

## Capítulo 3

# Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda

### 3.1 Introducción

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos recientes (Northridge-USA, 17/01/1994, Umbria-Marche Italia 26/09/1997 y 14/10/1997), donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismo resistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. En el caso de los edificios sin diseño sismo resistente, tanto los sismos moderados como los de mayor intensidad, han ocasionado un gran número de pérdidas de vidas humanas, cientos de miles de heridos y pérdidas económicas y sociales que han originado verdaderas catástrofes sísmicas (Quindío-Colombia 25-01-99, Izmit-Turquía 17/08/99, Afyon-Turquía 03/02/02, Argelia 21-05-03).

Todas estas deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia

física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural. Estos dos conceptos, han sido considerados frecuente y erróneamente como sinónimos en los códigos encargados de normalizar los cálculos de diseño sismo resistente, durante casi 70 años. No obstante, desde hace 25 años aproximadamente, se ha ido modificando paulatinamente esta idea, considerando que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento, corresponden a los principios de diseño por capacidad, los cuales fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975). A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor global del cortante basal de diseño. Un importante avance consistió en identificar que una estructura aperticada podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia de cortante de los miembros excediera a la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

En la actualidad, los esfuerzos se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los conceptos de ingeniería basada en el desempeño ("*Performance-based engineering*"), y que puedan ser aplicados tanto a las estructuras nuevas como a las existentes. Las últimas investigaciones y propuestas se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, no han de ser más complicados de lo necesario, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionadas con los datos de entrada.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidos en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

En este capítulo se describe el marco conceptual y los elementos básicos de la

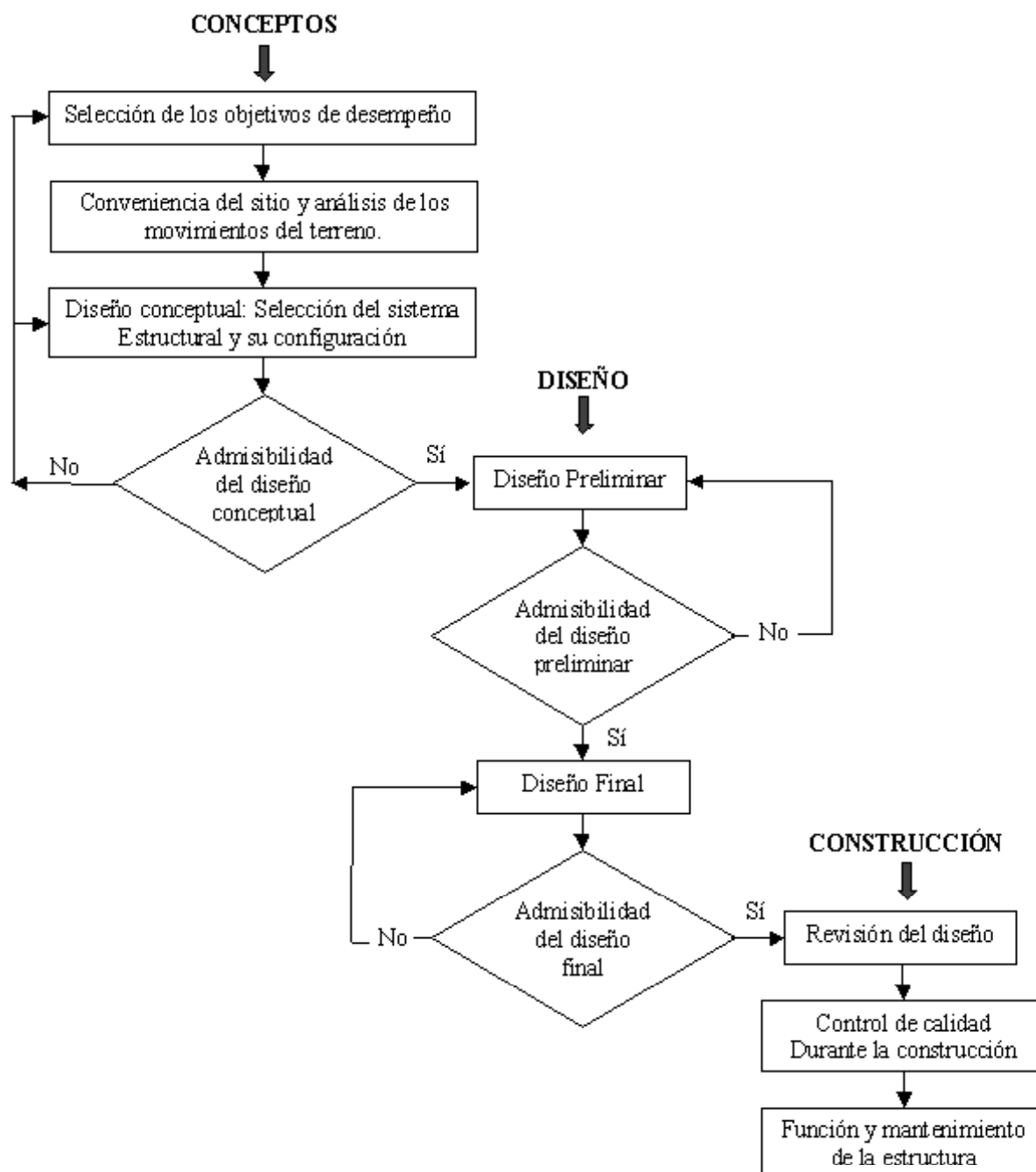
ingeniería basada en el desempeño, de los cuales hacen referencia dos de los trabajos más relevantes realizados hasta la fecha: el ATC-40 y el comité VISION 2000. Después se presentan, tres métodos de análisis estático no lineal utilizados para determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico, estos son: 1) el Método del Espectro de Capacidad (MEC), 2) el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y 3) el Método N2 (MN2). Para ilustrar los procedimientos empleados, se analiza el desempeño de un edificio aporticado de hormigón armado de 5 niveles utilizando los tres métodos. Finalmente, se describen los límites de los estados de daño utilizados para comprobar el nivel de desempeño estructural.

