu,\zeta}$ , al **factor de reducción de las fuerzas sísmicas** el mismo que está definido de la siguiente manera:

$$R_{\mu,\zeta}(\mu_0, \zeta_0, T_0) = FS(\mu=1, \zeta=0.05, T_0) / FS(\mu_0, \zeta_0, T_0) \quad (2.47)$$

siendo  $\mu_0, \zeta_0, T_0$ , los valores específicos de la demanda de ductilidad, amortiguamiento y período, asociados a la estructura en la cual se determina el factor de reducción de fuerzas  $R_{\mu,\zeta}$ .

Existen una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción de las fuerzas sísmicas, a continuación se presenta el propuesto por Chopra y Goel en 1999.

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{si} \quad T < T_a \quad (2.48)$$

$$R_{\mu} = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad \text{si} \quad T_a < T < T_b \quad (2.49)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si} \quad T_b < T < T'_c \quad (2.50)$$

$$R_{\mu} = \frac{T}{T_c} \mu \quad \text{si} \quad T'_c < T < T_c \quad (2.51)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si} \quad T > T_c \quad (2.52)$$

donde  $T_a = 1/33$  seg ,  $T_b = 0.125$  seg,  $T_c$  es el período al final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente.  $T'_c$ , es equivalente a  $T_c$  pero para el espectro inelástico.

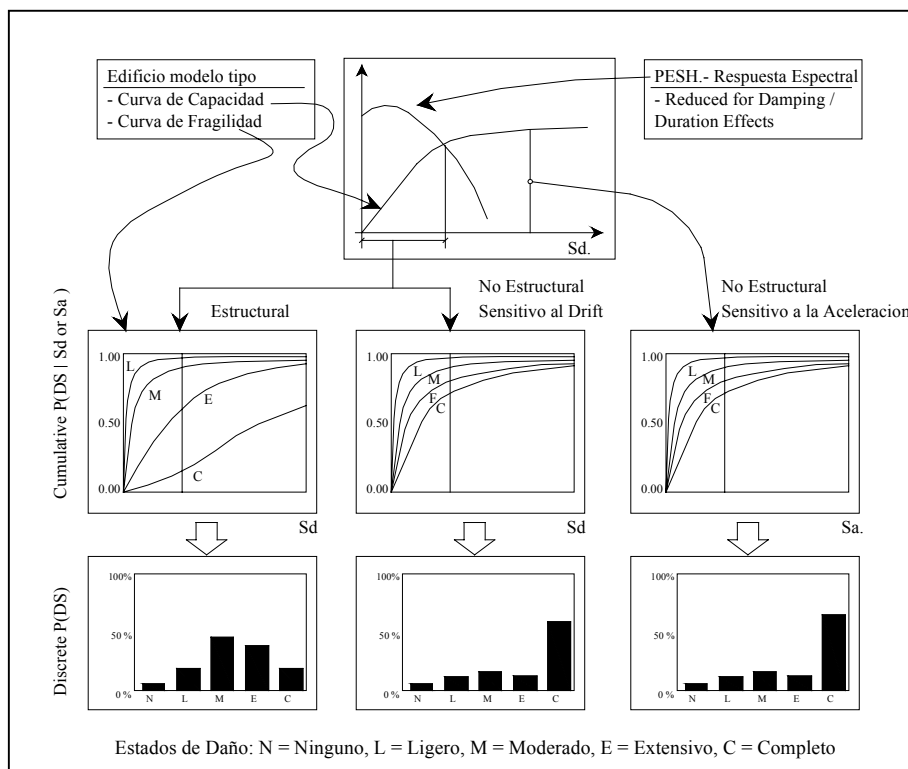


## CAPITULO III MODELOS DE PÉRDIDAS

### 3.1 Modelo de Pérdida de Hazus.

**3.1.1 Determinación del Daño en Edificios de Hormigón Armado.-** De acuerdo a la metodología de HAZUZ 99, en función del desplazamiento lateral, se obtienen en las curvas de fragilidad el daño estructural y el daño no estructural por distorsión de piso. Por otra parte, con la capacidad de aceleración  $S_{am}$ , se encuentra también el daño en elementos no estructurales, que son sensibles a la aceleración, que son sensibles a la aceleración, que son sensibles a caerse o desprenderse.

Se recomienda no determinar un solo valor para el daño. Si no determinar un rango de variación en el cual estaría el daño, el mismo que quedaría definido por un límite inferior de daño, límite superior y un valor medio.



**Figura 3.1** Proceso de Estimación del daño en Edificios (Hazuz)

Hazuz 99, en la curva de fragilidad considera en las abscisas el *Desplazamiento Espectral*  $S_d$  o la capacidad de *Aceleración Espectral*  $S_a$ ; lo que se interpreta como que la curva de fragilidad representa la probabilidad de alcanzar o sobrepasar un cierto rango de daño estructural para un desplazamiento espectral  $S_d$  o una aceleración espectral  $S_a$ .

Las curvas de fragilidad evalúan el daño en forma probabilística, y relacionan el índice de daño global de la edificación con la probabilidad acumulada. Para obtener una curva de fragilidad es necesario contar con una base de datos constituida por un conjunto de estructuras en las cuales se ha evaluado el índice de daño global. Este conjunto de estructuras son clasificadas según su tipo como se muestra en la tabla 3.1 y según su clase de ocupación (tabla 3.6).

**Tabla 3.1** Modelos tipo de edificios

Niv.	Descripción	ALTURA				
		RANGO		TIPICAMENTE		
		ELEVACION	PISOS	PISOS	MTS.	
1	W1	Pared, Luz del Marco ( $\leq 5000$ p2)		1-2	1	4.3
2	W2	Pared, Comercial e Industrial (>5000p2)		TODOS	2	7.3
3	S1L		BAJA	1-3	2	7.3
4	S1M	Marco de acero resistente a	MEDIA	4-7	5	18.3
5	S1H	momento	ALTA	8+	13	47.5
6	S2L		BAJA	1-3	2	7.3
7	S2M	Marco atirantado de acero	MEDIA	4-7	5	18.3
8	S2H		ALTA	8+	13	47.5
9	S3	Marco de acero		TODOS	1	4.6
10	S4L		BAJA	1-3	2	7.3
11	S4M	Marco de acero con paredes de	MEDIA	4-7	5	18.3
12	S4H	corte de concreto	ALTA	8+	13	47.5
13	S5L	Marco de acero con paredes	BAJA	1-3	2	7.3
14	S5M	internas de mampostería no	MEDIA	4-7	5	18.3
15	S5H	reforzada	ALTA	8+	13	47.5
16	C1L		BAJA	1-3	2	6.1
17	C1M	Marcos de concreto	MEDIA	4-7	5	15.2
18	C1H	resistente a momento	ALTA	8+	12	36.6
19	C2L		BAJA	1-3	2	6.1
20	C2M	Paredes de corte de	MEDIA	4-7	5	15.2
21	C2H	concreto	ALTA	8+	12	36.6
22	C3L	Marco de concreto con paredes	BAJA	1-3	2	6.1
23	C3M	internas de mampostería no	MEDIA	4-7	5	15.2
24	C3H	reforzada	ALTA	8+	12	36.6
25	PC1	Paredes de concreto pre-fábrica.		TODOS	1	4.6
26	PC2L	Marco de concreto pre-fábrica.	BAJA	1-3	2	6.1
27	PC2M	con paredes de corte	MEDIA	4-7	5	15.2
28	PC2H	de hormigón armado	ALTA	8+	12	36.6
29	RM1L	Estruc. con mampostería refor-	BAJA	1-3	2	6.1
30	RM1M	zada y con diafragmas.	MEDIA	4+	5	15.2
31	RM2L	Estruc. con mampostería refor-	BAJA	1-3	2	6.1
32	RM2M	zada y con diafragmas de con-	MEDIA	4-7	5	15.2
33	RM2H	creto-Prefabricado	ALTA	8+	12	36.6
34	URML	Mampostería no	BAJA	1-2	1	4.6
35	URMM	reforzada	MEDIA	3+	3	10.7
36	MH	Casas Móviles		TODOS	1	3

**3.1.1.1 Daño en Elementos Estructurales.**- Hazuz realiza una clasificación de edificios tipo para los cuales realiza una serie de análisis tanto de daño como de pérdidas económicas debidas a éste (Tabla 3.1).



A continuación se presenta las relaciones de deriva de piso (desplazamiento lateral de piso para la altura del piso), que determinan el umbral del estado de daño (Tabla 3.2).

**Tabla 3.2** Relaciones de deriva en el umbral de Daño Estructural

Tipo de Edificio	Relaciones de Deriva en el umbral de Daño Estructural			
	LIGERO	MODERADO	EXTENSIVO	COMPLETO
W1/W2	0.004	0.012	0.040	0.100
C1L, S2L	0.005	0.010	0.030	0.080
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.008	0.024	0.070
W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
C1L, S2L	0.005	0.009	0.023	0.060
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.007	0.019	0.053
	0.004	0.010	0.031	0.075
W1/W2	0.005	0.008	0.031	0.050
C1L, S2L	0.005	0.008	0.031	0.050
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.006	0.016	0.044
URML,C3L,S5L	0.003	0.006	0.015	0.035
W1/W2	0.003	0.008	0.025	0.060
C1L, S2L	0.004	0.006	0.016	0.040
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.003	0.005	0.013	0.035
URML,C3L,S5L	0.002	0.005	0.012	0.028

- **Daño ligero.**- Se observan pequeñas fisuras en los extremos de los elementos. Estas fisuras son debidas a la flexión y al corte de las columnas y vigas. Las fisuras por flexión son verticales, en cambio las fisuras de corte son inclinadas con un ángulo aproximado a los 45 grados. En términos del diagrama momento curvatura se puede indicar que los elementos han sobrepasado el punto A de agrietamiento pero están distantes del punto Y de fluencia.

- **Daño moderado.**- Se observa que la mayor parte de vigas y columnas en sus extremos presentan fisuras en general. Adicionalmente en pórticos dúctiles se observa que algunos elementos han alcanzado el punto de fluencia Y. Es decir llegaron al máximo límite elástico, por este motivo las fisuras son pronunciadas.

- **Daño extensivo.**- Algunos de los elementos estructurales llegan al punto U, que corresponde al punto en el cual el hormigón llega a la máxima deformación útil a la compresión. En los elementos que no son dúctiles se observa que han fallado por cortante, se observa además que la armadura de algunos elementos han sufrido gran deformación o se han llegado a romper. En estas condiciones la estructura está sumamente dañada.

- **Daño Completo.**- La estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapso. Si permanece en pie después del sismo, debe ser derrocada por el gran daño que presenta.

**3.1.1.2 Determinación del Daño en elemento No Estructurales.**- El daño en los elementos no estructurales, el ATC 96, lo divide en dos categorías. En la primera se encuentran los elementos no estructurales que van a sufrir daño por una deformación lateral excesiva de la estructura, deformación que se la cuantifica por medio de la distorsión de piso (interstory drift) y la segunda se refiere a elementos no estructurales que son sensibles a la aceleración del suelo.

**Tabla 3.3** Clasificación de Elementos No Estructurales sensitivos a la Aceleración y a la Distorsión de piso.

TIPO	MODELO	E.N. sensitivos a la distorsión de piso	E.N. sensitivos a la aceleración
Arquitectónicos	Muros de partición	1	2
	Paneles	1	2
	Parapetos		1
	Acabados Interiores	1	2
	Muebles		1
	Ornamentos		1
	Mecánica General		1
Mecánico, Sanitario y Eléctrico	Tuberías	2	1
	Reservas		1
	Elevadores	2	1
	Iluminación	2	1
Varios	Bibliotecas		1
	Equipos de oficina		1
	Computadores		1
	Element. de Comunicac.		1
	Objetos de Arte		1

En la tabla, se aprecia que la mampostería o muros, tanto internas como externas son sensitivos a la distorsión de piso. En la medida que las distorsiones de piso se incrementan el daño respectivo en la mampostería también se incrementará. Lo propio sucede con los acabados interiores. Las instalaciones eléctricas como sanitarias también son sensitivos a las distorsiones de piso pero como efecto secundario, por este motivo es que tienen el número 2. Estos elementos son más sensitivos a la aceleración del suelo por lo que llevan el número 1. Todo lo que tiene que ver con el equipamiento de bibliotecas, laboratorios, oficinas, etc. El daño en estos sistemas está relacionado con la aceleración del suelo, en el sentido de que el movimiento intenso del suelo puede ocasionar el volcamiento de los equipos y demás implementos mencionados.

En el presente estudio, se hace énfasis en el daño no estructural, ya que se considera que éste es el que produce las mayores pérdidas económicas ante sismos de mediana y baja magnitud.

HAZUZ 99 considera el daño no estructural independiente de las tipologías de edificios y como ya se indicó anteriormente están en directa dependencia de la distorsión de piso y de la aceleración. Los principales daños no estructurales se describen a continuación:

- **Muros de Separación (Paredes Interiores)**

*Daño Ligero.*- Se observan fisuras en la unión de las paredes con otros elementos estructurales o en la unión de dos paredes o muros. Además se aprecian fisuras al lado de las puertas y ventanas.

*Daño Moderado.*- Las fisuras en los muros son más grandes y más profundas, de tal manera que es necesario repararlas.

*Daño Extensivo.*- La mayor parte de los muros de separación están muy fisurados y una gran parte de ellos necesitan ser reemplazados. Es probable que las puertas no se puedan abrir y sea necesario cambiar sus marcos. Existen grandes fisuras alrededor de las ventanas.

*Daño Completo.*- El daño es muy grande en la mayor parte de los muros, siendo necesaria una reconstrucción. La mayor parte de los marcos de puertas deben cambiarse. Existe una gran cantidad de vidrios rotos.

- **Muros de Exteriores (Fachadas, Paneles Exteriores)**

*Daño Ligero.*- Se aprecia que los paneles exteriores están desalineados, necesitando ser colocados nuevamente en su posición original.

*Daño Moderado.*- El movimiento de los paneles es generalizado. Las uniones entre los paneles y la estructura necesitan ser reparadas. Lo propio sucede con la unión de dos o más paneles. Las uniones han fallado.

*Daño Extensivo.*- La mayoría de los paneles están fisurados y deben ser reemplazados. Por otra parte, algunos paneles han perdido su estabilidad y se han caído.

*Daño Completo.*- El daño es muy grande en los paneles, la mayoría se han caído o están muy próximos a desplomarse. La mayoría de las uniones están rotas.

- **Equipamiento eléctrico, mecánico, tuberías y otros.**

*Daño Ligero.*- Los equipos que no están anclados se han movido o los que no hayan sido anclados en forma adecuada se han desplazado con el sismo.

*Daño Moderado.*- El desplazamiento de los equipos es mayor y el daño es generalizado. Algunas tuberías presentan fisuras. Los cielos rasos falsos se han desprendido al igual que una buena parte de las tuberías que no fueron suficientemente ancladas (especialmente la de calefacción interna de edificios).

*Daño Extensivo.*- El equipamiento no anclado se ha volcado. Los equipos que han estado muy bien anclados presentan tornillos torcidos o muchos de ellos se han salido.

*Daño Completo.*- Los equipos se han dañado por el movimiento intenso del sismo ya que se han volteado y golpeado, sus soportes han fallado. Las tuberías se han roto en varios lugares. Las guías de los elevadores se han torcido o se han roto.

**3.1.1.2a Daño en Componentes No estructurales Sensitivos a la Deriva.**-La Tabla 3.4 muestra las relaciones de drift usadas por la metodología para definir las curvas de fragilidad de los componentes no estructurales de edificios sensitivos a la Deriva. Las relaciones de daño no estructural se asume que son las mismas para cada tipo de edificio y cada nivel de diseño sísmico.

**Tabla 3.4** Relaciones de Drift utilizados para definir los valores medios de daño para Componentes No Estructurales sensitivos a la deriva de piso.

Relaciones de Deriva en el umbral de Daño No Estructural.

Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
0.004	0.008	0.025	0.050

Estos valores estan basados en desplazamientos globales de los edificios, medidos en pulgadas, calculadas como producto de:

- relación de deriva.
- el alto del piso.
- la fracción del alto del edificio y la ubicacion del desplazamiento modal del pushover ( $\infty 2$ ).

La variabilidad total de cada estado de daño no estructural sensitivo al drift, ( $\beta_{NSDds}$ ), es modelada por la combinación de tres factores contribuyentes:

Incertidumbre en el umbral del estado de daño de los componentes no estructurales ( $\beta_{M(NSDds)} = 0.5$ , para todos los estados de daño y tipos de edificios).

Variabilidad en las propiedades de capacidad (respuesta) del tipo de edificio modelado que contiene las componentes no estructurales de interés ( $\beta_{C(Au)} = 0.25$  para los edificios del código y  $\beta_{C(Au)} = 0.30$  para los edificios del Pre-Código), y

Variabilidad en la respuesta del tipo de edificio modelado debido a la variabilidad espacial de la demanda de movimiento del suelo ( $\beta_{D(A)} = 0.45$  y  $\beta_{C(V)} = 0.50$ ).

Cada uno de estos tres parámetros contribuyen a la variabilidad del estado de daño y se asume que son variables rándómicamente disribuidas log-normal. La capacidad y la demanda son dependientes por lo que se usa un proceso de combinatorio para derivar su variabilidad combinada en cada estado de daño (no estructural).La relación capacidad/demanda se combina también con la incertidumbre del estado de daño.

**3.1.1.2b Daño en Componentes No estructurales Sensitivos a la Aceleración.**-La Tabla 3.5 muestra los valores de aceleracion pico de piso usadas por la metodologia para definir las curvas de fragilidad de los componentes no estructurales de edificios sensitivos a la aceleración.

Los valores de daño no estructural debido a la aceleración de piso se asume que son los mismos para cada tipo de edificio pero varían según el nivel de diseño sismico.

**Tabla 3.5** Aceleraciones pico, de piso, usadas para definir los valores medios de daño en elementos No Estructurales sensitivos a la aceleración.

Aceleraciones de piso para diseño sismico en el umbral de Daño No Estructural (g)				
Nivel de Diseño	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Alto	0.30	0.60	1.20	2.40
Moderado	0.25	0.50	1.00	2.00
Bajo	0.20	0.40	0.80	1.60
Pre-código	0.20	0.40	0.80	1.60

Estos valores tienen como unidad la gravedad. Los valores de aceleración de piso son usados directamente como valores medios, asumiendo que la demanda promedio para los pisos superiores es representada por la respuesta en el punto de demanda obtenido del push-over.