## 3.2 Marco conceptual

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997). De acuerdo al comité VISION 2000, la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la *"ingeniería basada en el desempeño sísmico"* es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. La Figura 3.1 muestra un diagrama del marco conceptual de la *"ingeniería basada en el desempeño"*.



**Figura 3.1.** Diagrama del marco conceptual de la "ingeniería basada en el desempeño" (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

### 3.3 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995), (ATC, 1996 ).

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

#### 3.3.1 Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos

locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 3.1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

**Tabla 3.1.** Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

### 3.3.2 Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

### Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

### Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E.

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

### Niveles para las estructuras

En la Tabla 3.2 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia



mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 3.2 y se describen a continuación.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	<b>1-A Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	<b>1 - B Ocupación Inmediata</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	<b>3-C Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E Estabilidad estructural</b>	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

**Tabla 3.2.** Niveles de desempeño de las estructuras (ATC,1996).

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel *se asocia con un estado de funcionalidad*.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. *Se mantiene la seguridad de los ocupantes*.
- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y

fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continua garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. *No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes*, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

## 3.4 Movimientos sísmicos de diseño

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan " *Movimientos sísmicos de diseño*". Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras (Bertero, 1997). A continuación se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40.

### 3.4.1 Propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La

probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno  $T_R$  (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia  $p_e$  para un número específico  $t$  de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (3.1)$$

La Tabla 3.3 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

**Tabla 3.3.** Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

### 3.4.2 Propuesta del ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake".

- **Sismo de servicio, SE:** corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas. Es el sismo ocasional de la Tabla 3.3.
- **Sismo de diseño, DE:** representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al

menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro de la Tabla 3.3.

- **Sismo máximo, ME:** corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 3.3.

## 3.5 Objetivos del diseño por desempeño

El primer paso en la *ingeniería basada en el desempeño*, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997).

### 3.5.1 Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y 3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Tabla 3.4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla 3.5 es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

**Tabla 3.4.** Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 200 Committee, 1995).

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al Colapso

**Tabla 3.5.** Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas.

### 3.5.2 Propuesta del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 3.6 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para

el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

**Tabla 3.6.** Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).

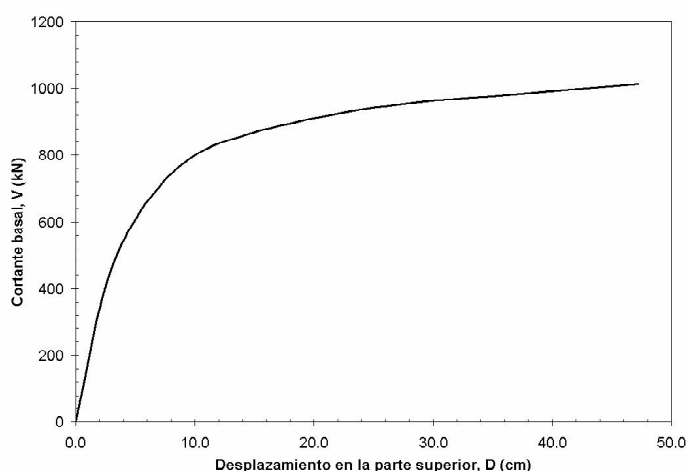
## 3.6 Capacidad estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis *pushover*). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de **curva de capacidad**. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal,  $V$ ) y los desplazamientos ( $D$ ) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 3.2). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración.

### 3.6.1 Análisis estático no lineal (Análisis "Pushover")

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de



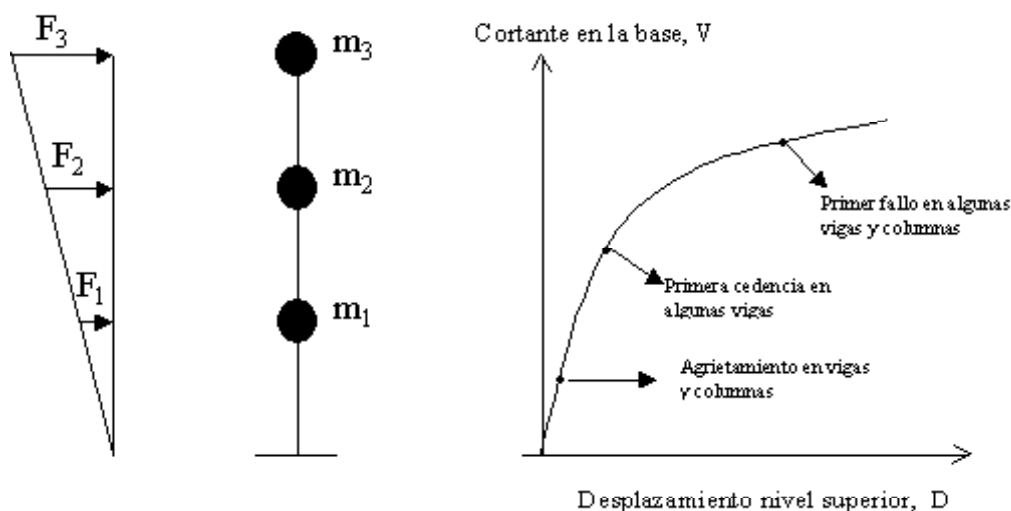
**Figura 3.2.** Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior).

fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la *curva de capacidad* (ver Figura 3.3).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 2000).

Para realizar de forma directa un análisis estático no lineal, existen varios programas entre los cuales se destacan el DRAIN-2D, el IDARC-2D y el RUAUMOKO 2D. No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma



**Figura 3.3.** Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover.

errática.

- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

### 3.6.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad, tal y como se verá más adelante, se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se



traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

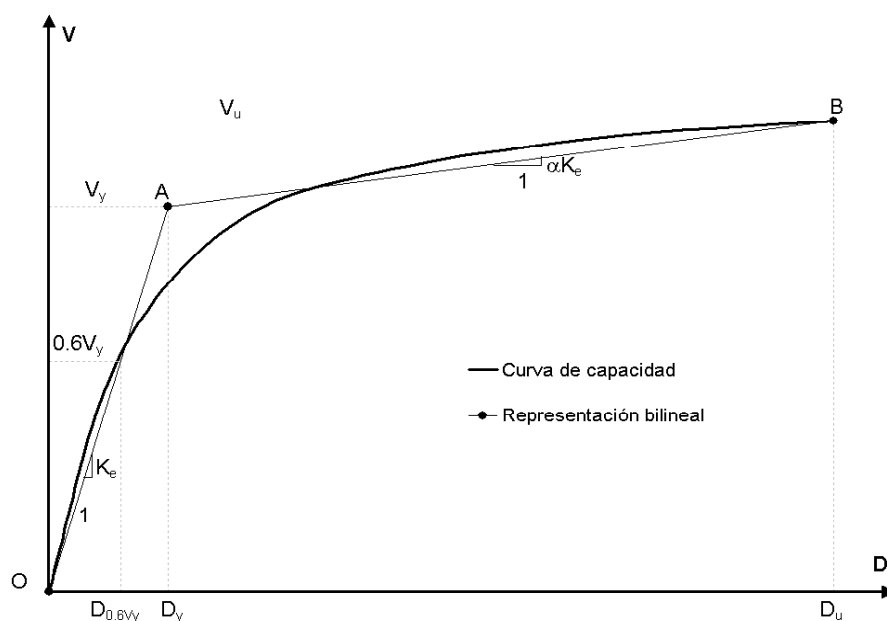
El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

1. Definición del desplazamiento último  $D_u$  y el correspondiente valor de cortante en la base  $V_u$  al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 3.4.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad  $A_{curva}$ , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de cedencia  $V_y^i$ . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real  $A_{curva}$  y la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$ . El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial  $K_e^i$  de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen  $O$  y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a  $0.60 V_y^i$  (ver Figura 3.4). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
  - Apartir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento  $D_{0.6}^i$  correspondiente a un cortante basal igual a  $0.60V_y^i$ .
  - La pendiente  $K_e^i$  corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (3.2)$$

5. Cálculo del desplazamiento de cedencia  $D_y^i$ , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (3.3)$$



**Figura 3.4.** Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en FEMA 273.

El punto A de la Figura 3.4, corresponde a un cortante basal  $V_y^i$  y un desplazamiento  $D_y^i$ .

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver Figura 3.4).
7. Cálculo del factor reductor ( $\alpha$ ) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \quad (3.4)$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB,  $A_{bilineal}$
9. Se determina el error  $\varepsilon$  en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (3.5)$$

si el error  $\varepsilon$  excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (3.6)$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor  $V_y^{i+1}$ .

### 3.7 Demanda sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes  $T_i$  (ver Figura 3.6). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones,  $S_{ae}$ , normalizado.
- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$  aplicando la siguiente expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.7)$$

En la Figura 3.5 se muestra los espectros de aceleración y desplazamiento.

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD ( $S_{ae} - S_{de}$ ) (ver Figura 3.6).

De la Figura 3.6 y de la ecuación (3.7) se puede ver que las pendientes de cada recta son proporcionales a  $\frac{1}{T^2}$ .

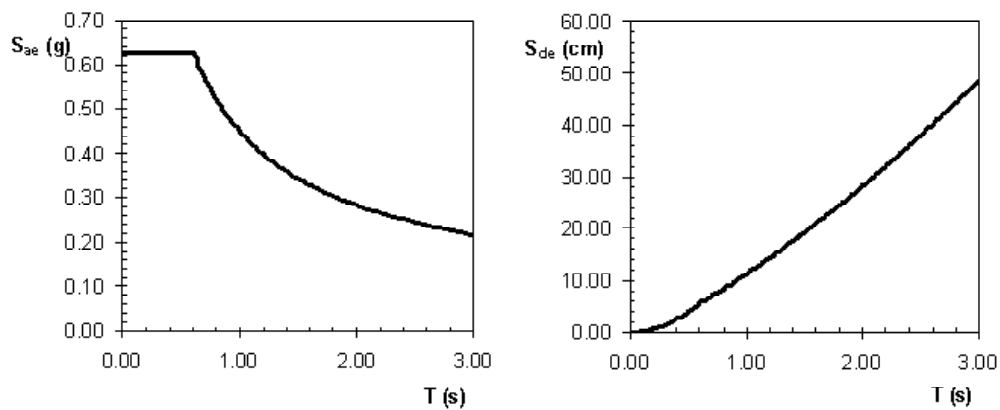


Figura 3.5. Espectros elásticos de aceleración y desplazamiento.

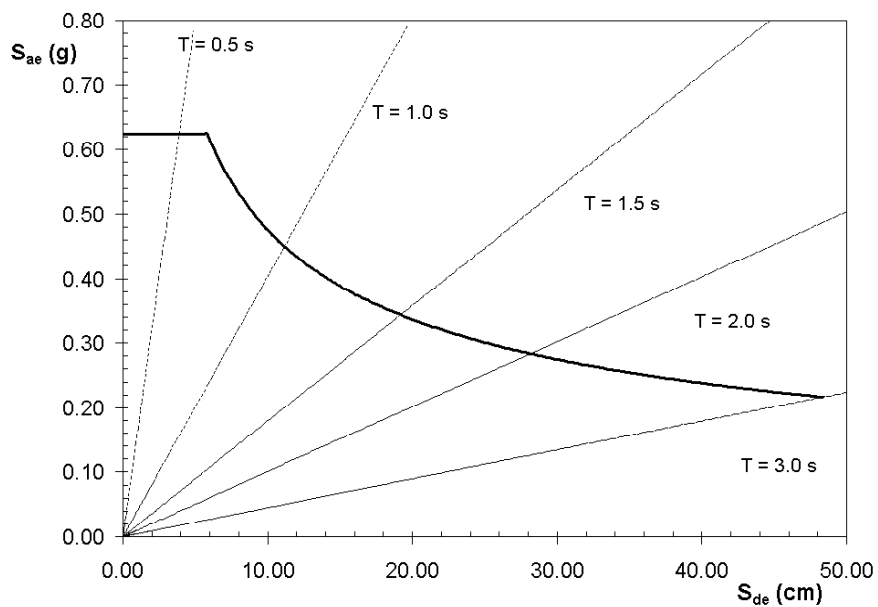


Figura 3.6. Espectro elástico de respuesta en formato AD.