La variabilidad total de cada estado de daño,  $\beta_{NSAds}$ , es modelado por la combinación de los siguientes tres contribuyentes:

Incertidumbre en el umbral del estado de daño de los componentes no estructurales ( $\beta_{M(NSAds)} = 0.6$ , para todos los estados de daño y tipos de edificios). Variabilidad en las propiedades de capacidad (respuesta) del tipo de edificio modelado que contiene los componentes no estructurales de interés ( $\beta_{C(Au)} = 0.25$  para los edificios del código y  $\beta_{C(Au)} = 0.30$  para los edificios del Pre-Código), y variabilidad en la respuesta del tipo de edificio modelado debido a la variabilidad espacial de la demanda de movimiento del suelo ( $\beta_{D(A)} = 0.45$  y  $\beta_{C(V)} = 0.50$ ).

**3.1.2 Estimación de Pérdidas Económicas Directas.**- La estimación de las pérdidas económicas directas, Hazuz las realiza con precios del año de 1994. Otros rubros como por ejemplo el costo de renta de locales se la obtuvo actualizada al año 1999. En general los datos de ingreso para pérdidas económicas directas, consiste en la estimación del daño del edificio a partir del módulo de daño físico directo. Las estimaciones de daño se expresan en forma de probabilidad de ocurrencia en un estado de daño específico para cada tipo estructural o clase de ocupación del edificio.

Las probabilidades del estado de daño se obtienen a partir del módulo de daño físico directo tanto para el daño estructural como no-estructural. Estas probabilidades de estado de daño son luego convertidas a pérdidas monetarias, usando información de las construcciones y datos económicos. Hazuz para realizar su análisis de pérdidas clasifica de forma estandarizada a los edificios dentro de tres amplias categorías de ocupación y uso: residenciales, comerciales y/o institucionales e industriales. Estas categorías sirven para determinar el componente no estructural de los edificios y la naturaleza y valor de sus contenidos. Para un más refinado análisis de pérdidas económicas se realiza una clasificación que categoriza a los edificios de acuerdo a su ocupación, (ver tabla 3.6).

**Tabla 3.6** Clases de Ocupación de Edificios

No	Nivel	Clase de Ocupación	Descripción
Residencial			
1	RES1	Unifamiliar	Casa Techada
2	RES2	Casa Móvil	Casa Móvil
3	RES3	Multifamiliar	Apartamentos/Condominios
4	RES4	Hoteles	Hotel/Motel
5	RES5	Dormitorios Institucionales	Grupo de villas
6	RES6	Nursing Home	
Comercial			
7	COM1	Retail Trade	Tienda
8	COM2	Wholesale Trade	Bodegas
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	Estación de servicio/ Compras
10	COM4	Sev. Profesionales y Técnicos	Oficinas
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	
12	COM6	Hospitales	
13	COM7	Ofic.Médicas/Clínicas	Oficinas
14	COM8	Entretenimiento/recreación	Restaurantes/Bares
15	COM9	Teatros	Teatros
16	COM10	Parqueaderos	
Industrial			
17	IND1	Pesada	Fábrica
18	IND2	Liviana	Fábrica
19	IND3	Comida/Medicinas/P.Químicos	Fábrica
20	IND4	Metales/ Procesos con minerales	Fábrica
21	IND5	Alta Tecnología	Fábrica
22	IND6	Construcción	Oficinas
Agrícola			
23	AGR	Agricultura	
Religiosa			
24	REL	Iglesia	
Gubernamental			
25	GOV1	Servicios Generales	Oficinas
26	GOV2	Respuesta Emergente	Policia/Bomberos
Educativa			
27	ED1	Escuelas	
28	ED2	Colegios/Universidades	No Incluye residencias Estudiantiles

Si bien es cierto que en Hazuz99 se encuentran valores estandar tanto de costos de reparación y reemplazo como valores de contenido de edificios para diferentes ocupaciones así

como, costos de: ventas por ocupación, re-ubicación, e ingresos por arriendos, el usuario del programa debe proveer valores más precisos, de acuerdo al lugar y tiempo en el que se realiza el estudio. Las pérdidas económicas directas a los sistemas de transportación y líneas de vida (Sistemas de agua potable, líneas de conducción eléctrica, etc), están limitados a los costos de reparación del daño por medio del reemplazo de los componentes de dichos sistemas, lo cual es una guía que el usuario debe mejorar en base a su conocimiento de la línea de vida específica y los costos en la región.

**3.1.2 Valores estándar para costos de reparación estructural en edificios.-** Las Tablas 3.7a hasta la 3.7d, muestran los valores estándar para los costos de reparación de edificios, dentro de la clasificación en 28 ocupaciones. Estos valores se pueden ajustar de acuerdo al sitio donde se requiere el estudio, de hecho Hazus 99 muestra estos valores para varias ciudades de los Estados Unidos.

**Tabla 3.7a** Costos de reparación estructural para el estado de daño completo (Dólares por pie cuadrado)

Ocupación Tipo	Tipos de Sistema Estructural																
	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	CV	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	
RES1	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	*
RES2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	11
RES3	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	*
RES4	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
RES5	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
RES6	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
COM1	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
COM2	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
COM3	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
COM4	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
COM5	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
COM6	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
COM7	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
COM8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
COM9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
COM10	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
IND1	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND2	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND3	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND4	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND5	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
IND6	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
AGR1	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
REL1	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	0	17	17	17	17	17	17
GOV1	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	0	12	12	12	12	12	12
GOV2	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
EDU1	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
EDU2	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11

**Tabla 3.7 b** Costos de reparación estructural para el estado de daño extenso (Dólares por pie cuadrado)

Ocupación Tipos de Sistema Estructural  
Tipo

RM1 RM2 URM MH



RES5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
RES6	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
COM1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
COM2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
COM3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
COM4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
COM5	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
COM6	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
COM7	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
COM8	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
COM9	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
COM10	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
IND1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
IND2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
IND3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
IND4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
IND5	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
IND6	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AGR1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
REL1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	*	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
GOV1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	*	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
GOV2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
EDU1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
EDU2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

### 3.1.3 Costos de Reparación y Reemplazo de elementos No estructurales en Edificios.-

Para establecer estimaciones, de pérdidas económicas, en dólares; la probabilidad de ocurrencia de los diferentes estados de daño, debe ser convertida a su equivalente en pérdidas monetarias, las mismas que se deberán tanto al daño estructural como no estructural.

Para un estado dado de ocupación y daño, la reparación del edificio y los costos de reemplazo son estimados como producto de la sumatoria del área del piso de cada tipo de edificio dentro de la ocupación dada, la probabilidad de que el tipo de edificio este en el estado de daño especificado y, los costos de reparación del tipo de edificio por pie cuadrado para dicho estado. Se puede argüir que el monto real del daño de los edificios, es su pérdida de valor en el mercado, tomando en cuenta la edad del edificio, su depreciación y valores similares.

Los valores que representan el costo del reemplazo de elementos estructurales y no estructurales así como de edificios, son frecuentemente requeridos en un estudio de estimación de perdidas, ya que brindan un panorama inmediatamente comprensible acerca del monto económico que se requiere para brindar asistencia a la comunidad, lo cual es importante ya que, sobre esta base se puede canalizar la ayuda por parte de las instituciones encargadas.

Una discusión completa sobre la estimación económica del daño considerando factores como la ubicación del terreno, su estilo arquitectónico, etc. podría encontrarse en Howe y Cochrane, 1993.

Para realizar el cálculo de las pérdidas debidas a daño no estructural se debe tomar en cuenta que el mismo se divide en daño sensitivo a la aceleración (daño a cubiertas, equipamiento que es una parte integral de la edificación tales como equipamiento mecánico y eléctrico, tuberías y elevadores) y daño sensitivo a la deriva (paredes interiores y exteriores, ornamentaciones y vidrio). El daño no estructural, no incluye el daño a los contenidos tales como muebles y computadores. Los costos de daño no estructural son calculados como sigue:

$$\begin{aligned}
 \text{CNSA}_{ds,i} &= \text{CI} * \text{FA}_i * \text{PONSA}_{ds,i} * \text{RCA}_{ds,i} \\
 \text{CNSA}_i &= \sum_{ds=2}^5 \text{CNSA}_{ds,i} \\
 \text{CNSD}_{ds,i} &= \text{CI} * \text{FA}_i * \text{PONSD}_{ds,i} * \text{RCD}_{ds,i}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$



$$CNSD_i = \sum_{ds=2}^5 CNSD_{ds,i} \quad (3.2)$$

Donde:

$CNSA_{ds,i}$  Costo de daño no estructural sensitivo a la aceleración (costos de reparación y reemplazo) para el estado de daño  $ds$  y ocupación  $i$ .

$CNSA_i$  Costo de daño no estructural sensitivo a la aceleración (costos de reparación y reemplazo) para la ocupación  $i$ .

$CNSD_{ds,i}$  Costo de daño no estructural sensitivo al drift (costos de reparación y reemplazo) para el estado de daño  $ds$  y ocupación  $i$ .

$CNSD_i$  Costo de daño no estructural sensitivo al drift (costos de reparación y reemplazo) para la ocupación  $i$ .

CI Multiplicador del índice de costo regional.

$FA_{i,j}$  Área por piso para el grupo de ocupación  $i$  (en pies cuadrados).

$PONSA_{ds,i}$  Probabilidad de que la ocupación  $i$  este en un estado de daño no estructural sensitivo a la aceleración  $ds$ .

$PONSD_{ds,i}$  Probabilidad de que la ocupación  $i$  este en un estado de daño no estructural sensitivo al drift  $ds$ .

$RCA_{ds,i}$  Costos de reparación y reemplazo (por pie cuadrado) de elementos no estructurales sensitivos a la aceleración, por tipo de ocupación  $i$  y estado de daño  $ds$  (Tabla 3.9).

$RCD_{ds,i}$  Costos de reparación y reemplazo (por pie cuadrado) de elementos no estructurales sensitivos al drift, por tipo de ocupación  $i$  y estado de daño  $ds$  (Tabla 3.10).

Los costos por pie cuadrado para el daño no estructural para cada *estado de daño* se muestran en las tablas 3.9 y 3.10 para los componentes no estructurales sensitivos a la aceleración y a la deriva de piso respectivamente.

Para determinar el costo total del daño no estructural por clase de ocupación  $i$  ( $CNS_i$ ) se deben sumar las ecuaciones 3.1 y 3.2.

$$CNS_i = CNSA_i + CNSD_i \quad (3.3)$$

Los costos de reemplazo (estado de daño = completo) como se muestra en las tablas 3.7a, 3.9, y 3.10 son derivados de *Means Square Foot Costs 1994*, para edificios: Residenciales, Comerciales, Industriales e Institucionales.

La publicación *Means* es una referencia aceptada a nivel nacional (en los Estados Unidos) sobre costos de construcción de edificios, es publicada anualmente y provee información de costos para modelos de edificios residenciales de baja altura y para 70 otros tipos de edificaciones: comerciales, residenciales, institucionales e industriales. Estos son presentados en un formato que muestra los costos típicos para cada modelo de edificio, mostrando variaciones por tamaño, tipo de estructura y contenido del mismo. Una de estas variaciones se muestra como "típica" para el modelo, y se provee una subdivisión que muestra

los costos y porcentajes de cada sistema tanto para sus componentes estructurales como no estructurales (en valor realtivo). Finalmente para cada modelo de edificio se prevee una variación de los costos de la base de datos.

Se toma como ejemplo (en el grupo de tipo de ocupación, que incluye a los edificios de oficinas de 5 a 10 pisos) un edificio de 8 pisos con 100.000 pies cuadrados de area. El valor típico es 67.80 dol por pie<sup>2</sup>, tomando en cuenta que se trata de una estructura de pórtico metálico con paneles exteriores de hormigón prefabricados.

El costo, relacionado a la superficie del edificio, varía desde 79.90 dol por pie<sup>2</sup>, para un edificio de 50000 pies<sup>2</sup> a 66.15 dol por pie<sup>2</sup>, para un edificio de 130000 pies<sup>2</sup>. Dependiendo del acabado exterior del edificio, el costo varía desde 67.8 dol por pie<sup>2</sup> a 74.85 dol por pie<sup>2</sup>. Ha sido reportado un rango de costos, para proyectos terminados, de este tipo de edificios, que va desde 41.15 a 116.85 dol por pie<sup>2</sup>, dependiendo del diseño, requerimientos de los propietarios y ubicación geográfica.

Los costos típicos de *Means*, omiten los costos de la mano de obra en el sitio, pero incluyen el 15% de beneficios para los constructores o costos indirectos, y un valor para el impuesto de los arquitectos, que varía desde el 6% al 11% del costo de construcción de acuerdo al tipo de ocupación, además un 15 % *adicional ha sido añadido* a los costos de *Means* para reflejar los costos de financiamiento, retrasos en la toma de decisiones y otros servicios de construcción adicionales, tales como costos de reparación y/o demolición. Finalmente en vista de la naturaleza genérica de este análisis, los costos por pie<sup>2</sup> de *Means* han sido redondeados.

Para la metodología de estimación de pérdidas, los modelos seleccionados de *Means*, han sido escogidos de entre 70 que representan 28 tipos de ocupación. El amplio rango de costos mostrado, aún para un único modelo, enfatiza la importancia de comprender que los valores monetarios mostrados, deberían ser únicamente usados para representar costos grandes, es decir cuando se considera una gran cantidad de edificios tipo. Si los costos para edificios simples o grupos pequeños (tales como un campus colegial) son usados, para un más detallado análisis de pérdidas, deberían ser los estimados de costos específicos del sitio donde se realiza el estudio.

Los modelos de edificios de *Means* son clasificados por tipo de ocupación. Está claro que las variaciones de costos se relacionan mucho más a la ocupación, que al tipo de sistema estructural o al material. Es por esto que Hazus permite que el usuario ingrese un costo más actualizado para el edificio típico, dentro de la base de datos del programa.

El porcentaje relativo del costo total del edificio, tanto de para componentes estructurales como no estructurales es obtenido de la publicación *Means*, que tiene una división porcentual en componentes, para cada tipo de edificio. (Ver las tablas 3.11 y 3.12)

Las tablas 3.9 y 3.10 muestran los valores estándares para los costos de reparación de los componentes no estructurales sensitivos a la aceleración y sensitivos a la deriva.

El costo del Estado de Daño es expresado como un porcentaje del Estado de Daño Completo. La relación asumida entre los Estados de daño y los costos de reparación y reemplazo tanto para componentes estructurales y no estructurales es como sigue:

Poco Daño .....	2%	(Del estado de daño completo)
Daño Moderado .....	10%	(Del estado de daño completo)
Daño Extenso.....	50%	(Del estado de daño completo)

Estos valores son consistentes con las definiciones de Rango de Daño y las correspondientes tasas de daño presentadas en ATC-13 (Earthquake Damage Evaluation Data for California). Los porcentajes relativos de componentes no estructurales, para cada tipo de estructura, sumados y redondeados son los siguientes:

**Tabla 3.8** Porcentajes de Costos de reparación para componentes no-estructurales.

Ocupación	Comp. No Estructurales Sensitivos a la aceleración (%)	Comp. No Estructurales Sensitivos al Drift (%)
Unifamiliar	35	65
Residencial	50	50
Comercial	60	40
Industrial	85	15
Agrícola	85	15
Religión	60	40
Adm. Gubernamental	60	40
Educación	35	65

**Tabla 3.9** Costos de reparación para componentes no-estructurales sensitivos a la aceleración (Dólares por pie cuadrado)

No.	Nivel	Clase de Ocupación	Estado de Daño de Elementos no Estructurales Sensitivos a la aceleración			
			Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial						
1	RES1	Unifamiliar	0.3	1.7	5.1	17

2	RES2	Casa Móvil	0.3	1.7	5.1	17
3	RES3	Multifamiliar	0.7	3.5	10.5	35
4	RES4	Hoteles	0.7	3.5	10.5	35
5	RES5	Dormitorio Institucional	0.7	3.3	9.9	33
6	RES6	Nursing Home	0.6	3.1	9.3	31
Comercial						
7	COM1	Retail Trade	0.4	2.2	6.6	22
8	COM2	Wholesale Trade	0.3	1.4	4.2	14
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0.7	3.4	10.2	34
10	COM4	Profesional/Técnico/ Serv. de negocios	0.7	3.5	10.5	35
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	1.2	6	18	60
12	COM6	Hospitales	1.2	6.2	18.6	62
13	COM7	Oficinas médicas/ Clínicas	0.9	4.6	13.8	46
14	COM8	Entretenimiento/ recreación	1.1	5.5	16.5	55
15	COM9	Teatros	0.8	3.9	11.7	39
16	COM10	Parqueaderos	0.1	0.5	1.5	5
Industrial						
17	IND1	Pesada	0.7	3.7	11.1	37
18	IND2	Liviana	0.7	3.7	11.1	37
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	0.7	3.7	11.1	37
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0.7	3.7	11.1	37
21	IND5	Alta Tecnología	0.7	3.7	11.1	37
22	IND6	Construcción	0.7	3.7	11.1	37
Agrícola						
23	AGRI	Agricultura	0.1	0.6	1.8	6
Religiosa						
24	RELI	Iglesia	0.8	4.1	12.3	41
Gubernamental						
25	GOV1	Servicios Generales	0.7	3.3	9.9	33
26	GOV2		1.1	5.6	16.8	56
Educativa						
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0.5	2.4	7.2	24
28	EDU2	Colegios/Universid.	0.6	2.9	8.7	29

**Tabla 3.10** Costos de reparación para componentes no-estructurales sensitivos al drift. (Dolares por pie cuadrado)

No.	Nivel	Clase de Ocupación	Estado de Daño de Elementos no Estructurales Sensitivos al Drift.			
			Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial						
1	RES1	Unifamiliar	0.6	3.2	16	32
2	RES2	Casa Móvil	0.3	1.7	8.5	17