## 3.8 Métodos para estimar el punto de desempeño

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño (Kim y D'Amore, 1999). Una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se están consolidando y han sido descritos en detalle en estudios tales como el ATC-40 y FEMA 273.

En este trabajo se describen tres de los principales métodos de análisis estático no lineal simplificados, utilizados para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento) de una estructura, estos son: el Método del Espectro de Capacidad (MEC), el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y el método N2 (MN2).

### 3.8.1 Método del Espectro de Capacidad (MEC)

El método del espectro de capacidad fue propuesto por Freeman (1975), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (ATC, 1982). En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido (Freeman, 1995). La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal  $V$ , con el desplazamiento en la parte superior  $D$ . Esta curva se puede obtener mediante un análisis "pushover". Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de

*espectro de capacidad.* La demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato AD ( $S_a$  vs  $S_d$ ), que considera la respuesta no lineal de la estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente ( $\beta_{eq}$ ). Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones: 1) debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento y 2) debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño, requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados. Sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC, 1996).

### Representación bilineal de la curva de capacidad

El MEC utiliza la representación bilineal de la curva de capacidad para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  (ATC, 1996). Este procedimiento es diferente al propuesto en FEMA-273 y su obtención sigue los siguientes pasos:

- Se dibuja una línea recta que parte desde el origen (Punto O de la Figura 3.7) con una pendiente igual a la rigidez inicial  $K_i$  de la estructura en el rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- Se define un punto de desempeño de prueba ( $d_{pi}, a_{pi}$ ), denotado con la letra B en la Figura 3.7, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
- Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando interseque la primera, en el punto A, de coordenadas ( $d_y, a_y$ ), las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad y están señaladas en la Figura 3.7, sean iguales. Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.
- Se define la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la Figura 3.7.

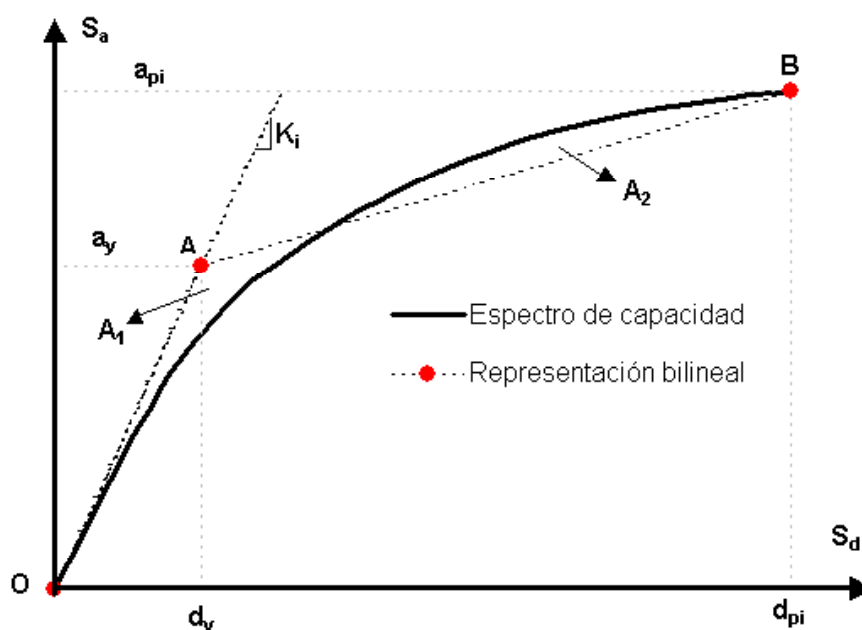


Figura 3.7. Representación bilineal del espectro de capacidad - MEC.

### Amortiguamiento viscoso equivalente $\beta_{eq}$ y espectro de demanda reducido

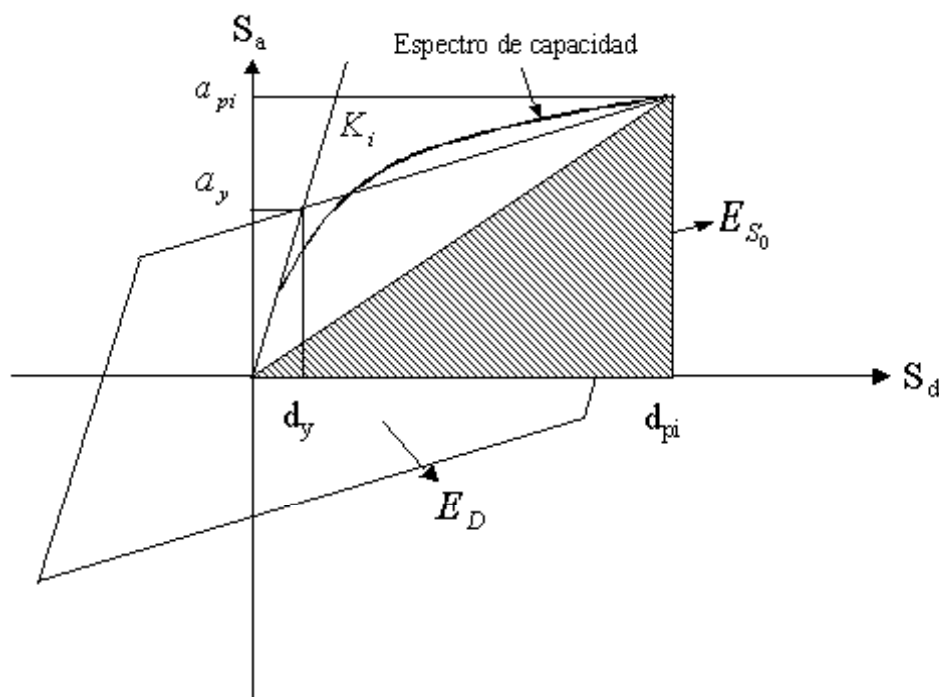
El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de un amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura (generalmente igual al 5 %) y un amortiguamiento histerético  $\beta_0$ , que está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura (ATC, 1996). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  puede ser representado como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.8)$$

El término de amortiguamiento histerético,  $\beta_0$ , puede ser calculado como (Chopra 1995):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.9)$$

$E_D$  es la energía disipada por el amortiguamiento y  $E_{S_0}$  es la energía máxima de deformación. Ambas energías se pueden calcular a partir de los puntos característicos de la representación bilineal del diagrama de capacidad (Figuras 3.7 y 3.8). Las expresiones para el cálculo de  $E_D$  y  $E_{S_0}$  son:



**Figura 3.8.** Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido.

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (3.10)$$

$$E_{S_0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2}$$

Reemplazando la ecuación (3.10) en (3.9) y la (3.9) en (3.8) y simplificando algunos términos, se obtiene:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (3.11)$$

La ecuación (3.11) es válida para sistemas estructurales dúctiles, y períodos de vibración relativamente cortos. No obstante, un factor modificador  $\kappa$  suele incluirse para considerar el comportamiento de la estructura, en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración (ATC, 1996):

$$\beta_{eq} = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (3.12)$$

La Tabla 3.7 muestra los valores del factor modificador  $\kappa$  para diferentes tipos de comportamiento estructural, que varían desde estructuras con una buena disipación



de energía (Tipo A) hasta estructuras con un comportamiento histerético bastante deficiente (Tipo C) (ATC, 1996).

El espectro de demanda reducido se obtiene a partir de dos factores de reducción espectral para la aceleración,  $SR_A$ , y para la velocidad,  $SR_V$ . Estos factores son función del amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  y se definen como (ATC-40, 1996):

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad (3.13)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad (3.14)$$

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0$ (%)	$\kappa$
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	cualquier valor	0.33

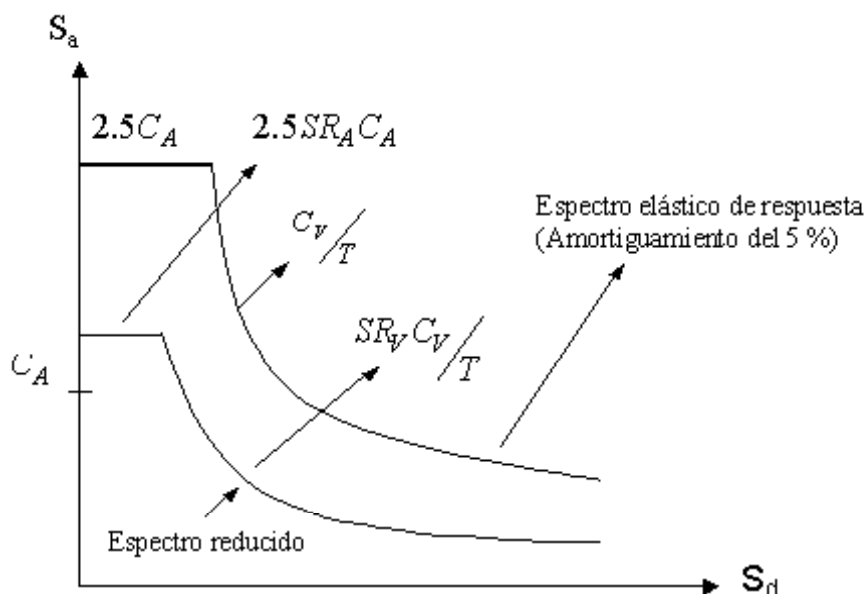
**Tabla 3.7.** Valores para el factor modificador del amortiguamiento (ATC, 1996).

Los valores de estos dos factores deben ser mayores que los indicados en la Tabla 3.8.

Tipo de comportamiento estructural	$SR_A$	$SR_V$
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

**Tabla 3.8.** Valores mínimos requeridos para  $SR_A$  y  $SR_V$ .

La Figura 3.9 muestra la forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro reducido obtenido a partir de los factores  $SR_A$  y  $SR_V$ . La forma del espectro está definida por los coeficientes sísmicos locales  $C_A$  y  $C_V$ , cuyos valores dependen de las características de la estructura (grado de importancia, uso, etc.) y de la amenaza sísmica local (tipo de suelo, aceleración máxima del terreno, etc.).



**Figura 3.9.** Espectro de respuesta reducido (ATC,1996).

### Descripción del método

El procedimiento empleado para la determinación del nivel de desempeño de una estructura utilizando el método del espectro de capacidad puede describirse por medio de los siguientes pasos:

1. Cálculo de la curva de capacidad mediante un análisis pushover. El método del espectro de capacidad no impone el uso de un determinado patrón de cargas para el análisis, y permite adicionalmente considerar los efectos de los modos de vibración más altos para estructuras de gran altura (Paret et al., 1996).
2. Estimación de las características dinámicas de la estructura, tales como: períodos de vibración ( $T_i$ ), formas modales ( $\theta_{iR}$ ), factores de participación modal ( $PF_R$ ) y el coeficiente de masa modal efectiva ( $\alpha_R$ ). Los valores de  $\alpha_R$  y  $PF_R$  puede ser calculados como:

$$\alpha_R = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}\right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{i=1}^N m_i \theta_{iR}^2} \quad (3.15)$$

$$PF_R = \frac{\sum m_i \theta_{iR}}{\sum m_i \theta_{iR}^2} \quad (3.16)$$

donde  $m_i$  es la masa concentrada del piso  $i$ ,  $N$  es el número de niveles y el subíndice  $R$  representa el modo de vibración. Generalmente, se utiliza el primer modo de vibración ( $R = 1$ ), debido a la suposición que el modo fundamental de vibración representa bien la respuesta predominante. En adelante se desarrollaran todas las ecuaciones para  $R = 1$ .