3	RES3	Multifamiliar	0.7	3.4	17	34
4	RES4	Hoteles	0.7	3.5	17.5	35
5	RES5	Dormitorio Institucional	0.6	3.2	16	32
6	RES6	Nursing Home	0.6	3.1	15.5	31
Comercial						
7	COM1	Retail Trade	0.3	1.4	7	14
8	COM2	Wholesale Trade	0.2	0.9	4.5	9.0
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0.5	2.3	11.5	23
10	COM4	Profesional/Técnico/ Serv. de negocios	0.5	2.4	12	24
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	0.8	4	20	40
12	COM6	Hospitales	0.8	4.2	21	42
13	COM7	Oficinas médicas/ Clínicas	0.6	3.1	15.5	31
14	COM8	Entrenimiento/ recreación	0.7	3.6	18	36
15	COM9	Teatros	0.5	2.6	13	26
16	COM10	Parqueaderos	0.1	0.4	2	4
Industrial						
17	IND1	Pesada	0.1	0.6	3	6
18	IND2	Liviana	0.1	0.6	3	6
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	0.1	0.6	3	6
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0.1	0.6	3	6
21	IND5	Alta Tecnología	0.1	0.6	3	6
22	IND6	Construcción	0.1	0.6	3	6
Agrícola						
23	AGRI	Agricultura	*	0.1	0.5	1
Religiosa						
24	RELI	Iglesia	0.6	2.8	14	28
Gubernamental						
25	GOV1	Servicios Generales	0.4	2.2	11	22
26	GOV2		0.8	3.8	19	38
Educativa						
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0.7	3.6	18	36
28	EDU2	Colegios/Universid.	1.2	6	30	60

**Tabla 3.11** Correlación MEANS/NIBS y Porcentaje de Costos

Clase #	Nivel	ID.Means #	Cimentac. Subestruc. %	Estructura %	Estructura Dol/pie <sup>2</sup>	Means Dol/pie <sup>2</sup>	Total Dol/pie <sup>2</sup>
1	RES1	Av1	12	23	15	52	66
2	RES2	NA	0	25	11	NA	45
3	RES3	010	5	13	11	62	84
4	RES4	350	3	13	11	65	88

5	RES5	130	4	18	15	62	84
6	RES6	450	6	14	11	57	77
7	COM1	610	11	22	15	43	58
8	COM2	690	26	24	11	34	46
9	COM3	290	14	13	11	58	79
10	COM4	470	2	18	14	55	75
11	COM5	050	11	12	16	96	130
12	COM6	310	3	14	17	93	125
13	COM7	410	5	14	13	69	96
14	COM8	530	10	9	10	83	113
15	COM9	440	12	11	9	62	84
16	COM10	270	13	66	14	19	26
17	IND1	200	14	13	8	44	59
18	IND2	200	14	13	8	44	59
19	IND3	200	14	13	8	44	59
20	IND4	200	14	13	8	44	59
21	IND5	200	14	13	8	44	59
22	IND6	200	14	13	8	44	59
23	AGR	690 <sup>2</sup>	36	26	6	16	22
24	REL	090	12	18	17	71	97
25	GOV1	670	12	16	12	57	76
26	GOV2	490	5	11	17	83	112
27	ED1	570	5	18	14	58	78
28	ED2	150	13	11	11	73	99

**Tabla 3.12** Costos No Estructurales, Relación de Costos Drift/Aceleración

Clase #	Total Dol/pie <sup>2</sup>	No Estruct. %	Total NE Dol/pie <sup>2</sup>	NE(Drift) %	NE(Drift) Dol/pie <sup>2</sup>	NE(Acel) %	NE(Acel) Dol/pie <sup>2</sup>
1	66	75	49	65	32	35	17
2	44	75	34	50	17	50	17
3	84	82	69	50	34	50	35
4	88	84	70	50	35	50	35
5	84	78	65	50	32	50	33

6	77	80	62	50	31	50	31
7	36	62	36	40	14	60	22
8	46	50	23	40	9	60	14
9	79	23	57	40	23	60	34
10	78	80	59	40	24	60	35
11	130	22	100	40	40	60	60
12	125	83	104	40	42	60	62
13	96	81	77	40	31	60	46
14	113	81	91	40	36	60	55
15	84	77	65	40	26	60	39
16	26	42	9	40	4	60	5
17	59	73	43	15	6	85	37
18	59	73	43	15	6	85	37
19	59	73	43	15	6	85	37
20	59	73	43	15	6	85	37
21	59	73	43	15	6	85	37
22	59	73	43	15	6	85	37
23	22	38	8	15	1	85	6
24	97	70	69	40	28	60	41
25	76	72	55	40	22	60	33
26	112	84	94	40	38	60	56
27	78	77	60	60	36	40	24
28	99	76	99	60	60	40	29

Note que los costos en la tabla 3.7a y la última columna de las tablas 3.9 y 3.10 corresponde a los costos de reemplazo, dado que el estado de daño completo implica que la estructura debe ser reemplazada. El valor de reemplazo de la estructura es la suma de componentes estructurales y no estructurales por lo tanto para determinar el costo de reemplazo total por pie cuadrado para una ocupación particular se debe sumar los valores desde las tablas 3.7a, 3.9 y 3.10 como sigue:

$$RC_i = CI * [RCA_{5,i} + RCD_{5,i} + RCS_{5,i}] \quad (3.4)$$

$$RCS_{5,i} = \sum_{j=1}^{36} RCMBT_{5,i,j} * FA_{i,j} / FA_i$$

Donde:

$RC_i$  Costos de reemplazo (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación  $i$ .

$CI$  Multiplicador del índice de costo regional.

$RCA_{5,i}$  Reparación de componentes no estructurales sensitivos a la aceleración (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño 5.

$RCD_{5,i}$  Reparación de componentes no estructurales sensitivos al drift (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño 5.

$RCS_{5,i}$  Costos de reparación estructural (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño 5.

$RCMBT_{5,i,j}$  Costo de reemplazo estructural para el modelo tipo de edificio  $j$  y ocupación  $i$  en el estado de daño 5.

$FA_{i,j}$  Area de piso por modelo de edificio  $j$  en el grupo de ocupacion  $i$  (en pies cuadrados).

$FA_i$  Area de piso por grupo de ocupación  $i$  (en pies cuadrados).

**3.1.4 Pérdidas generadas al Contenido de Edificios.**- El contenido de los edificios se define como: muebles, computadores y equipamiento que no es parte integral de la estructura. El contenido no incluye a los componentes no estructurales, tales como: instalaciones de luz, cielos rasos, equipamiento mecánico y eléctrico y otras instalaciones. Se asume que la mayor parte del daño al contenido (volcamiento de gabinetes, repisas, equipos etc), es una función de las aceleraciones del edificio. Por lo tanto el daño no estructural sensitivo a la aceleración es considerado como un buen indicador del daño al contenido. Esto significa que, si no hay daño no estructural sensitivo a la aceleración, es muy improbable que exista también daño a los contenidos de los edificios. Estos costos se calculan como sigue:

$$CCD_i = CI * CV_i * \sum_{ds=2}^5 CD_{ds,i} * RC_{ds,i} \quad (3.5)$$

$$RC_{ds,i} = \sum_{j=1}^{36} PMBTNSA_{ds,j} * FA_{i,j} * (RCA_{5,i} + RCD_{5,i} + RCMBT_{5,i,j}) \quad (3.6)$$

donde:

$CCD_i$  Costo por daño a los contenidos por tipo de ocupación  $i$

$CI$  Multiplicador del índice de costo regional.

$CV_i$  Valor de los contenidos por tipo de ocupación  $i$  (expresado como porcentaje del valor de reemplazo). Tabla 3.13

$CD_{ds,i}$  Porcentaje de daño al contenido por tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño  $ds$ . Tabla 3.14.

$RC_{ds,i}$  Costo de reemplazo (dólares) por tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño  $ds$ .

$PMBTNSA_{ds,j}$  Probabilidad de que el edificio modelo tipo  $j$  este en un estado de daño no estructural sensitivo a la aceleración  $ds$ .

$FA_{i,j}$  Area de piso para el modelo de edificio tipo  $j$  en el grupo de ocupación  $i$  (en pies cuadrados).

$RCA_{5,i}$  Reparación no estructural sensitivo a la aceleración (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño 5, Tabla 3.9

$RCD_{5,i}$  Reparación no estructural sensitivo al drift (por pie cuadrado) para el tipo de ocupación  $i$  en el estado de daño 5, Tabla 3.10



RCMBT<sub>5,i,j</sub> Costo de reparación estructural (por pie cuadrado) para el modelo de edificio tipo *j* para el tipo de ocupación 5 en el estado de daño 5, Tabla 3.7 a.

La tabla 3.13 muestra valores de contenido estándar, para cada tipo de ocupación, como un porcentaje del costo de reemplazo de la instalación. Esta tabla esta basada en valores encontradas en la tabla 4.11 de la ATC-13 [ATC, 1985]. Los porcentajes de daño al contenido de edificio (tabla 3.14) asume que, en el estado de daño completo, el 15 % del contenido puede ser recuperado. En la actualidad, el porcentaje de daño al contenido (tabla 3.14) es el mismo valor para todos los tipos de ocupación.

**Tabla 3.13** Valor del contenido del edificio como porcentaje del valor de reemplazo del mismo (de la tabla 4.11 del ATC 13,1985)

No	Nivel	Clase de Ocupación	Valor del Contenido (%)
		Residencial	
1	RES1	Unifamiliar	50
2	RES2	Casa Móvil	50
3	RES3	Multifamiliar	50

4	RES4	Hoteles	50
5	RES5	Dormitorio Institucional	50
6	RES6	Nursing Home	50
Comercial			
7	COM1	Retail Trade	100
8	COM2	Wholesale Trade	100
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	100
10	COM4	Sev. Profesionales y Técnicos	100
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	100
12	COM6	Hospitales	150
13	COM7	Ofic.Médicas/Clínicas	150
14	COM8	Entretenimiento/recreación	100
15	COM9	Teatros	100
16	COM10	Parqueaderos	50
Industrial			
17	IND1	Pesada	150
18	IND2	Liviana	150
19	IND3	Comida/Medicinas/P.Químicos	150
20	IND4	Metales/ Procesos con minerales	150
21	IND5	Alta Tecnología	150
22	IND6	Construcción	100
Agrícola			
23	AGR	Agricultura	100
Religiosa			
24	REL	Iglesia	100
Gubernamental			
25	GOV1	Servicios Generales	100
26	GOV2	Respuesta Emergente	150
Educativa			
27	ED1	Escuelas	100
28	ED2	Colegios/Universidades	150

**Tabla 3.14** Porcentaje de daño en contenidos.

No.	Nivel	Clase de Ocupación	Estado de Daño de Elementos no Estructurales Sensitivos a la aceleración			
			Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial						
1	RES1	Unifamiliar	1	5	25	50
2	RES2	Casa Móvil	1	5	25	50
3	RES3	Multifamiliar	1	5	25	50
4	RES4	Hoteles	1	5	25	50
5	RES5	Dormitorio Institucional	1	5	25	50

6	RES6	Nursing Home	1	5	25	50
Comercial						
7	COM1	Retail Trade	1	5	25	50
8	COM2	Wholesale Trade	1	5	25	50
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	1	5	25	50
10	COM4	Profesional/Técnico/ Serv. de negocios	1	5	25	50
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	1	5	25	50
12	COM6	Hospitales	1	5	25	50
13	COM7	Oficinas médicas/ Clínicas	1	5	25	50
14	COM8	Entrenimiento/ recreación	1	5	25	50
15	COM9	Teatros	1	5	25	50
16	COM10	Parqueaderos	1	5	25	50
Industrial						
17	IND1	Pesada	1	5	25	50
18	IND2	Liviana	1	5	25	50
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	1	5	25	50
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	1	5	25	50
21	IND5	Alta Tecnología	1	5	25	50
22	IND6	Construcción	1	5	25	50
Agrícola						
23	AGRI	Agricultura	1	5	25	50
Religiosa						
24	RELI	Iglesia	1	5	25	50
Gubernamental						
25	GOV1	Servicios Generales	1	5	25	50
26	GOV2		1	5	25	50
Educativa						
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	1	5	25	50
28	EDU2	Colegios/Universid.	1	5	25	50

**3.1.5 Pérdida debida al tiempo de reparación del edificio.-** Las descripciones del estado de daño, proveen una base para establecer una pérdida en función del tiempo en que deja de prestar servicio el negocio, vivienda o entidad que funcionaba en el edificio averiado debido a un sismo y el tiempo de reparación del mismo.

Se debe hacer una distinción entre la pérdida, debida al no funcionamiento y el tiempo de reparación. Aquí la pérdida de función, es el tiempo que una facilidad no es capaz de producir o generar servicios y/o negocios. En general ésta será más corta que el tiempo de reparación porque el negocio rentará espacios alternativos, mientras que se completa la reparación y reconstrucción.

El tiempo para reparar puede ser dividido en dos partes: la construcción y el tiempo para limpieza, y el tiempo para obtener el financiamiento, los permisos y completar el diseño. Para los estados de daño bajos el tiempo de construcción va a ser cercano al tiempo de reparación real. A niveles de daño mayor, se debe realizar un número de tareas adicionales, que por lo

general incrementarán considerablemente el tiempo de reparación real. Estas tareas, pueden variar considerablemente tanto en tipo y tiempo entre proyectos individuales.

Los tiempos de reparación y limpieza (de escombros) de edificios se presentan en la Tabla 3.15. Estos tiempos representan estimados del tiempo medio para limpieza y reparación o construcción. Estos estimados están extendidos en la Tabla 3.16 para tomar en cuenta retrasos en la toma de decisiones, financiamiento, inspección etc., y representa estimados del tiempo medio para que un edificio recobre su funcionalidad, es decir que vuelvan a instalarse allí los agentes productivos.

Los tiempos de reparación difieren para estados similares de daño, esto depende del tipo de ocupación del edificio: por lo tanto mientras más pequeños y simples sean los edificios, tomará menos tiempo reparar, que los más complejos o con servicios que requieran de una mayor y más complicada logística. Se puede notar también, que corporaciones grandes y bien financiadas, a veces pueden acelerar el tiempo de reparación, si se compara con los procedimientos de construcción normales

**Tabla 3.15** Tiempo de limpieza y reconstrucción de edificios (en días).

No	Tipo de Ocupación	Clase de Ocupación	Tiempo de Reconstrucción				
			Estado de Daño Estructural				
			Ninguno	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial							
1	RES1	Unifamiliar	0	2	30	90	180
2	RES2	Casa Móvil	0	2	10	30	60
3	RES3	Multifamiliar	0	5	30	120	240

4	RES4	Hoteles	0	5	30	120	240
5	RES5	Dormitorio Institucional	0	5	30	120	240
6	RES6	Nursing Home	0	5	30	120	240
Comercial							
7	COM1	Retail Trade	0	5	30	90	180
8	COM2	Wholesale Trade	0	5	30	90	180
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0	5	30	90	180
10	COM4	Profesional/Técnico/ Serv. de negocios	0	5	30	120	240
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	0	5	30	90	180
12	COM6	Hospitales	0	10	45	180	360
13	COM7	Oficinas médicas/ Clínicas	0	10	45	180	240
14	COM8	Entrenimiento/ recreación	0	5	30	90	180
15	COM9	Teatros	0	5	30	120	240
16	COM10	Parqueaderos	0	2	20	80	160
Industrial							
17	IND1	Pesada	0	10	30	120	240
18	IND2	Liviana	0	10	30	120	240
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	0	10	30	120	240
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0	10	30	120	240
21	IND5	Alta Tecnología	0	20	45	180	360
22	IND6	Construcción	0	5	20	80	160
Agrícola							
23	AGRI	Agricultura	0	2	10	30	60
Religiosa							
24	RELI	Iglesia	0	10	30	120	240
Gubernamental							
25	GOV1	Servicios Generales	0	10	30	120	240
26	GOV2		0	5	20	90	180
Educativa							
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0	10	30	120	240
28	EDU2	Colegios/Universid.	0	10	45	180	360

**Tabla 3.16** Tiempo de recuperación de edificios (en días).

			Tiempo de Recuperación				
			Estado de Daño Estructural				
			Ninguno	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
<b>Residencial</b>							
1	RES1	Unifamiliar	0	5	120	360	720
2	RES2	Casa Móvil	0	5	20	120	240
3	RES3	Multifamiliar	0	10	120	480	960
4	RES4	Hoteles	0	10	90	360	480
5	RES5	Dormitorio Institucional	0	10	90	360	480
6	RES6	Nursing Home	0	10	120	480	960
<b>Comercial</b>							
7	COM1	Retail Trade	0	10	90	270	360
8	COM2	Wholesale Trade	0	10	90	270	360
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0	10	90	270	360
10	COM4	Profesional/Técnico/ Serv. de negocios	0	20	90	360	480
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	0	20	90	180	360
12	COM6	Hospitales	0	20	135	540	720
13	COM7	Oficinas médicas/ Clínicas	0	20	135	270	540
14	COM8	Entrenimiento/ recreación	0	20	90	180	360
15	COM9	Teatros	0	20	90	180	360
16	COM10	Parqueaderos	0	5	60	180	360
<b>Industrial</b>							
17	IND1	Pesada	0	10	90	240	360
18	IND2	Liviana	0	10	90	240	360
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	0	10	90	240	360
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0	10	90	240	360
21	IND5	Alta Tecnología	0	20	135	360	540
22	IND6	Construcción	0	10	60	160	320
<b>Agrícola</b>							
23	AGRI	Agricultura	0	2	20	60	120
<b>Religiosa</b>							
24	RELI	Iglesia	0	5	120	480	960
<b>Gubernamental</b>							
25	GOV1	Servicios Generales	0	10	90	360	480
26	GOV2		0	10	60	270	360
<b>Educacional</b>							
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0	10	90	360	480
28	EDU2	Colegios/Universid.	0	10	120	480	960

**Tabla 3.17** Multiplicadores para el tiempo de interrupción de Servicios en edificios.

No	Tipo de Ocupación	Clase de Ocupación	Tiempo de Construcción.				
			Estado de Daño Estructural				
			Ninguno	Ligero	Moderado	Extenso	Completo
Residencial							
1	RES1	Unifamiliar	0	0	0.5	1	1
2	RES2	Casa Móvil	0	0	0.5	1	1
3	RES3	Multifamiliar	0	0	0.5	1	1
4	RES4	Hoteles	0	0	0.5	1	1
5	RES5	Dormitorio Institucional	0	0	0.5	1	1
6	RES6	Nursing Home	0	0	0.5	1	1
Comercial							
7	COM1	Retail Trade	0.5	0.1	0.1	0.3	0.4
8	COM2	Wholesale Trade	0.5	0.1	0.2	0.3	0.4
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	0.5	0.1	0.2	0.3	0.4
10	COM4	Profesional/Técnico/ Serv. de negocios	0.5	0.1	0.1	0.2	0.3
11	COM5	Bancos/Instituciones Financieras	0.5	0.1	0.05	0.03	0.03
12	COM6	Hospitales	0.5	0.1	0.5	0.5	0.5
13	COM7	Oficinas médicas/ Clínicas	0.5	0.1	0.5	0.5	0.5
14	COM8	Entrenamiento/ recreación	0.5	0.1	1	1	1
15	COM9	Teatros	0.5	0.1	1	1	1
16	COM10	Parqueaderos	0.5	0.1	1	1	1
Industrial							
17	IND1	Pesada	0.5	0.5	1	1	1
18	IND2	Liviana	0.5	0.1	0.2	0.3	0.4
19	IND3	Comida/Medicinas/ Química	0.5	0.2	0.2	0.3	0.4
20	IND4	Metales/Proceso de Minerales	0.5	0.2	0.2	0.3	0.4
21	IND5	Alta Tecnología	0.5	0.2	0.2	0.3	0.4
22	IND6	Construcción	0.5	0.1	0.2	0.3	0.4
Agrícola							
23	AGRI	Agricultura	0	0	0.05	0.1	0.2
Religiosa							
24	RELI	Iglesia	1	0.2	0.05	0.03	0.03
Gubernamental							
25	GOV1	Servicios Generales	0.5	0.1	0.02	0.03	0.03
26	GOV2		0.5	0.1	0.02	0.03	0.03
Educativa							
27	EDU1	Escuelas/Bibliotecas	0.5	0.1	0.02	0.05	0.05
28	EDU2	Colegios/Universid.	0.5	0.1	0.02	0.03	0.03

Sin embargo, el establecimiento de un tiempo de reparación más real no se traslada directamente dentro de la interrupción del negocio o del servicio. Para algunos negocios el tiempo de reparación de edificios es muy irrelevante porque estos negocios pueden rentar

espacios alternativos o usar capacidad de almacenamiento industrial/comercial en algún otro lugar. Estos factores son expresados en la tabla 3.17, la cual provee multiplicadores que son aplicados a los valores en la tabla 3.16, para obtener estimados de interrupción de negocios para propósitos económicos. Los factores en las tablas 3.15, 3.16 y 3.17 son obtenidos a partir de la tabla 9.11 del ATC-13.