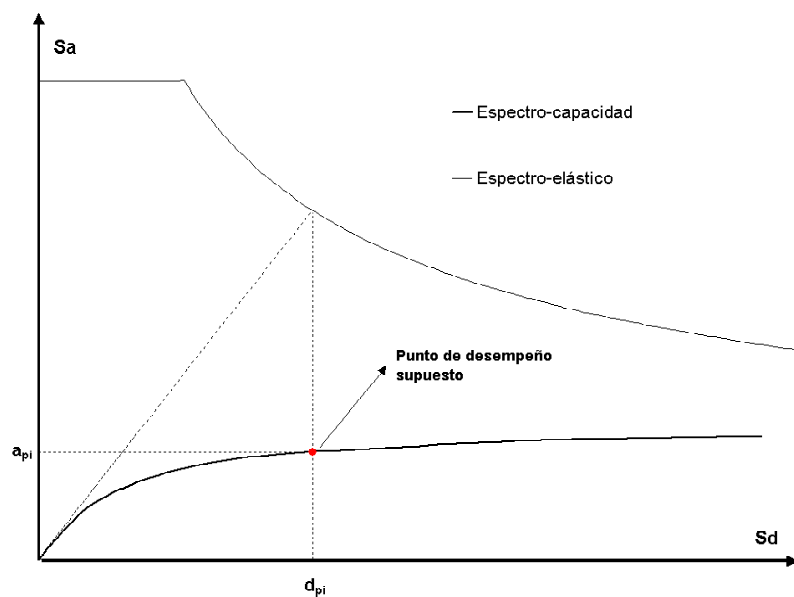
3. Determinación del espectro de capacidad mediante el uso de los factores  $\alpha_1$  y  $PF_1$ . Las aceleraciones  $Sa_i$  y los desplazamientos espectrales  $Sd_i$  se obtienen como:

$$Sa_i = \frac{V_i}{\alpha_1 M g} \quad (3.17)$$

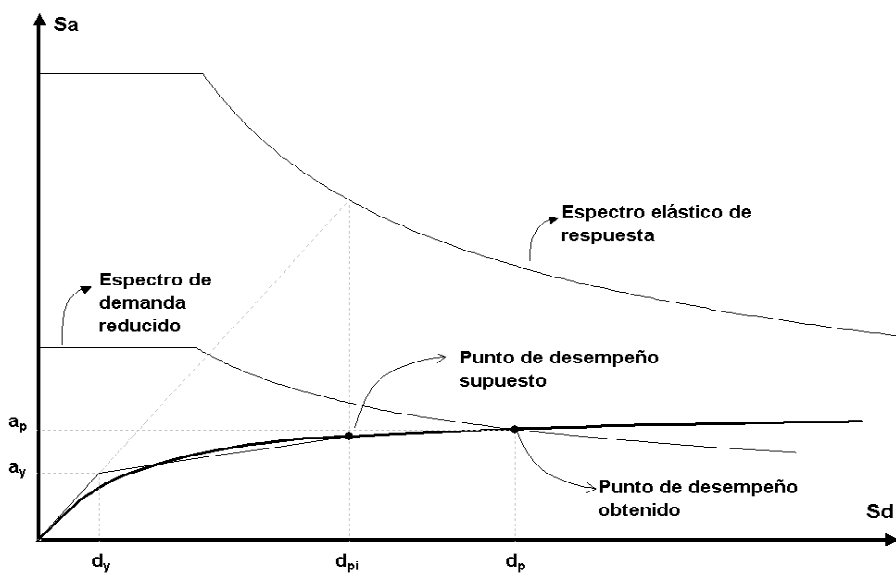
$$Sd_i = \frac{D_i}{PF_1} \quad (3.18)$$

$M$  es la masa total de la estructura,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $V_i$  y  $D_i$  son respectivamente los cortantes y desplazamientos en el nivel superior de la estructura obtenidos en el paso 1.

4. Superposición del espectro elástico de respuesta (5 % de amortiguamiento) con el espectro de capacidad.
5. Se supone un punto de desempeño de partida  $(d_{pi}, a_{pi})$  tal como se muestra en la Figura 3.10. Este punto puede definirse a partir de la "aproximación de desplazamientos iguales", la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.
6. Representación bilineal del espectro de capacidad.
7. Se calcula el espectro de demanda reducido y se superpone gráficamente con el espectro de capacidad, en su forma bilineal.
8. Determinación del punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda  $(d_p, a_p)$ , tal y como se muestra en la Figura 3.11.
9. Si el desplazamiento  $d_p$  correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un  $\pm 5$  % del desplazamiento  $d_{pi}$  supuesto ( $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$ ), el punto de desempeño  $(d_{pi}, a_{pi})$  se toma el  $(d_p, a_p)$  definitivo. De lo contrario, si no se cumple con esta tolerancia, es necesario suponer otro punto  $(d_{pi}, a_{pi})$  y regresar al paso 6.



**Figura 3.10.** Determinación del punto de desempeño de prueba del MEC a partir de la aproximación de desplazamientos iguales.



**Figura 3.11.** Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto - MEC.

### Limitaciones del método

Un aspecto controvertido del método del espectro de capacidad es el uso de un espectro elástico altamente amortiguado para la determinación de la demanda sísmica. De acuerdo a Krawinkler (1995) hay dos deficiencias fundamentales que hacen que el uso de este método sea cuestionable. La primera de ellas, es que no hay un principio físico que justifique la existencia de una relación estable entre la disipación de energía histerética y el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$ , particularmente en sistemas altamente inelásticos. La segunda deficiencia es que el período asociado a la intersección de la curva de capacidad con el espectro altamente amortiguado difiere considerablemente de la respuesta dinámica del sistema inelástico. Debido a estas deficiencias, el comité VISION 2000 ha dejado constancia de que la discusión sobre la fundamentación teórica del método sigue abierta (Fajfar, 1999).

### Ejemplo de aplicación

Para ilustrar este método, se calcula la capacidad sísmica de un edificio de Hormigón Armado (HA) de 5 niveles típico de la ciudad de Manizales (Colombia) y se evalúa su desempeño sísmico estructural para el sismo de diseño propuesto en el código Colombiano. Es importante tener en cuenta que, en este ejemplo, no se evalúa el desempeño de los elementos no estructurales ni de los contenidos del edificio.