Los tiempos que resultan de la aplicación de la tabla 3.17, por los mostrados en la tabla 3.16 representan los valores medios para la probabilidad de interrupción del negocio o servicio. Para ningún daño o ligero, la pérdida de tiempo se asume que es corta, con la limpieza hecha por el mismo grupo que trabaja dentro del edificio, el trabajo puede resumirse con apenas unas reparaciones. Para la mayoría de negocios comerciales e industriales que sufren daño moderado o extensivo el tiempo de interrupción del negocio se muestra como corto, bajo la presunción de que estos negocios encontrarán vías alternativas para continuar sus actividades.

Los valores en la tabla 3.17 también reflejan el hecho de que una proporción de los negocios van a sufrir interrupciones más largas o aún la quiebra completa. Para residencias, sitios de entretenimiento, teatros, estacionamientos, iglesias, se asume que el tiempo de interrupción es igual al de reparación.

Los modificadores de la tabla 3.17 son multiplicados por los tiempos de construcción de edificio extendidos como sigue:

$$LOF_{ds} = BCT_{ds} * MOD_{ds} \quad (3.7)$$

donde:

$LOF_{ds}$  Pérdida debida al no funcionamiento, para el estado de daño  $ds$

$BCT_{ds}$  Tiempo de construcción y limpieza para el estado de daño  $ds$  (Ver tabla 3.16)

$MOD_{ds}$  Tiempo de construcción modificado para el estado de daño  $ds$  (Ver tabla 3.17)

### 3.2 Modelo de Pérdidas de Bommer

Este modelo fue desarrollado por Julián Bommer y su equipo, para estimar las pérdidas producidas por los terremotos de Kocaeli y Düzce (Agosto y Noviembre de 1999), para el gobierno de Turquía.

**3.2.1 Modelo de Peligro Sísmico.-** El primer paso para la creación de un modelo de pérdidas, producidas por un sismo, para Turquía, fue producir un modelo de peligro sísmico basado en los datos desarrollados por el Departamento de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Bogazici, un problema que necesito ser resuelto en esta etapa fue el tipo de análisis a ser adoptado, para combinar el peligro sísmico con el tipo de edificios expuestos al mismo. Una forma es simplemente integrar el peligro como se expresa en mapas derivados de Análisis de Peligro Sísmico Probabilística (PSHA) sobre un rango de diferentes probabilidades de excedencia, con los datos de vulnerabilidad de edificios expresados en términos, de los parámetros elegidos de movimientos de suelo. Este análisis a menudo usado para estimar las pérdidas anuales en cualquier área geográfica, y de allí obtener un estimado de la distribución de pérdidas anuales sobre una base nacional.

Para propósitos de seguros, esta distribución de pérdidas anuales puede ser usada para establecer primas anuales de seguro. Un cálculo de esta naturaleza para los Estados Unidos, esta dado por FEMA 366 (FEMA, 2000). Sin embargo para el diseño de cualquier esquema de seguros, la forma de la curva de probabilidad de excedencia de pérdidas para la exposición completa es de igual importancia y desarrollarla sobre la base del PSHA involucraría un número de presunciones cuestionables. Como un método alternativo está modelar sismos individuales y sus efectos sobre los edificios, y subsecuentemente realizar un análisis estadístico de los datos de daño. Esta forma directa a pesar de que computacionalmente más demandante, para desarrollar las curvas de excedencia de pérdidas requiere la



generación de un gran número de escenarios sísmicos separados, cada uno con una probabilidad de ocurrencia calculada, suficiente en número para satisfacer el rango de localidades, magnitudes y niveles de pérdidas que podrían ocurrir.

Las ventajas del Análisis por Escenario, que fue adoptado para este proyecto son:

- Posibilita la combinación de pérdidas, debidas a movimiento del suelo, con pérdidas debidas a peligros colaterales (donde cada uno son mutuamente excluyentes).
- Posibilita que algunos aspectos del sismo (tales como, magnitud, duración y una forma espectral de respuesta realista) sean incorporados dentro de la estimación de pérdida de cada localidad lo cual no puede ser obtenido del PSHA (Bommer et. 2000).
- Puede ser usado para desarrollar pérdidas, en un solo escenario en una única ciudad ó en algunas ciudades, tan fácilmente como las pérdidas nacionales, y por lo tanto es más versátil que el PSHA.

**3.2.2 Sistema de Clasificación de Edificios.-** Sobre la base de datos conocidos, de rendimientos de edificaciones ante terremotos, es posible distinguir un gran número de tipos de edificios, los cuales pueden ser clasificados de acuerdo a sus sistemas constitutivos básicos (madera, mampostería, pórticos de hormigón armado, hormigón presforzado, pórticos de acero, etc.). Subclases por altura son necesarias por lo menos para los edificios hechos de materiales modernos como hormigón y acero; una subdivisión adicional por edad y por el tipo de código utilizado fue necesaria para tomar en cuenta diferencias entre las reglas de diseño usadas (para las construcciones relativamente más recientes); y una distinción adicional por la calidad de la construcción es también deseable. La lista de tipos de edificios rápidamente se vuelve extensa. Por otro lado, los edificios inventariados podrían no estar lo suficientemente detallados como para permitir que se puedan hacer estas distinciones. Un inventario basado en investigaciones de campo podría permitir muchas de estas distinciones, por lo menos para ejemplos representativos; pero el tiempo y el costo requeridos son largos. La alternativa es usar inventarios de edificios de investigaciones oficiales; pero esto es improbable que de mayores detalles sobre el tipo de construcción, por lo que inferencias basadas en otras fuentes podrían ser necesarias.

Para distinguir clases de construcción por vulnerabilidad, se determinó una lista de 14 clases, basada en las diferencias esperadas en su respuesta sísmica. Las clases de edificios de hormigón armado con "diseño sísmico pobre" se asumieron que incluían edificios con cualquiera de las siguientes características: piso blando, evidencia de pobre calidad constructiva, o construidos antes de 1975; cualquier edificio sin estas características se asumió como que tiene un buen diseño sísmico.

**3.2.3 Desarrollo de un modelo de vulnerabilidad para los edificios de Turquía.-** La aproximación adoptada para estimar pérdidas físicas en edificios, en su forma general, fue propuesta por Kircher et. (1997) e incorporada a la metodología de Hazus99 (FEMA, 1999). Este método es considerado para representar el estado del arte en la estimación de pérdidas debidas a terremotos.

Para cualquier escenario de terremoto, el modelo del proceso de estimación de pérdidas contempla los siguientes pasos:

1. Para cada geo-código se define:

- Tipo y condiciones de suelo
- Potencial licuefacción
- Número de domicilios individuales
- Distribución de domicilios entre las clases de edificios

2. Las relaciones de atenuación a usar, para definir los parámetros clave del movimiento del suelo, para condiciones de suelo estándar. (de acuerdo con NEHRP Clase B, los cuales corresponden a roca).
3. Uso de esos parámetros para construir un grupo de espectros elásticos de demanda para el sitio, que correspondan a varios niveles de amortiguamiento.
4. Para cada clase de edificio se define:
  - Una curva de capacidad media (curva de fuerzas de inercia contra desplazamientos esperados)
  - Curvas de fragilidad para un número de diferentes estados de daño. Cada curva de fragilidad expresa la distribución de desplazamiento entre un grupo de edificios de la misma clase que tienen el mismo estado de daño.
  - Valores del factor de reducción como una función de la duración del sismo que refleje la reducción de energía histerética absorbida por una estructura la cual se degrada en esfuerzo y rigidez durante un terremoto.

5. Para cada clase de edificio, se debe dar un desplazamiento y nivel de amortiguamiento, dependiendo del nivel de plasticidad y el factor de reducción relacionado con la duración.

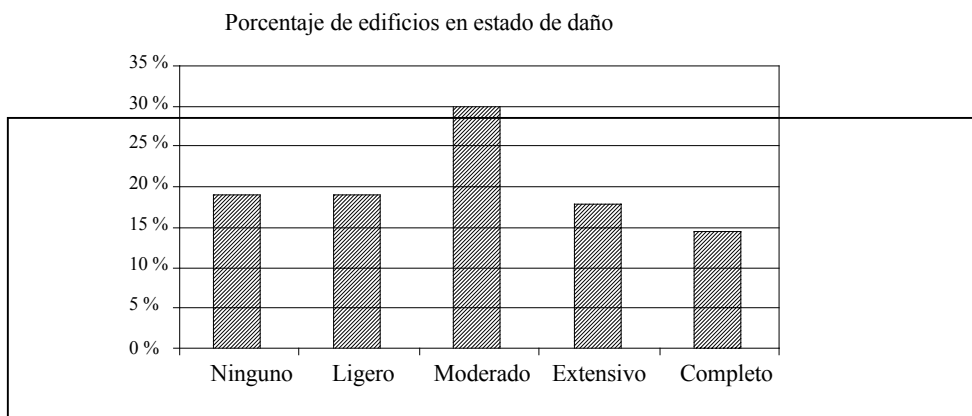
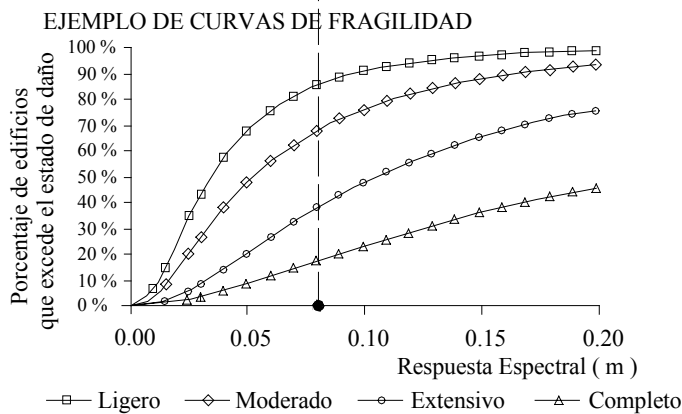
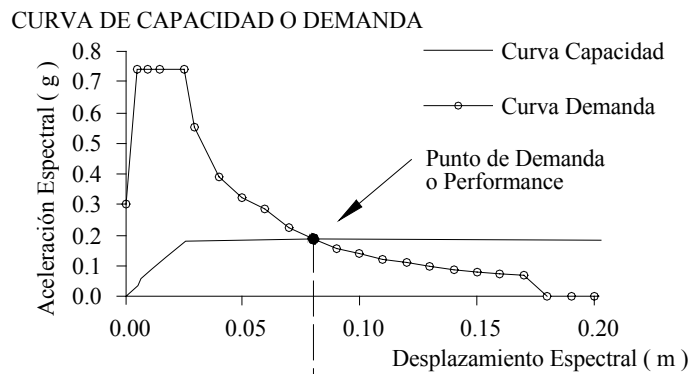
6. Se debe elegir un nivel de amortiguamiento apropiado para una curva de capacidad.

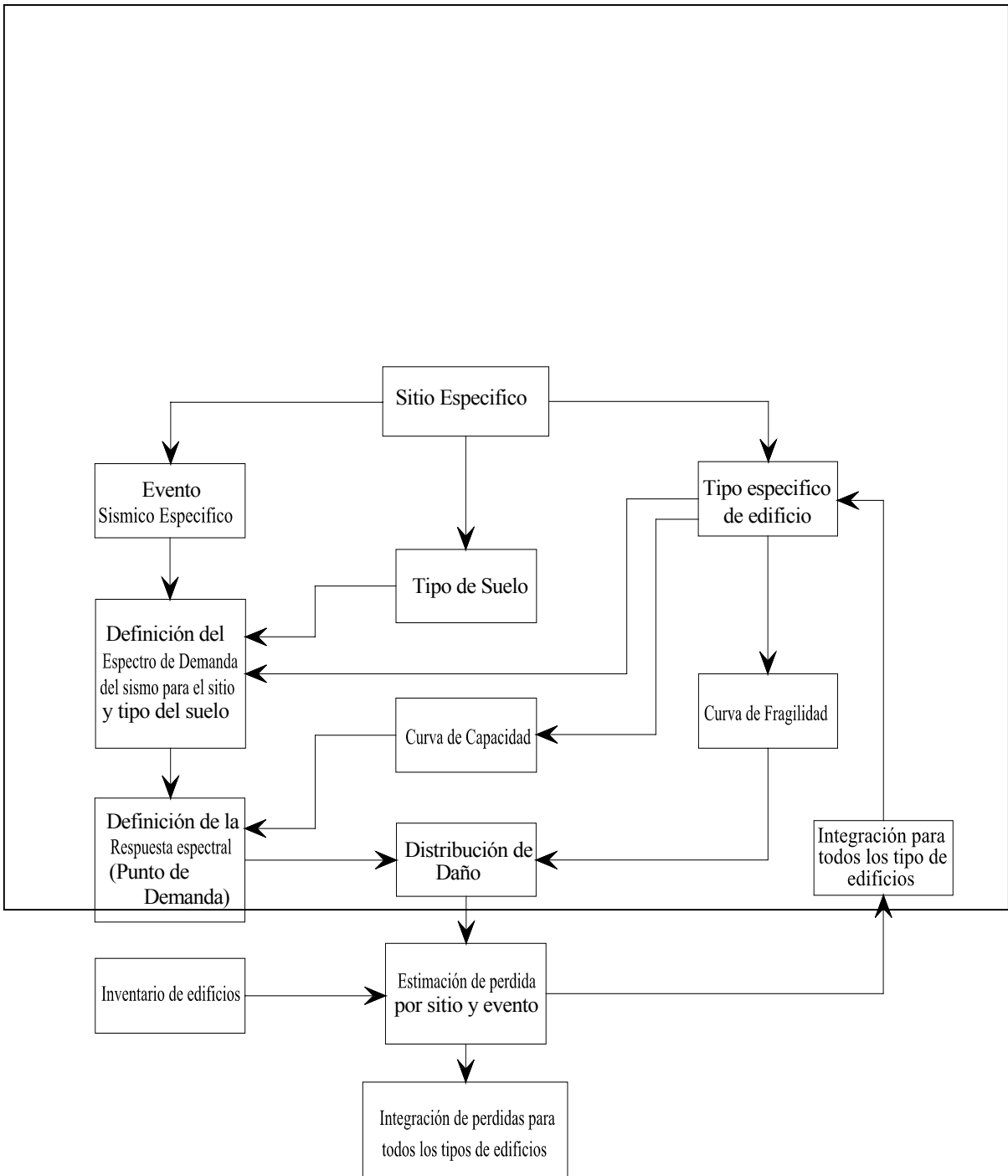
7. Se debe elegir un nivel de fragilidad apropiado para el estado de daño esperado.

8. Se debe elegir un nivel de fragilidad apropiado para el estado de daño esperado.

9. Se debe elegir un nivel de fragilidad apropiado para el estado de daño esperado.

10. Se debe elegir un nivel de fragilidad apropiado para el estado de daño esperado.





**3.2.4 Definición de parámetros de Vulnerabilidad.-** Los datos de daño existentes solamente estaban relacionados con la Intensidad, para relacionarlos con la Aceleración Pico de Suelo (PGA), como medida de la severidad del sismo, y de esta manera tener un valor referencial que pueda ser obtenido del espectro del sismo y relacionarlo con el daño, el Bommer propone la siguiente fórmula:

$$\text{Log (PGA)} = 0.146 * \text{Iems} + 1.258 \pm 0.164 * \xi \quad (3.8)$$

$\xi$  = Variable Normal Estándar  
 Iems = Intensidad del Sismo  
 PGA = Aceleración del suelo.

**3.2.5 Modelo para estimar las pérdidas económicas debidas al daño provocado por un sismo dado.-** Se propone la siguiente fórmula:

$$L = \sum V_i/N_i * N_i * P_i * d_{ri} \quad (3.9)$$

Donde:

L = Valor monetario de la pérdida para cualquier Geo Código  
 Vi = Costo total de la Reconstrucción de los edificios clase i (Este valor es obtenido de construcciones recientes de las principales ciudades de Turquía).  
 Pi = Es la proporción de Edificios clase i afectados (Pi es calculado por los modeladores de pérdida de cada código Geológico y de sismos en cada país).  
 dri = Relación media de daño.