La Figura 3.12 muestra una planta típica y el alzado de los pórticos en la dirección transversal del edificio. Se ha elegido esta dirección para realizar el análisis, debido a que se considera la más desfavorable desde el punto de vista de la rigidez lateral de la estructura. Las masas en cada nivel, desde el suelo hasta la parte superior son: 160, 160, 160, 160 y 50 toneladas y el coeficiente de cortante en la base es aproximadamente 0.46  $g$ . Una descripción más detallada de esta estructura se presentará en el Capítulo 6.

La demanda sísmica considerada para el diseño de este edificio, corresponde al espectro elástico de diseño propuesto en el primer Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR-84) y para una aceleración máxima del terreno de 0.25  $g$  (ver Figura 3.13).

La curva de capacidad del edificio se ha obtenido con el programa RUAUMOKO 2D (ver Figura 3.14). Para realizar el análisis pushover se ha utilizado la distribución de fuerzas laterales propuesta en el código Colombiano (CCCSR-84).

En la Tabla 3.9 se resumen los principales parámetros dinámicos del edificio (períodos, factores de participación y coeficientes de masa efectiva) utilizados para construir el espectro de capacidad. La relación entre el período del primer modo y los períodos de los modos más altos, da una idea de las características de las formas modales. Relaciones de 1,3,5 a 1,4,6 para los tres primeros modos son típicas de estructuras regulares (es decir, que no presentan irregularidad en elevación). En este caso, la estructura es perfectamente regular tanto en planta como en elevación.

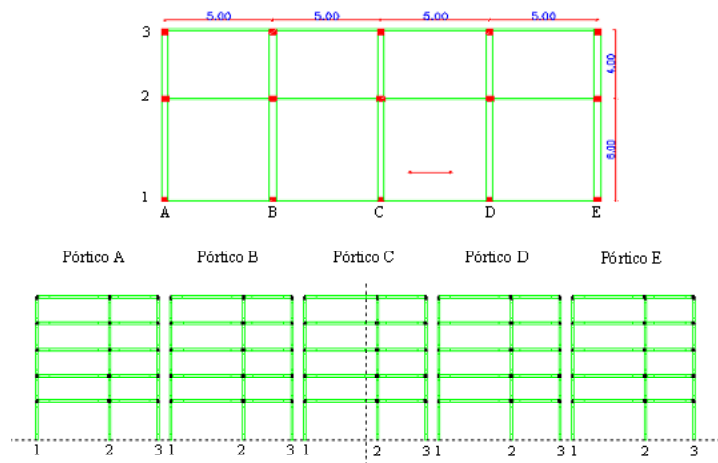


Figura 3.12. Planta típica y pórticos analizados para el edificio de HA de 5 niveles.

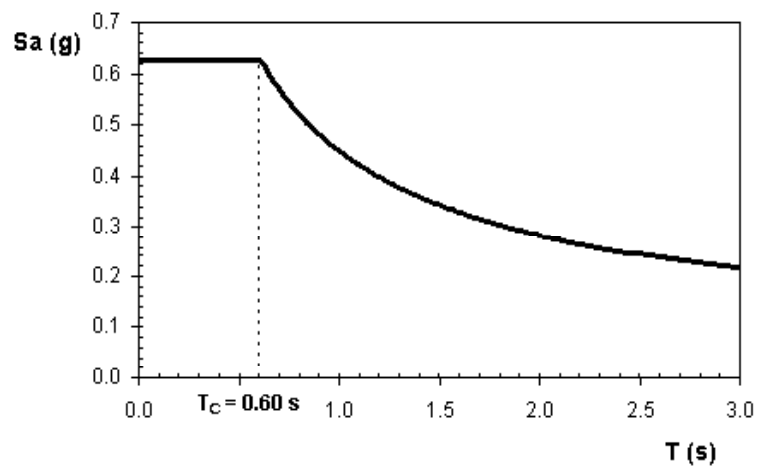
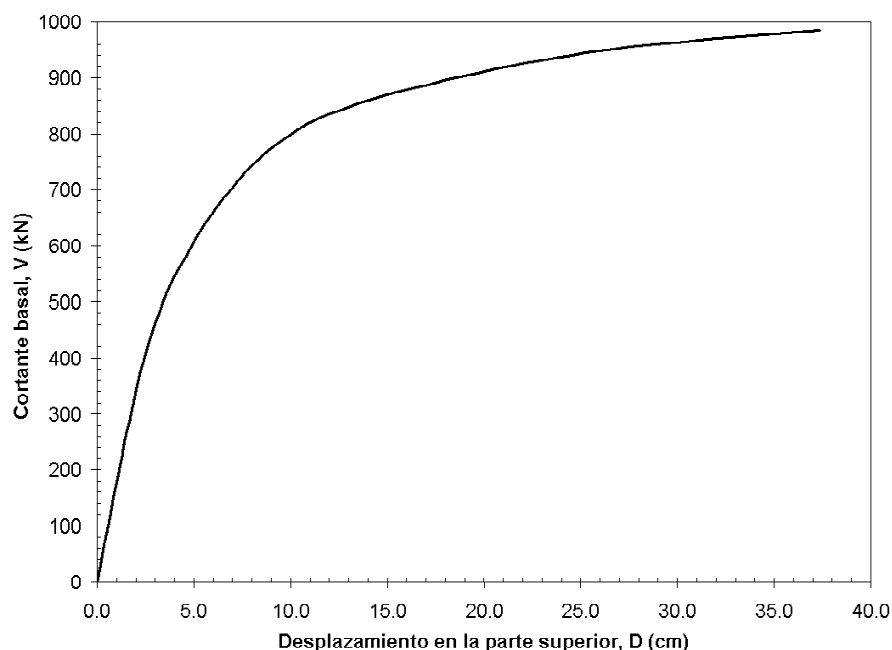


Figura 3.13. Espectro elástico de diseño para la ciudad de Manizales - (CCCSR-84).