**Tabla 3.7** Costos No Estructurales, Relación de Costos Drift/Aceleración

Estado de Daño	Relación de Daño (dri)
Cero a ligero	0%
Ligero a Moderado	2%
Moderado a Extenso	10%
Extenso a Completo	50%
Completo	100%

**Ejemplo:** Para un edificio de Hormigón Armado en la Ciudad de Quito.  
 Costo total de la reconstrucción estimado para daño Completo (Vi) = 100000 dólares.  
 Estimación de daño de moderado a extenso (dri = 10%)

$$L = 100000 \text{ dólares} / 1 * (1 * 1) * (0.1)$$

L = 10000 dólares.

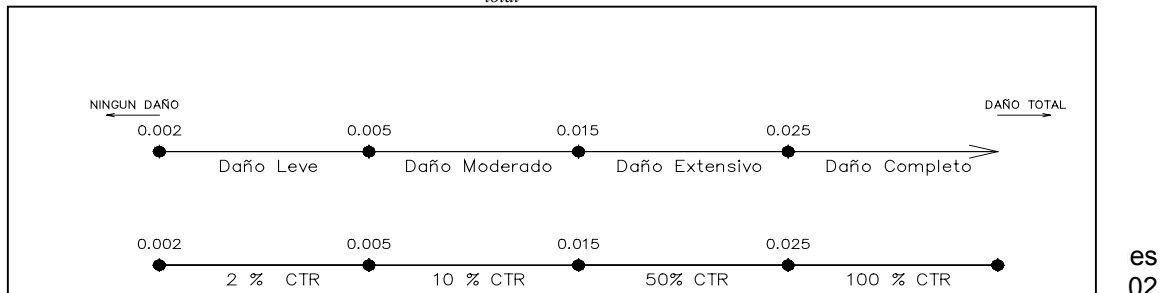
**3.3 Nuevo Modelo de Pérdidas**

**3.3.1 Índice de desempeño.-** Se pretende definir un Índice de Desempeño de la estructura ante un determinado evento sísmico y considerando un nivel de desempeño que se espera de la edificación de acuerdo al uso de la misma. El índice de desempeño  $I_{DE}$  que se propone está normalizado entre 0 y 1, el primer valor significa que el diseño estructural es muy satisfactorio y el último que el diseño no cumple con el diseño esperado de la edificación.

$$I_{DE} = \frac{DRIFT_{total} - DRIFT_{elástico}}{DRIFT_{max} - DRIFT_{elástico}} \quad (3.10)$$

donde  $DRIFT_{elástico}$  es la distorsión global elástica de la estructura;  $DRIFT_{total}$  es la demanda de distorsión de la estructura;  $DRIFT_{max}$  es la distorsión global que se considera aceptable para un determinado nivel de desempeño. Se define la distorsión global como la relación entre el desplazamiento lateral máximo para la altura total del edificio. Las distorsiones máximas permisibles son las recomendadas por VISIÓN 2000, que son 0.2% para el sismo frecuente; 0.5 % ante el sismo ocasional; 1.5% para el sismo raro y 2.5 % para el sismo muy raro. Estas son las distorsiones máximas recomendadas para viviendas. Para una distorsión menor al 0.2% no se espera ningún daño en la edificación, para el segundo valor 0.5% se espera un daño leve, para el tercer valor el daño que se espera es extensivo y para el cuarto valor completo. Estos niveles de daño se indican en la parte superior de la figura 3.4.

**3.3.2 Modelo para estimar las pérdidas económicas.-** El modelo de pérdidas con el cual se obtiene el costo de reparación de una edificación ante un sismo determinado se determina en forma global, sin diferenciar lo que corresponde a daño estructural y daño en elementos no estructurales. En la figura 3.4 se presenta el esquema general de cálculo de la reparación de una edificación en función del  $DRIFT_{total}$ .



no hay daño en la estructura en consecuencia el costo de reparación es nulo. El caso contrario se tiene cuando la distorsión es mayor a 0.025 el costo de reparación es igual al 100% ya que la edificación si no ha colapsado tiene tal grado de daño que se debe derrocar y reconstruir nuevamente.

En la figura 3.4 se denomina CTR al costo total de reparación por metro cuadrado que estrictamente es mayor que el costo total de construcción. En la parte inferior de la segunda línea de la figura 3.4 se indica el costo por metro cuadrado de reparación, así por ejemplo para el *daño leve* el costo de reparación es el 2% del CTR. Para el *daño moderado* el costo de reparación es del 10% del CTR. Para el *daño extensivo* el 50% del CTR y para el *daño completo* el 100% del CTR.

El modelo de evaluación de pérdidas que se propone considera que el daño es completo hasta un determinado nivel de daño. Por ejemplo si el  $DRIFT_{total}$  se encuentra comprendido entre 0.015 y 0.025; el costo de reparación será igual a la suma de reparar toda la edificación con daño leve más el costo de reparación de toda la construcción por daño moderado más el porcentaje del área que tiene daño extenso, porcentaje que se calcula considerando una variación lineal entre 0.015 y 0.025.

$$CT = \sum COEF * CTR * \left( \frac{DRIFT_{total} - DRIFT_{max-inf}}{DRIFT_{max-sup} - DRIFT_{max-inf}} \right) * A_T \quad (3.11)$$

donde **COEF** es el coeficiente del CTR que está indicado en la figura 3.4 y puede ser 0.02 para daño ligero; 0.10 para daño moderado; 0.50 para daño extensivo y 1.0 para daño completo. **CTR** es el costo total de reparación.  $DRIFT_{max-sup}$  es la distorsión global correspondiente al valor superior del intervalo en el cual se encuentra  $DRIFT_{total}$ . El valor de  $DRIFT_{max-inf}$  es similar al  $DRIFT_{max-sup}$  pero con el valor inferior del intervalo.  $DRIFT_{total}$  es la distorsión total de la estructura. La sumatoria es para indicar que el costo es acumulativo. Por último  $A_T$  es el área total de la construcción.

## CAPITULO IV

### Aplicaciones: Análisis de Edificios con Factor de Reducción de Carga Sísmica ( $R_w$ ), de 8, 10 y 12.

El concepto de daño estructural se viene utilizando en Ingeniería Sísmica para evaluar el nivel de deterioro de una estructura sometida a un sismo determinado, las normativas vigentes en la mayoría de los códigos apuntan a que las estructuras tengan un buen comportamiento inelástico ante un *sismo raro*, para este evento se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse, es decir el objetivo principal es salvar vidas, lo cual se ha venido cumpliendo, en estructuras bien diseñadas, pero cuando se han registrado sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las esperadas en el sismo severo, se ha visto que el daño no estructural es demasiado grande en términos de pérdidas económicas, tanto en costos de reparación como en el tiempo que transcurre antes de habilitar la edificación, esto conlleva a que en muchos casos se afecte la producción en las fábricas o en el trabajo, ya que a más de los destrozos que causa el sismo las personas se ven obligadas a dejar su lugar de trabajo hasta que éste sea reparado, lo que significa tener que dejar de percibir sus honorarios, que a su vez provoca depresiones en las economías locales, Hamburguer (2003). Realmente cada sismo se convierte en un problema para los afectados directamente e indirectamente y para el Estado.

Al observar el periodo de retorno del *sismo frecuente* se aprecia que la probabilidad de que se vaya a registrar durante la vida útil de la edificación, que por lo regular es de 50 años, es muy alta. Por lo que la nueva filosofía de diseño (VISIÓN 2000) es que se considere el *sismo frecuente*, el *sismo ocasional*, el *sismo raro* y el *sismo muy raro*, en el diseño y no únicamente el *sismo raro*, como se lo tiene actualmente en la mayor parte de normativas sísmicas.

Las normativas sísmicas han ido cambiando, con cada gran desastre provocado por un movimiento telúrico, el sismo de 1971, que afectó a la localidad de Sylmar en California, probó a los edificios diseñados de acuerdo al Código y que según la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC,1968) debían ser capaces de satisfacer un conjunto amplio de objetivos de rendimiento, los que incluían una habilidad para resistir sismos de poca magnitud sin daños significativos en los elementos no estructurales. Lo cierto es que muchos de estos edificios sufrieron daño parcial y total, incluyendo el Olive View Hospital, que fuera recientemente inaugurado. Además el daño directo a lo que contiene un edificio es de menor consecuencia que la amenaza que representa a la seguridad de los ocupantes el volteo del mismo como la caída de muebles o el desprendimiento de sistemas que están mal anclados. A manera de ilustración se debe tener en cuenta que más de uno en cada cien muertes, fue producto de volteo de muebles y equipo Otani (1997), en el sismo de Kobe de 1995.

Esto condujo a un objetivo adicional de diseño, basado en que los edificios sean capaces de resistir movimientos sísmicos de diseño, con muy poco daño de tal manera que puedan ser rápidamente puestos en uso después del sismo, claro está que todo depende del uso del edificio pero lo importante es que ante sismos menores se comporten sin daño y se encuentren en operación inmediatamente.

Desgraciadamente en la época en que este objetivo de rendimiento fue adoptado, los conceptos de análisis estructural no lineal y aún análisis dinámico, no estaban desarrollados hasta un punto que pudieran haber permitido su aplicación práctica sobre una base rutinaria. Por lo que para mejorar el rendimiento de las estructuras se mantuvo el análisis elástico y se incrementó el cortante basal en un 50%. Estas experiencias, más lo aprendido del sismo de Loma Prieta en 1989, motivó a que en 1992, la Asociación de Ingenieros estructurales de California SEAOC, establezca el COMITÉ VISIÓN 2000, con la misión de “mirar al futuro y desarrollar un marco de referencia para procedimientos que condujesen a estructuras de desempeño sísmico predecible”. Todos estos preceptos con pocas modificaciones han servido de base para el New Building Code 2000, dando más énfasis al análisis usando métodos dinámicos.

FEMA-273 y ATC-40 definen tres niveles de...*Performance Sísmica*... denominados: *Inmediatamente Ocupación* (poco daño), *Prevención de Colapso*, (cerca del colapso de la estructura) y el nivel de *Seguridad de Vida*, definido como la condición de daño severo. La base de diseño bajo estos preceptos, consiste en adoptar cuatro sismos específicos (frecuente, ocasional, raro o muy raro), luego seleccionar el nivel de Performance que se ajuste a las necesidades de locación y ocupación del edificio. Así mismo FEMA-273 y ATC-40 previenen una aproximación a la evaluación de Performance basado en el análisis de Pushover, es decir tomando como base la Curva de Capacidad resistente de la estructura y observando en qué nivel de demanda de desplazamiento se encuentra, si es en el rango elástico, la estructura no sufrirá daño, mientras que si la demanda es mayor, el daño también lo será, en igual o mayor medida. Esta metodología basa la Performance sobre una demanda de deformación lateral global.

La evaluación del daño mediante los parámetros que definen la respuesta de la estructura, constituye una aproximación bastante racional, ya que considera factores como: la carga-deformación y la capacidad de disipación, esta metodología predice un estado de daño estructural y no estructural, en términos de uno de los cuatro rangos de daño...*Estado de daño*... denominados por HAZUS 99 como: *Ligero, Moderado, Extensivo y Completo*. Las predicciones de daño resultan del método de estimación de daño físico en términos de la probabilidad de que un edificio empiece a dañarse en uno de los cuatro estados de daño (HAZUS, 2000). Se ha observado que el nivel de daño o degradación que una estructura exhibe después de una excitación sísmica, depende de los valores, que durante la misma adquieren el desplazamiento máximo (elementos no estructurales), la deformación máxima plástica y acumulada (elementos estructurales) y la velocidad y aceleración máximas (contenido, equipo, instalaciones, algunos dispositivos disipadores de energía). En particular, mientras estos parámetros de respuesta se incrementan, mayor es el nivel de daño.

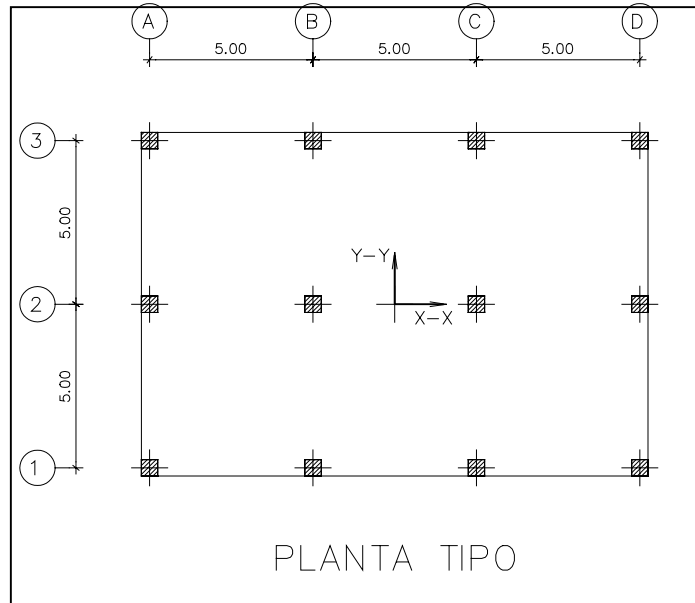
Quizá uno de los aspectos más interesantes del uso de esta filosofía radica en la posibilidad de establecer una relación directa entre el costo total de una estructura (que incluye costo directo de la construcción más los costos directos e indirectos derivados del daño que pueda sufrir durante las excitaciones sísmicas a las que se vea sujeta durante su vida útil), y su desempeño sísmico esperado. Imaginar la posibilidad que esto ofrece a la Ingeniería, en cuanto a explicarle a su cliente y a la sociedad en general que invertir un poco más de recursos durante el diseño y la construcción de la estructura, permite por lo general disminuir el costo total de una estructura. Terán (2002).

Por todo lo antes expuesto, lograr establecer parámetros de cálculo mediante los cuales se pueda diseñar Estructuras de Desempeño Sísmico predecible, se hace imperioso, más aún en nuestro país, que debido a su ubicación geográfica, presenta alto riesgo sísmico, presentándose movimientos telúricos continuos y en mayor número de baja magnitud.

Analizar en términos económicos la conveniencia de diseñar una estructura dúctil que se va a comportar de acuerdo a la filosofía de diseño de las normativas sísmicas actuales, ante el sismo cuyo período de retorno es de 475 años, denominado sismo raro. Pero ante sismos de menor magnitud, el daño que se va a producir en los elementos no estructurales es grande, el costo de reparación es alto y el costo indirecto que se produce debido a la paralización de las actividades por la reparación es considerable.

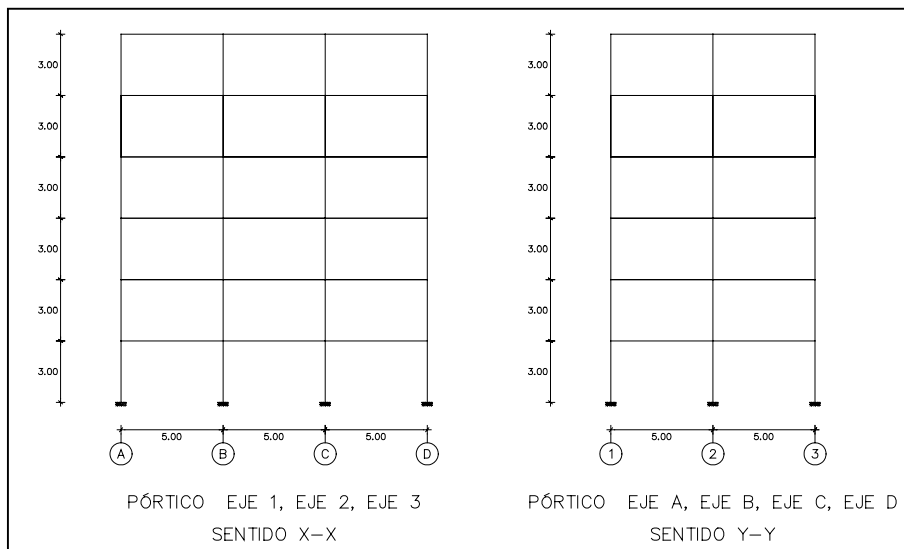
Para lograr este objetivo, la estructura de seis pisos cuya distribución en planta se indica en la figura 4.1, se diseña siguiendo la normativa sísmica del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, se considera que se encuentra ubicada en la zona de mayor peligrosidad sísmica del Ecuador y que será utilizada como vivienda. El diseño se lo ha realizado para los siguientes valores de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_w$ : 8, 10 y 12





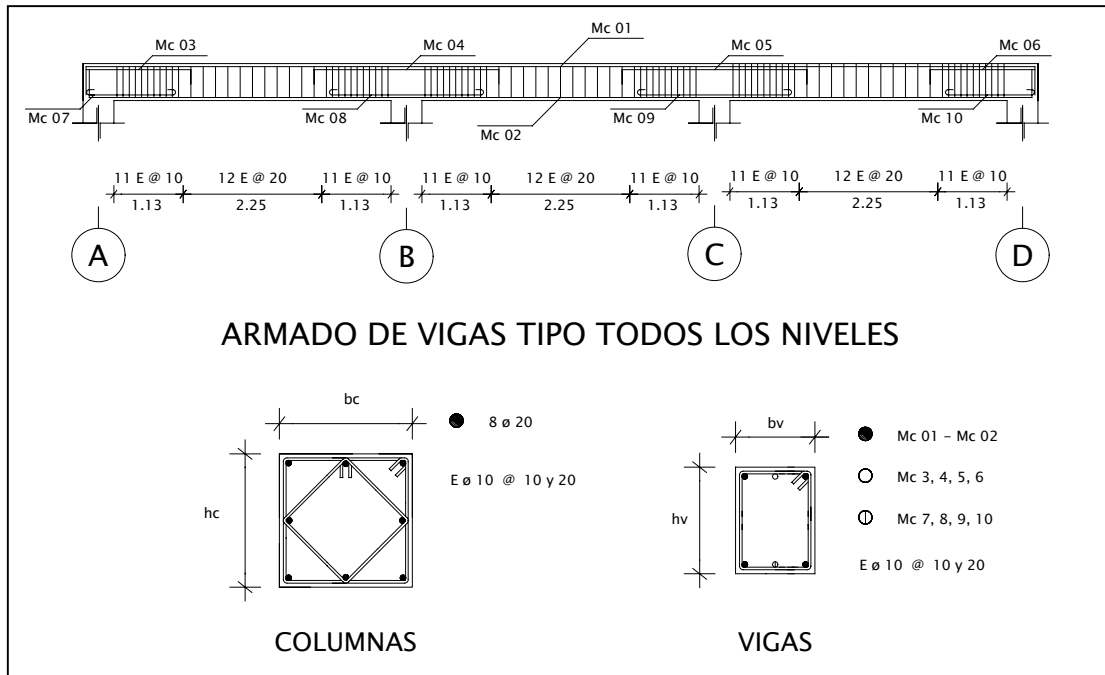
**Figura 4.1** Distribución en planta de edificación de seis pisos que será analizada.

En la figura 4.1, se muestra la configuración de un pórtico tipo longitudinal y de un pórtico transversal, se indica además la nomenclatura utilizada para definir los niveles de las vigas. Se considera que todos los pórticos en sentido X, tienen la misma armadura. En consecuencia la misma curva de capacidad sísmica resistente. Lo propio sucede con los pórticos en sentido Y, se destaca que la resistencia sísmica de los pórticos en sentido Y es menor a la resistencia de los pórticos en sentido X. En la figura se ha indicado la ubicación del Centro de Masas **CM** y los sentidos X, Y.



**Figura 4.2** Distribución en elevación de dos pórticos tipo en sentido X e Y.

Por facilidad de análisis se ha procurado mantener constante el armado de las vigas pero se ha incrementado las dimensiones de la sección transversal de las mismas. Para las columnas se mantiene la misma distribución de la armadura longitudinal pero varía la sección y el diámetro de las varillas utilizadas. En la figura 4.3 se indica la notación de la armadura de vigas y columnas, y en las tablas 4.1 y 4.2 se presenta el armado de las mismas para los tres valores de  $R_w$  ya anotados.



**Figura 4.3** Armadura de una viga y columna tipo.

**Tabla 4.1** Detalle de Secciones Para Vigas y Columnas

Nivel	Rw = 12			Rw = 10			Rw = 8		
	Columna	Refuerzo	Viga	Columna	Refuerzo	Viga	Columna	Refuerzo	Viga
+ 3.00	50 x 50	8 ø 20	30 x 40	55 x 55	8 ø 22	30 x 45	60 x 60	8 ø 25	30 x 45
+ 6.00	50 x 50	8 ø 20	30 x 40	55 x 55	8 ø 22	30 x 45	60 x 60	8 ø 25	30 x 45
+ 9.00	45 x 45	8 ø 18	25 x 35	50 x 50	8 ø 20	25 x 35	55 x 55	8 ø 22	30 x 40
+ 12.00	45 x 45	8 ø 18	25 x 35	50 x 50	8 ø 20	25 x 35	55 x 55	8 ø 22	30 x 40
+ 15.00	40 x 40	8 ø 16	25 x 35	45 x 45	8 ø 18	25 x 35	50 x 50	8 ø 20	30 x 40
+ 18.00	40 x 40	8 ø 16	25 x 35	45 x 45	8 ø 18	25 x 35	50 x 50	8 ø 20	30 x 40

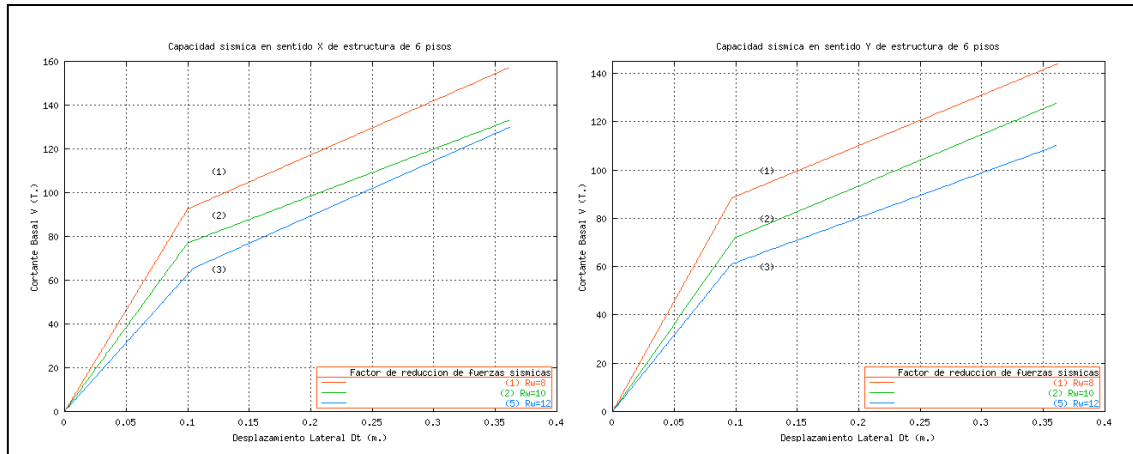
**Tabla 4.2** Disposición de Acero de Refuerzo en Vigas

Mc	Nivel +3.00	Nivel +6.00	Nivel +9.00	Nivel +12.00	Nivel +15.00	Nivel +18.00
01	2 ø 16	2 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 12	3 ø 12
02	2 ø 16	2 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 12	3 ø 12
03	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16
04	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16
05	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16
06	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16
07	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16
08	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16
09	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16
10	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16

## 4.2 Capacidad Sísmica Resistente

En la figura 4.4 a la izquierda se presenta la curva de capacidad resistente, que relaciona el cortante basal  $V$  con el desplazamiento lateral máximo  $D_t$  de la estructura en sentido X, para los tres valores de reducción de las fuerzas sísmicas y a la derecha en sentido

Y. Se utilizó el programa ESPACIAL, desarrollado por Aguiar (2003) para encontrar la capacidad sísmica espacial.



**Figura 4.4** Capacidad sísmica resistente de estructura de seis pisos en sentido X e Y. Para diferentes valores de reducción de las fuerzas sísmicas .

Se consideró que el hormigón tiene una resistencia a la compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup> y el acero un límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Por otra parte el programa ESPACIAL trabaja con el modelo de hormigón confinado de Park (1982) y el modelo trilineal para el acero que contempla incremento de esfuerzos en la zona de endurecimiento.

Por otro lado en el programa ESPACIAL se seleccionó el modelo de plasticidad extendida de Giberson (1969) que concentra la inelasticidad en dos resortes rotacionales ubicados en los extremos del elemento y que trabajan a flexión.

Para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad resistente se consideró el punto de fluencia como aquel en el cual una sección cualquiera de la estructura alcanzó el momento de fluencia.

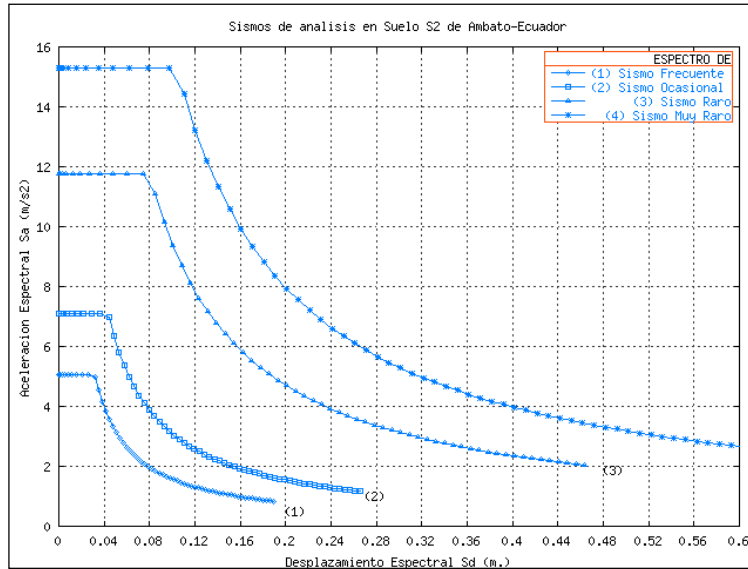
El punto de fallo se obtiene cuando el desplazamiento lateral máximo es del orden del 2% de la altura total del edificio. Existen varios criterios para definir el punto de fallo, el utilizado es bastante conservador.

En la figura 4.4 se aprecia que a medida que la estructura ha sido diseñada para un menor valor de  $R_w$  la estructura tiene mayor resistencia. Se aprecia además que el desplazamiento de fluencia de las tres estructuras es prácticamente el mismo pero no así el cortante de fluencia. Finalmente se debe indicar que la rigidez elástica y de postfluencia es mayor en la estructura cuyo  $R_w$  es menor.

**4.2.1 Espectros de Demanda.-** Se va a encontrar el desempeño sísmico de las tres estructuras ante los cuatro eventos sísmicos mostrados en la figura 4.5, los mismos que fueron obtenidos siguiendo las recomendaciones formuladas por Aguiar (2003) para determinar los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro, que tienen períodos de retorno de: 43 años, 75 años, 475 años y 970 años.

En la tabla 3 se resume la propuesta realizada por Aguiar (2003) para determinar los espectros de demanda de los cuatro eventos sísmicos, los mismos que se obtienen a partir del espectro elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, que se lo va a denominar  $S_{ae}$ ; este espectro es función de la aceleración máxima del suelo en roca  $A_o$ .

El valor de  $A_0$  fue obtenido de estudios de peligrosidad sísmica, para un período de retorno de 475 años. Por otra parte el espectro elástico del CEC-2000 fue encontrado para un coeficiente de amortiguamiento  $\xi = 0.05$ . El CEC-2000 presenta el espectro elástico en el formato Período-Aceleración espectral pero para utilizar el Método del Espectro de Capacidad con el cual se halla el punto de demanda y el desempeño sísmico, este espectro debe ser transformado al formato Desplazamiento-Aceleración espectral como se observa en la figura 4.5.



**Figura 4.5** Espectros de demanda para los sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro, considerados en el estudio, para un perfil de suelos S2 de la ciudad de Ambato-Ecuador.

**Tabla 4.3** Proposición de Aguiar (2003) para encontrar sismos de análisis por desempeño en Ecuador

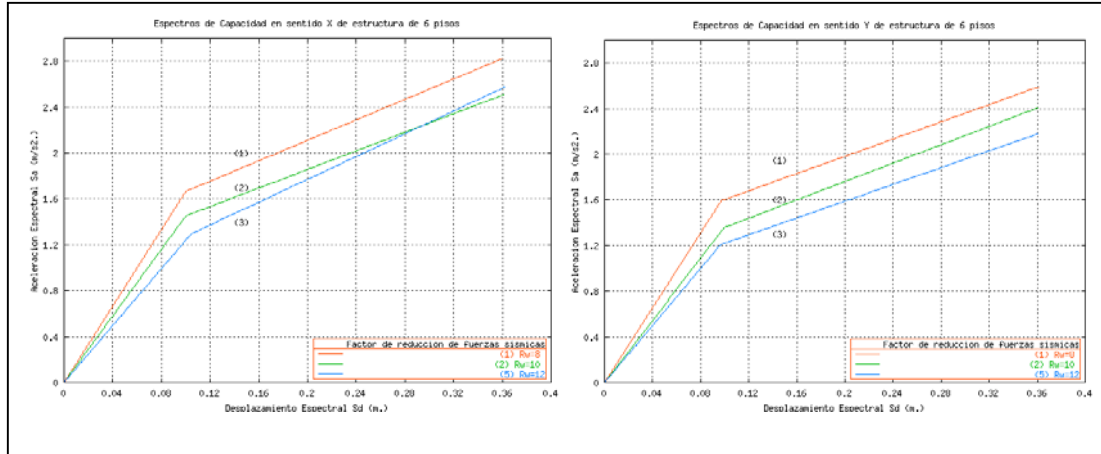
Sismo	Nivel de Demanda
Frecuente	$A_1 = \frac{A_0}{3}$ $Sa_1$ para $\xi = 0.02$
Ocasional	$Sa_2 = 1.4 Sa_1$
Raro	$Sa_3 = S_{ae}$ $\xi = 0.05$
Muy Raro	$Sa_4 = 1.3 S_{ae}$

El espectro  $S_{a1}$  se obtiene utilizando las mismas ecuaciones de  $S_{ae}$  pero en lugar de  $A_0$  se trabaja con  $A_1$  indicado en la tabla 4.3 y el espectro se encuentra para  $\xi = 0.02$  con lo que se modifica los puntos de quiebre del espectro.

**4.2.2 Espectros de Capacidad.-** Para aplicar el Método del Espectro de Capacidad, es necesario pasar de la curva de capacidad sísmica resistente  $D_t - V$ , al espectro de capacidad  $S_d - S_a$  para el efecto se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$S_d = \frac{D_t}{\gamma_1} \quad S_a = \frac{V_j}{\alpha_1 M_T} \quad (4.1)$$

donde  $\gamma_1$  es el factor de participación del modo 1;  $\alpha_1$  es el factor de participación en el cortante del primer modo;  $M_T$  es la masa total del sistema. En la figura 4.6 se presentan los espectros de capacidad de las estructuras analizadas, a la izquierda en sentido X y a la derecha en sentido Y. Se ha considerado que la estructura va a responder en los primeros dos modos de vibración.



**Figura 4.6** Espectros de Capacidad de la estructura de seis pisos en sentido X ,Y. Para diferentes valores de reducción de las fuerzas sísmicas

**4.2.3 Desplazamientos Laterales Máximos y Ductilidad.-** Al aplicar el Método del Espectro de Capacidad se encuentra el desplazamiento lateral y la demanda de ductilidad de cada estructura, ante los cuatro eventos sísmicos indicados en la figura 4.5. Los resultados obtenidos se presentan en las tablas 4.4 y 4.5.

**Tabla 4.4** Desplazamientos máximos y demandas de ductilidad en sentido X.

SISMO	$R_w = 8$		$R_w = 10$		$R_w = 12$	
	Desp. Max. (cm.)	Ductilidad	Desp. Max. (cm.)	Ductilidad	Desp. Max. (cm.)	Ductilidad
<b>Frecuente</b>	9.7	1.00	10.5	1.05	11.5	1.11
<b>Ocasional</b>	13.7	1.31	14.0	1.40	14.8	1.42
<b>Raro</b>	21.5	2.05	22.3	2.22	23.0	2.22
<b>Muy raro</b>	26.8	2.55	27.5	2.75	28.0	2.69

**Tabla 4.5** Desplazamientos máximos y demandas de ductilidad en sentido Y.

SISMO	$R_w = 8$		$R_w = 10$		$R_w = 12$	
	Desp.Max (cm.)	Ductilidad	Desp.Max. (cm.)	Ductilidad	Desp.Max (cm.)	Ductilidad
<b>Frecuente</b>	9.8	1.00	11.0	1.10	11.3	1.17
<b>Ocasional</b>	13.8	1.38	14.5	1.45	14.8	1.53
<b>Raro</b>	21.8	2.18	22.8	2.28	23.3	2.41
<b>Muy raro</b>	27.0	2.70	28.0	2.80	28.5	2.96

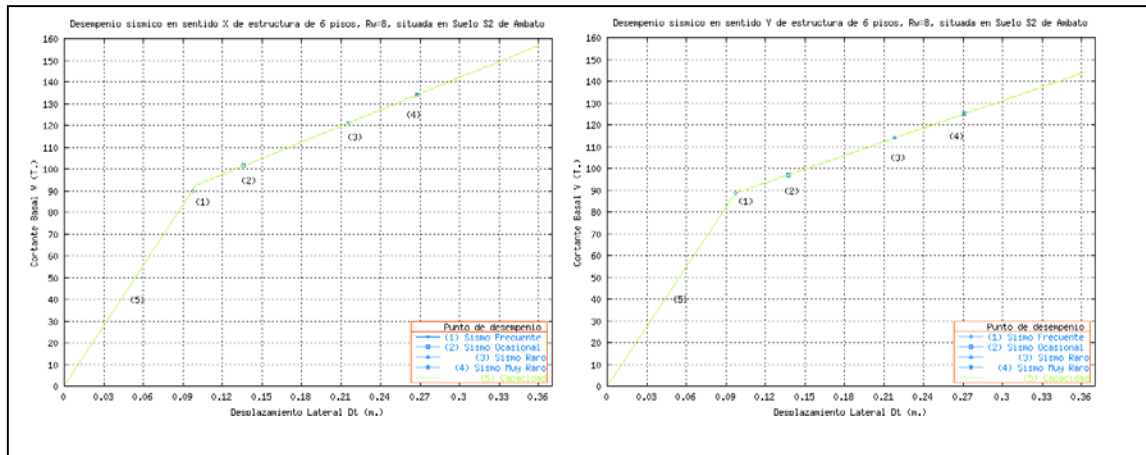


Figura 4.7 Desempeño en términos de desplazamiento de la estructura diseñada para  $R_w = 8$ .

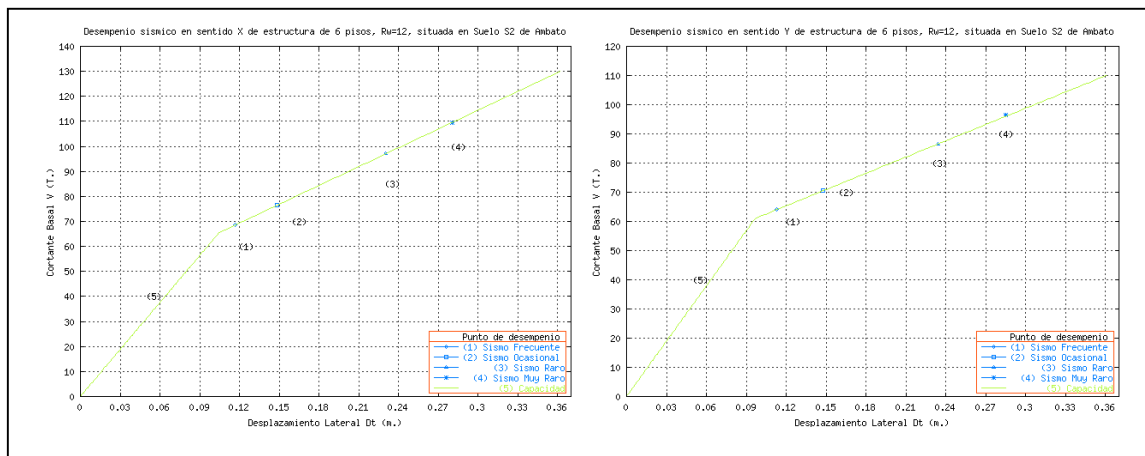


Figura 4.8 Desempeño en términos de desplazamiento de la estructura diseñada para  $R_w = 12$ .

Del análisis de las tablas 4.4 y 4.5 se desprende que la estructura diseñada con un valor menor de  $R_w$  presenta desplazamientos laterales menores y demandas de ductilidades menores en relación con aquellas en que el valor de  $R_w$  es alto. Por otra parte y como era de esperarse los mayores desplazamientos y demandas de ductilidad se tienen en el análisis sísmico en sentido Y, que tiene dos vanos, en sentido X se tiene 3 vanos.

En la figura 4.7 se indica el desempeño esperado para la estructura diseñada para un valor  $R_w = 8$ ; a la izquierda se aprecia el desempeño en sentido X, y a la derecha el desempeño en sentido Y. Lo propio se presenta en la figura 8 pero para la estructura diseñada para  $R_w = 12$ .

### 4.3 Niveles de Daño

En las tablas 4.5 y 4.6 se indicó el desplazamiento espectral que se espera en las estructuras ante cada uno de los eventos sísmicos. Asociado a estos desplazamientos espectrales  $S_d$  se tiene una aceleración espectral  $S_a$ . Es decir el punto de demanda queda definido por dos parámetros:  $S_d$  y  $S_a$ , con los cuales se obtiene el desempeño utilizando las curvas de fragilidad de HAZUS 99.

HAZUS 99 considera cuatro niveles de daño denominados: Ligero, Moderado, Extensivo y Completo. Para cada uno de estos niveles se encuentra el daño en elementos estructurales, en elementos no estructurales por distorsión de piso y en elementos no estructurales que son sensibles de desprenderse o caerse durante el sismo. Los dos primeros niveles de daño: estructural y no estructural se obtienen únicamente con el desplazamiento lateral espectral  $S_d$ , en cambio el tercero se obtiene en función de  $S_a$ .

**Tabla 4.7.1** Porcentaje de niveles de **Daño Estructural** en edificio diseñado para  $R_w = 8$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuente	53.96	38.47	6.76	0.82	53.96	38.47	6.76	0.82
Ocasional	47.03	39.51	11.72	1.74	47.03	39.51	11.72	1.74
Raro	0.00	60.58	32.05	7.38	0.00	60.58	32.05	7.38
Muy raro	0.00	55.57	35.35	9.08	0.00	55.57	35.35	9.08

**Tabla 4.7.2** Porcentaje de **Daño No Estructural por drift** en edificio diseñado para  $R_w = 8$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuente	57.51	35.92	5.38	1.19	57.51	35.92	5.38	1.19
Ocasional	49.49	38.00	9.64	2.87	49.76	38.20	9.69	2.35
Raro	41.28	37.04	16.00	5.68	41.28	37.04	16.00	5.68
Muy raro	38.06	35.74	19.15	7.05	37.66	35.36	18.95	8.03

**Tabla 4.7.3** Porcentaje de **Daño No Estructural por aceleración** en edificio para  $R_w = 8$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuente	1.39	0.00	0.00	0.00	1.39	0.00	0.00	0.00
Ocasional	2.28	0.00	0.00	0.00	1.79	0.00	0.00	0.00
Raro	3.59	0.26	0.00	0.00	2.87	0.19	0.00	0.00
Muy raro	5.48	0.47	0.00	0.00	4.46	0.35	0.00	0.00

**Tabla 4.8.1** Porcentaje de niveles de **Daño Estructural** en edificio diseñado para  $R_w = 10$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuente	52.48	38.89	7.63	1.01	51.16	39.28	8.59	0.97
Ocasional	46.61	40.13	11.54	1.71	45.72	39.36	12.83	2.09
Raro	0.00	60.83	31.84	7.33	0.00	60.83	31.84	7.33
Muy raro	0.00	54.92	34.73	10.35	0.00	54.92	34.73	10.35

**Tabla 4.8.2** Porcentaje de **Daño No Estructural por drift** en edificio diseñado para  $R_w = 10$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuent	55.87	36.58	6.11	1.44	54.25	37.11	6.91	1.72
Ocasional	49.49	38.00	9.64	2.87	48.94	38.83	9.43	2.81
Raro	41.04	37.47	15.85	5.63	40.66	37.12	15.70	6.52
Muy raro	37.49	35.66	18.86	7.99	0.00	57.04	30.17	12.79

**Tabla 4.8.3** Porcentaje de **Daño No Estructural por aceleración** en edificio para  $R_w = 10$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuent	1.07	0.00	0.00	0.00	0.82	0.00	0.00	0.00
Ocasional	1.39	0.00	0.00	0.00	1.07	0.00	0.00	0.00
Raro	2.87	0.19	0.00	0.00	2.28	0.00	0.00	0.00
Muy raro	3.59	0.26	0.00	0.00	3.59	0.19	0.00	0.00

**Tabla 4.9.1** Porcentaje de niveles de **Daño Estructural** en edificio diseñado para  $R_w = 12$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuente	50.42	40.00	8.38	1.20	51.03	39.18	8.57	1.23
Ocasional	45.72	39.36	12.83	2.09	45.72	39.36	12.83	2.09
Raro	40.02	59.33	33.52	7.15	0.00	58.58	33.10	8.32
Muy raro	0.00	54.92	34.73	10.35	0.00	53.79	36.08	10.13

**Tabla 4.9.2** Porcentaje de **Daño No Estructural por drift** en edificio diseñado para  $R_w = 12$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuent	53.05	38.50	6.76	1.69	54.25	37.11	6.91	1.72
Ocasional	48.25	38.28	10.70	2.77	48.25	38.28	10.70	2.77
Raro	40.02	36.54	17.02	6.42	40.02	36.54	17.02	6.42
Muy raro	0.00	57.04	30.17	12.79	0.00	57.04	30.17	12.79

**Tabla 4.9.3** Porcentaje de **Daño No Estructural por aceleración** en edificio para  $R_w = 12$

SISMO	SENTIDO X				SENTIDO Y			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Frecuente	0.62	0.00	0.00	0.00	0.47	0.00	0.00	0.00
Ocasional	1.07	0.00	0.00	0.00	0.82	0.00	0.00	0.00
Raro	2.87	0.00	0.00	0.00	1.79	0.00	0.00	0.00
Muy raro	3.59	0.26	0.00	0.00	2.28	0.00	0.00	0.00

### 4.3 Costos por metro cuadrado.

En la figura 4.9 se indica el plano arquitectónico de una planta tipo, en base al cual se ha determinado con precios a Mayo de 2003, el costo promedio por metro cuadrado de la estructura separando el valor de la cimentación, el costo promedio por metro cuadrado de los elementos no estructurales que son susceptibles al daño por drift y de los que son susceptibles a la aceleración del suelo. Estos valores promedios obtenidos con precios en la ciudad de Ambato se indican en la tabla 4.9. Se destaca que estos valores no incluyen costos indirectos, son valores únicamente de construcción.

**Tabla 4.9** Costo Directo Promedio por metro cuadrado de construcción, calculados a Mayo de 2003.

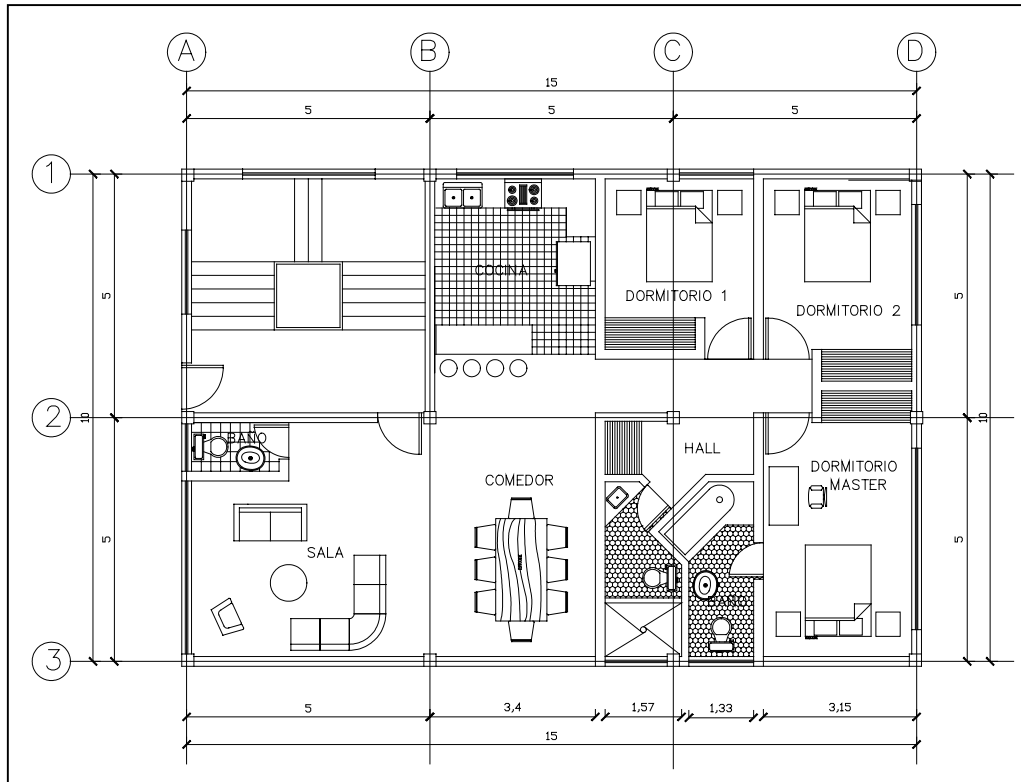
NOMBRE	COSTO EN USD/M2	PORCENTAJE
Estructurales	50	30.3
No estructurales por drift	65	39.4
No estructurales por aceleración.	35	21.2
Cimentación	15	9.1

**Tabla 4.10** Costo total directo de construcción

**Estructura diseñada para** **Valor Total en USD**



$R_w = 8$	156000
$R_w = 10$	151000
$R_w = 12$	144000



**Figura 4.9** Planta arquitectónica tipo de edificación de seis pisos.

#### 4.4 Evaluación de Pérdidas.

Sea  $C_{UR}$  el costo total de reparación, que puede ser de elementos estructurales, elementos no estructurales por drift, elementos no estructurales sensibles a la aceleración. El valor de  $C_{UR}$  es diferente del costo promedio de construcción ya que implica valores adicionales como picar los elementos estructurales afectados y desalojar el material con sumo cuidado para no causar daño a otros elementos de la edificación, colocar aditivos para pegar un hormigón viejo a un hormigón nuevo, colocar aditivos especiales en los lugares donde no es posible colocar hormigón, etc. En fin el  $C_{UR}$  es mayor que el costo promedio de construcción, para el presente estudio se considera que es mayor en un 20% a los valores indicados en la tabla 4.10.

El costo total de reparación  $CT$  es igual al costo de reparación de los elementos estructurales  $C_E$  más el costo de reparación de los elementos no estructurales sensitivos por drift  $C_{DRIFT}$  más el costo de reparación de los elementos no estructurales sensitivos por aceleración  $C_{ACEL}$ . Se considera que la cimentación no se va a ver afectada por el sismo. Se destaca que se va a calcular el costo de reparación y más no el costo de reforzamiento que es

igual al de reparación más el costo de conferirle una resistencia y ductilidad adicional a la estructura, en este caso es posible que se refuerce la cimentación.

$$CT = C_E + C_{DRIFT} + C_{ACEL} \quad (4.2)$$

$$C = (0.02 * D_{LIG} + 0.1 * D_{MOD} + 0.5 * D_{EXT} + D_{COM}) A_T C_{UR} \quad (4.3)$$

La ecuación ( 4.3 ) sirve para calcular  $C_E$ ,  $C_{DRIFT}$  o  $C_{ACEL}$  según el valor unitario de  $C_{UR}$  sea para reparar elementos estructurales, elementos no estructurales por drift o elementos no estructurales por aceleración.  $A_T$  es el área total de construcción,  $D_{LIG}$  es el daño ligero,  $D_{MOD}$  es el daño moderado,  $D_{EXT}$  es el daño extensivo y  $D_{COM}$  es el daño completo.

Los coeficientes de la ecuación (4.3) son los recomendados por HAZUS 99, que significan que el costo unitario por metro cuadrado de reparación del daño ligero es el 2% del costo unitario de reparación total; el costo de reparación unitario del daño moderado es el 10% del costo unitario de reparación total y el costo de reparación unitario del daño extensivo es el 50% del costo unitario de reparación total.

En la tabla 4.11 se indican los costos de reparación de la estructura diseñada para un valor  $R_w = 8$  en el caso de que se registre un sismo frecuente o un sismo ocasional o un sismo raro o un sismo muy raro. En la tabla 4.12 se tiene lo propio pero para la estructura diseñada para  $R_w = 10$  y en la tabla 4.13 para  $R_w = 12$ .

**Tabla 4.11** Costo de Reparación de estructura con  $R_w = 8$  para diferentes eventos sísmicos.

SISMO	$C_E$	$C_{DRIFT}$	$C_{ACEL}$	CT
Frecuente	6336.39	8458.38	22.52	14817.29
Ocasional	8769.10	12012.35	32.97	20814.42
Raro	20683.03	17863.62	62.86	38609.50
Muy Raro	22679.51	19499.53	99.55	42278.60

**Tabla 4.12** Costo de Reparación de estructura con  $R_w = 10$  para diferentes eventos sísmicos.

SISMO	$C_E$	$C_{DRIFT}$	$C_{ACEL}$	CT
Frecuente	7012.91	9437.91	15.31	16466.13
Ocasional	9045.48	12197.07	19.93	21262.47
Raro	20591.77	18157.33	49.41	38798.51
Muy Raro	23311.31	27131.91	76.38	50519.61

**Tabla 4.13** Costo de Reparación de estructura con  $R_w = 12$  para diferentes eventos sísmicos.

SISMO	$C_E$	$C_{DRIFT}$	$C_{ACEL}$	CT
Frecuente	7319.05	9785.46	8.83	17114.34
Ocasional	9375.49	12667.85	15.31	22058.45
Raro	21260.42	19016.10	37.75	40314.26
Muy Raro	23431.36	32941.00	58.08	56430.43

Se ha cuantificado únicamente el costo de reparación pero como se indicó anteriormente existen otros costos que son difíciles cuantificar como por ejemplo el dejar de laborar, si la edificación estaba destinada para oficinas o el costo que implica mudarse de la vivienda hasta que sea reparada con las correspondientes molestias del caso. Mientras mayor

es el daño mayores serán los costos que no se han cuantificado porque demandan más tiempo de reparación, mayores serán las molestias en los usuarios y porque no decirlo mientras mayor es el daño mayor es la probabilidad de víctimas fatales.

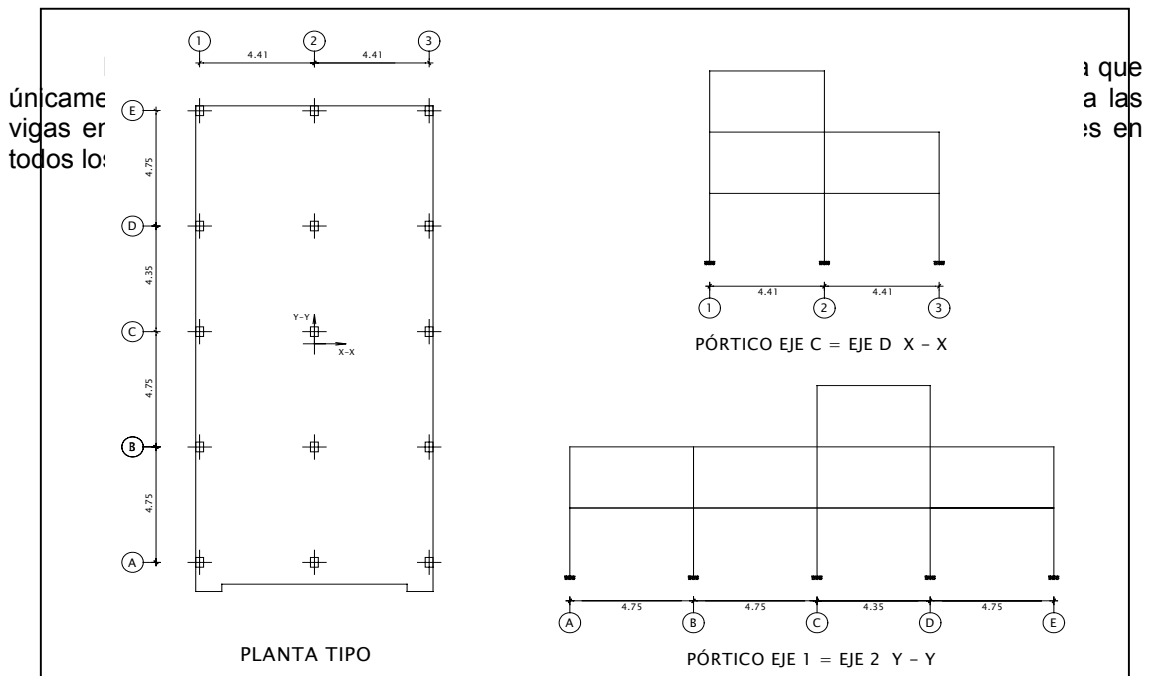
#### 4.5 Desempeño Sísmico de una casa con vigas perdidas de Hormigón Armado.

Las edificaciones de hormigón armado en base a vigas perdidas en la losa es un sistema constructivo muy utilizado en las viviendas ya que desde el punto de vista arquitectónico gustan más que las construcciones con vigas descolgadas.

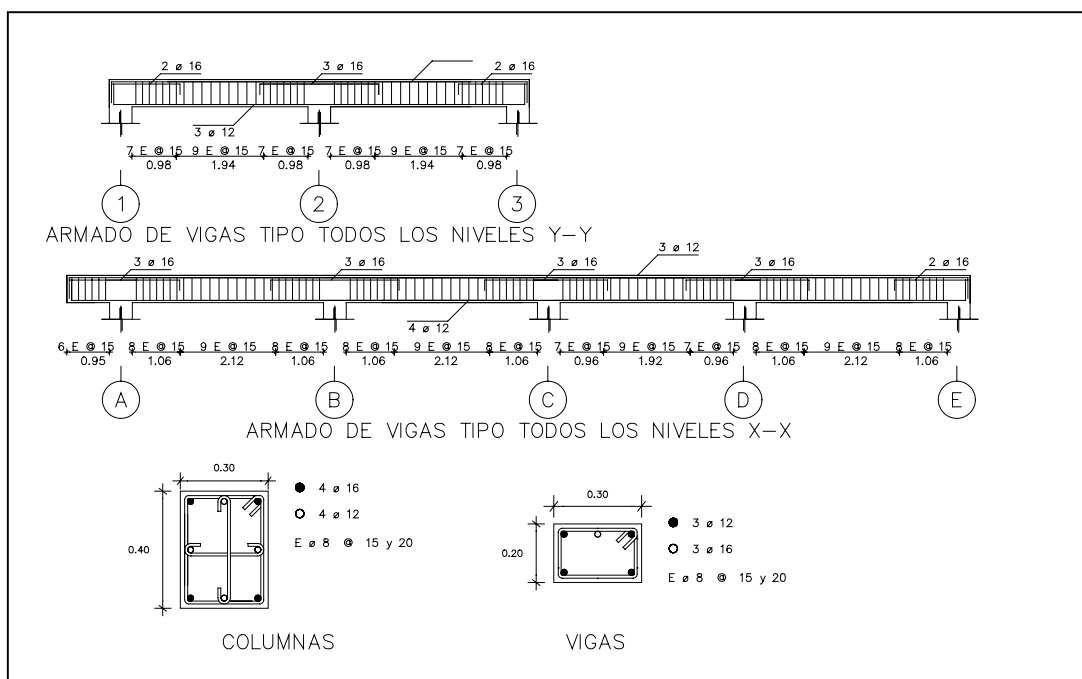
**4.5.1 Descripción de la Estructura.-** Para ilustrar el desempeño sísmico de una casa con vigas banda, se analiza una construcción que se está construyendo en la ciudad de Ambato, Ecuador en el 2003. En la figura 4.10 se presenta a la izquierda la distribución en planta de la edificación de dos pisos con una terraza accesible, a la derecha se observa dos pórticos de la construcción, uno en sentido X y otro en sentido Y. Entre los ejes C-D y 1-2 se tiene una losa tapa grada por la cual se llega a la terraza.

En la distribución en planta se indica además la ubicación del Centro de Masas de la edificación con la orientación de los ejes X-X, Y-Y. El sentido X es en la dirección más corta.

Todas las columnas en todos los pisos son de 40/30, la dimensión mayor se tiene en la dirección paralela al eje Y. Las vigas son de 40 cm., de base por 20 cm., de altura en los dos pisos, en la losa de tapa grada las vigas son de 30/20. Por otra parte, la losa de todos los pisos tiene un peralte de 20 cm. En la figura 4.11, se indica el armado de las vigas en sentido X y en sentido Y.



**Figura 4.10** Distribución en planta y dos pórticos, uno en sentido X y otro en sentido Y.



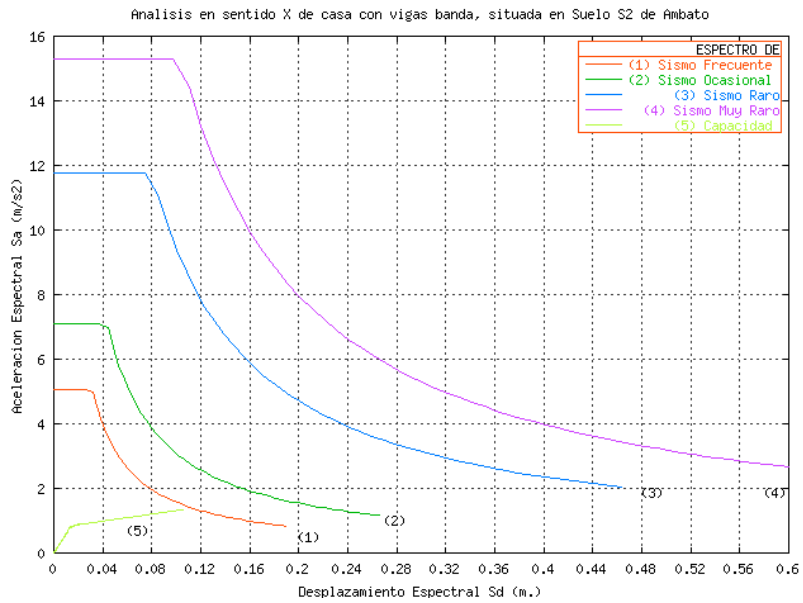
**Figura 4.11** Armadura tipo de vigas y columnas de casa de dos pisos.

Llama la atención que los estribos de vigas y columnas se coloquen a 15 cm., en los extremos del elemento, en lugar de 10 cm. El diámetro utilizado es de 8 mm., es muy normal el empleo de este diámetro en las viviendas. El hormigón de acuerdo a los planos estructurales tiene una resistencia a la compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup> y el acero un límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

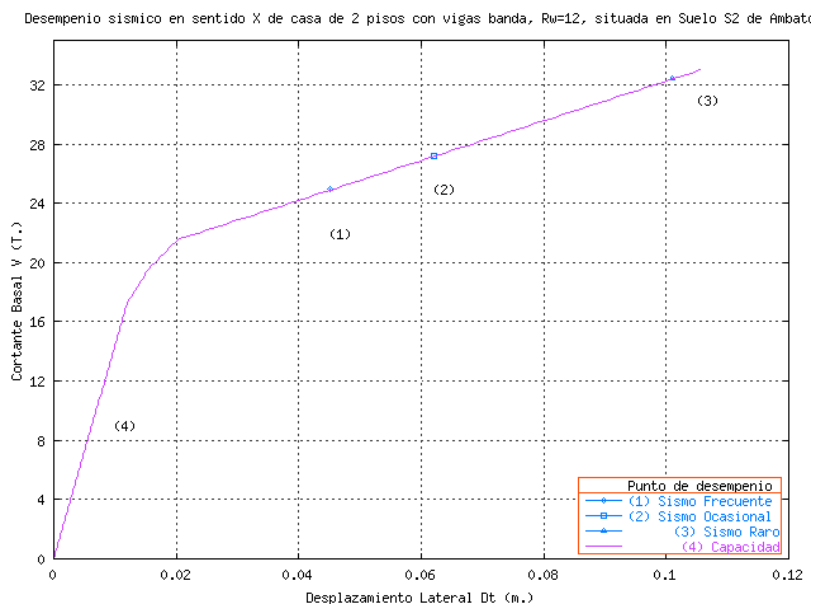
**4.5.2 CAPACIDAD Y DEMANDA.-** En la figura 4.12 se indica con el número (5) el espectro de capacidad sísmica resistente de la casa de dos pisos con vigas banda y los cuatro sismos de análisis, expresados mediante espectros para los sismos frecuente (43 años), ocasional (75 años), raro (475 años) y muy raro (970 años), Aguiar (2003), Aguiar y Viera (2003). Se destaca que el sismo denominado raro es el que está prescrito en Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000. Se aprecia que el espectro de capacidad está muy distante de los espectros de demanda, lo cual demuestra a simple vista sin realizar ningún cálculo que la edificación no va a tener un buen desempeño sísmico.

Ante el sismo frecuente la estructura no debe sufrir daño debe comportarse en el rango elástico pero se aprecia en la figura 4.12 que esto no va a ocurrir, va a sufrir daño estructural y el daño en los elementos no estructurales va a ser considerable de tal manera que el costo de reparación va a ser notable.

En la figura 4.13 se presenta el desempeño de la estructura en sentido X, con vigas banda ante los cuatro sismos. El desplazamiento elástico de fluencia de la estructura  $D_{ty}$  es 1.4 cm., y los puntos de desempeño tienen un desplazamiento lateral máximo de 4.5 cm., para el *sismo frecuente*; 6.25 cm., para el *sismo ocasional* y 10 cm., para el *sismo raro*. Ante el *sismo muy raro* la estructura colapsa. Cuando se analiza en sentido Y, los desplazamientos son ligeramente menores.



**Figura 4.12** Espectro de Capacidad de estructura con vigas banda y Espectros de Demanda a que está sometida la estructura.



**Figura 4.13** Desempeño de la estructura en el sentido corto ante los sismos: frecuente, ocasional y raro.

Lo importante es destacar que la estructura analizada con columnas de tamaño considerable de 40/30 cm. pero con vigas banda no es capaz de resistir el *sismo muy raro* y va a tener demandas de ductilidad muy altas ante el sismo: frecuente de 3.21, ocasional de 4.46 y raro de 7.14.

**Tabla 4.14** Desplazamiento Lateral Máximo, Demanda de Ductilidad, e Índice de Desempeño para el caso analizado.

SISMO	$D_{ty} = 1.4 \text{ cm.}$		
	$D_t \text{ (cm.)}$	$\mu$	$I_{DE}$
Frecuente	4.50	3.21	1.00
Ocasional	6.25	4.46	1.00
Raro	10.00	7.14	1.00
Muy Raro	Colapsa	Colapsa	1.00

## CAPITULO V

### Conclusiones y Recomendaciones

- Mientras más alto es el valor del factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_w$ , la estructura es menos dúctil.
- Mientras más bajo es el valor del factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_w$ , las secciones de la estructura son mayores, por lo tanto se espera menor daño.
- Se debe calcular el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_w$  una vez que se ha terminado el diseño, para conocer si la estructura va a responder de acuerdo a la filosofía de diseño empleada y si el valor con el cual se determinó el espectro inelástico es el correcto.
- Se presenta una propuesta para, mediante un modelo de pérdidas, evaluar el costo de reparación de una edificación ante un sismo determinado.
- El costo de reparación de daño no estructural, fue mayor en la estructura con factor de reducción de carga sísmica igual a 12.
- Con un  $R_w = 12$  se garantiza que no existirá daño estructural ante sismos frecuente y ocasional.
- Se observa que la casa diseñada con vigas banda presenta un pobre desempeño estructural.
- Con el gran desarrollo informático que se tiene actualmente, es posible evaluar el desempeño de un edificio ante diferentes acciones sísmicas y cuantificar el costo de la reparación del mismo, de tal forma que se pueda tomar decisiones óptimas desde el punto de vista estructural y económico.
- Se debe buscar una estructuración en base de columnas fuertes vigas débiles, para proporcionar la formación de articulaciones plásticas en las vigas al excederse la resistencia suministrada.
- Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, los reglamentos requieren que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles.
- El efecto de los sismos sobre las estructuras depende de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento del suelo.
- Cuando el esfuerzo generado en el armazón de la estructura está dentro del límite de elasticidad, no se producen grandes daños, pero cuando el esfuerzo sobrepasa este límite en algunas partes, los daños se hacen severos.
- Las propiedades elástico-geométricas de los elementos estructurales y no estructurales varían al presentarse comportamiento inelástico
- El espectro de demanda es la base con la cual el ATC-40 o cualquier otro modelo de reducción del espectro elástico, obtiene el desplazamiento lateral máximo de una estructura trabajando con el espectro de capacidad y con el espectro de demanda.
- En las columnas existen elementos que trabajan a tracción y elementos que trabajan a compresión y la influencia de la carga axial si influye en la determinación de la matriz de rigidez del elemento.

- Es importante la incorporación del efecto  $P-\Delta$ , en el análisis sísmico debido a que la capacidad resistente disminuye en el rango inelástico.

- La pendiente del espectro de capacidad representa el período de vibración de la estructura para el modo para el cual se ha obtenido el espectro.



## **CAPITULO I**

### **IMPORTANCIA Y ACTUALIDAD DEL ANALISIS Y DISEÑO POR DESEMPEÑO.**

- Aschheim, M y Black E F (2000), "Yield point spectra for seismic design and rehabilitation", Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp. 317-335.
- ATC 40 (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", California Seismic Safety Commission, Report SSC 96-01, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Avilés J, Pérez-Rocha L (2000), "Aspectos de Interacción Suelo-Estructura en el Diseño por Desempeño", VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, México-Cuernavaca, CDROM.
- Bertero V V (2000), "Performance-based seismic engineering: conventional vs. innovative approaches", Memorias 12 th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, CDROM.
- Chopra A K y Goel R K (1999), "Capacity-Demand-Diagram methods based on inelastic design spectrum", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 4, pp. 637-656.
- Fajfar, P (1999), "Capacity Spectrum method based on inelastic demand spectra", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 979-993.
- FEMA 273 (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA, Washington, DC.
- FEMA 274 (1997), "NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA, Washington, DC.
- Fintel, M (1994), "Observations on the performance of buildings with shearwalls in earthquakes of the last thirty years", Earthquake Engineering, editor A Rutenberg, editorial Balkema, Rotterdam, pp. 23-28.
- Freeman, S (1978), "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", Douglas Mc Henry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, ACI Special Publication 55, ACI, Detroit, MI.
- Gupta, A y Krawinkler H (2000), "Estimation of seismic drift demands for frame structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 1287-1305.
- Otani S (1996), "Recent developments in seismic design criteria in Japan", Memorias 11 th World Conference on Earthquake Engineering, México, CDROM.
- Park R y T Paulay (1978), "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa.
- Paulay T (1996), "Seismic design of concrete structures. The present needs of societies", Memorias 11 th World Conference on Earthquake Engineering, México, CDROM.
- Terán Gilmore A (2000), "Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas", VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, México-Cuernavaca, CDROM.

## **CAPITULO II**

### **DESEMPEÑO SÍSMICO: MARCO TEÓRICO**

- Aguiar R. (1995), "Análisis Matricial de Estructuras", Escuela Politécnica del Ejército, Segunda Edición, 613 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aguiar R. (1996), "Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado", Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE IS-17, 99 p, Barcelona.

- Aguiar R. y Barbat A. (1997), "Daño Sísmico en Estructuras de Hormigón Armado", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 238 p, Valle de los Chillos, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aguiar R., y Haro A., (2000). "Zonificación Sísmica en países Bolivarianos", Boletín Técnico. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Universidad Central de Venezuela , 38 (3), 27-41, Caracas.
- Aguiar R. (2002), "Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aguiar R. (2003), "La Técnica del Pushover", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Monografía CEINCI 01-03, 137 p., Valle de los Chillos, Ecuador.
- ATC-40 (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- CEC-2000, "Código Ecuatoriano de la Construcción", 350 p., Quito, Ecuador.
- Chopra A. and Goel R. (1999), "Capacity-demand-diagram methods for estimating deformation of inelastic structures: SDF systems", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Rep. No PEER -1999/02, University of California, Berkeley, California, U.S.A.
- Chopra A. and Goel R. (2000), "Evaluation of NSP Estimate Seismic Deformation SDF Systems", Journal of Structural Engineering, 126 (4), 482-490.
- Freeman S. A., Nicoletti J.P., and Tyrell J.V., "Evaluation of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", Proceedings of the 6<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, 1975.
- Giberson M.F. (1969), "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.95, No ST2, 137-157.
- Guendelman T., (2002), "Análisis y Diseño Sísmico de Edificios de Hormigón Armado", Memorias de Seminario dictado en Universidad de La Serena", compilado en CD, La Serena.
- Hazus 99, "Earthquake Loss Estimation Methodology", Federal Emergency Management Agency FEMA and National Institute of Building Sciences NIBS, Vol 5, Chapter 5, Washington DC, 1999.
- Jaramillo J., (2002). "Espectros de diseño sísmico para la ciudad de Medellín", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Editores: A. Barbat y R. Aguiar, 7 (1), 1-19, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Marín J. (1979), "Comportamiento del Concreto Armado en Flexocompresión", Folleto de Estructuras N. 6. Universidad Central de Venezuela, 4ta impresión, 232 p, Caracas, Venezuela.
- Montiel M., Ruiz S. Y Chan S. (2002), "Evaluación de la Confiabilidad Sísmica de Construcciones usando un método simplificado", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, 10 p, Valparaíso, Chile.
- Newmark N., and Hall W., (1969). "Seismic desing criteria for nuclear reactor facilities", 4<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. Santiago de Chile.
- Park R., Priestley M., Gill W. D., (1982), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", Journal of Structural Division, ASCE, 108 (4), 929-950.

- Park Y. (1985), "Seismic damage analysis and damage-limiting desing for reinforced concrete structures", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- SEAOC (1995), "Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Volumen I, Sacramento.

### **CAPITULO III MODELOS DE PÉRDIDAS**

- Aguiar R. (2002), "Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aguiar R. (2003), "Análisis Sísmico por Desempeño", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 340 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Bommer J., Spence R., Erdik M., (1999), "Development of an Earthquake Loss Model for Turkish Catastrophe Insurance", Special Issue of the Journal of Seismology on the Turkish Earthquakes of 1999, 27p, Turkey.
- Hazus 99, "Earthquake Loss Estimation Methodology", Federal Emergency Management Agency FEMA and National Institute of Building Sciences NIBS, Vol 1, Vol 3, Chapter 5, Chapter 15, Washington DC, 1999.

### **CAPITULO IV APLICACIONES: ANÁLISIS DE EDIFICIOS CON FACTOR DE REDUCCIÓN DE CARGA SÍSMICA (RW), DE 8, 10 Y 12.**

- Aguiar R. (2003), "La Técnica del Pushover", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Monografía CEINCI 01-03, 137 p., Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aguiar R. (2002), "Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- ATC-40 (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- FEMA (1996), "NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency. Building Seismic Safety Council, USA.
- Giberson M.F. (1969), "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 95, No ST2, 137-157.
- Hamburguer R. (2003), "State of Performance Based-Engineering in the United Status", EQE International, Inc. Interned, 11 p, San Francisco, California.
- Hazus 99 (1999), "Earthquake Loss Estimation Methodology", Federal Emergency Management Agency FEMA and National Institute of Building Sciences NIBS, Vol 5, Chapter 5, Washington DC, 1999.
- Otani S. (1997), "Development of performance-based desing methodology in Japan", *Memorias seismic desing methodologies for the next generation of codes*, 59-67, Slovenia.
- Park R., Priestley M., Gill W. D., (1982), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, 108 (4), 929-950.

- SEAOC (1995), "Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California, Volumen I, Sacramento.
- Terán A. (2002), "Diseño por desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas", VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica. Diseño por Desempeño, 43 p, Cuernavaca, México.