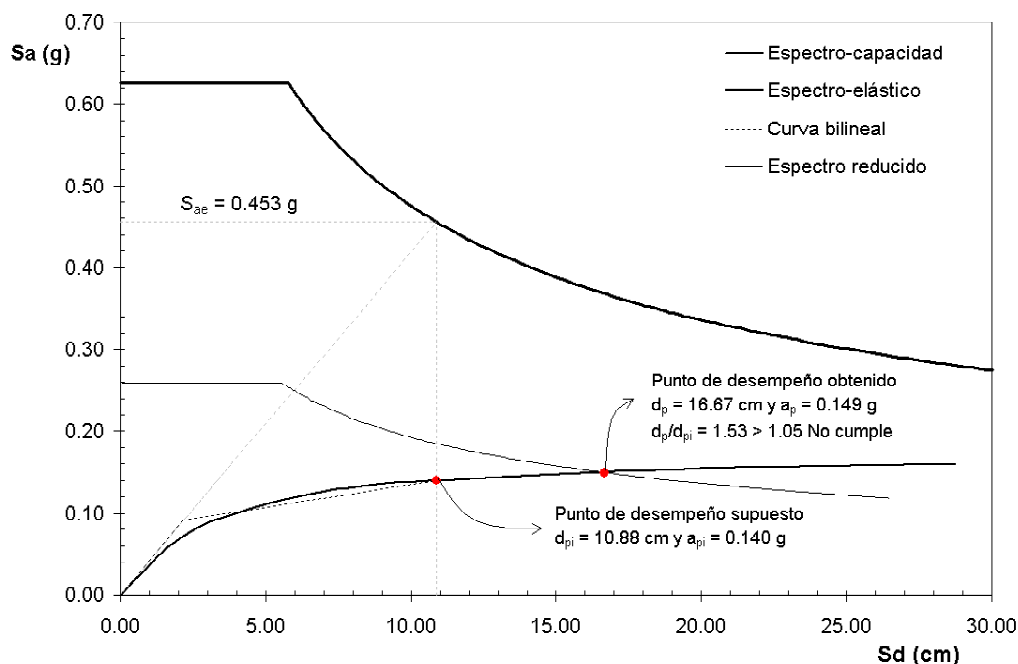
**Figura 3.14.** Curva de capacidad del edificio de HA de 5 niveles - MEC.

<b>Modo (R)</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Período $T$ (s)	0.98	0.30	0.16	0.10	0.07
Relación Períodos $T_R / T_1$	1.00	3.27	6.12	9.80	14.00
Factor Participación $PF_R$	1.30	0.49	0.28	0.12	0.06
Coefficiente de masa efectiva, $\alpha_R$	0.89	0.07	0.01	0.00	0.00

**Tabla 3.9.** Propiedades modales para el edificio de HA de 5 niveles.

La Figura 3.15 muestra la superposición del espectro elástico de respuesta (CCCSR-84) en formato AD utilizado para el diseño de este edificio y su espectro de capacidad. A partir de esta Figura es posible definir el punto de desempeño de prueba, aplicando la aproximación de desplazamientos iguales, esto es:  $d_{pi} = 10.88 \text{ cm}$  y  $a_{pi} = 0.140 \text{ g}$ . Para este punto se obtiene la representación bilineal del espectro de capacidad a partir de la cual se determina el espectro de demanda inelástico. El punto de desempeño ( $d_p = 16.67 \text{ cm}$  y  $a_p = 0.149 \text{ g}$ ) corresponde a la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda inelástica.

La relación entre el punto de desempeño obtenido y el supuesto  $\frac{d_p}{d_{pi}} = \frac{16.67}{10.88} = 1.53$  es mayor que 1.05, por lo tanto, el punto supuesto no corresponde al desempeño de



**Figura 3.15.** Punto de desempeño obtenido a partir del valor supuesto para el edificio de HA - MEC.

la estructura. Mediante un proceso iterativo se obtiene el punto de desempeño definitivo  $d_p = 23.10 \text{ cm}$  y  $a_p = 0.157 \text{ g}$  que cumple con la condición impuesta ( $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$ ), y el correspondiente espectro de demanda reducido (espectro inelástico) para un amortiguamiento equivalente  $\beta_{eq}$  igual a 37 % (ver Figura 3.16).

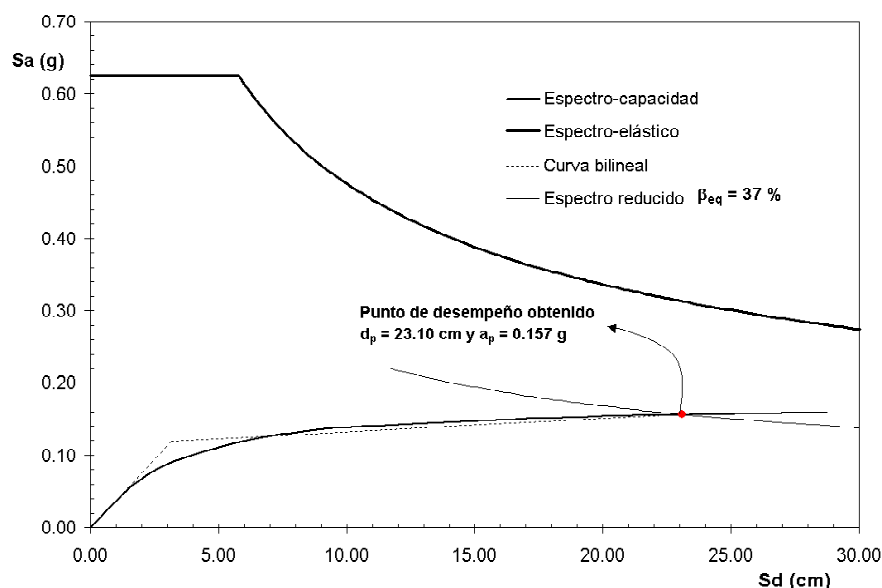
### 3.8.2 Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD)

El método del coeficiente de desplazamiento utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo. A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales ( $S_a$  vs  $S_d$ ). La aplicabilidad del método se limita a las estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos.

#### Descripción del método

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, propone los siguientes pasos para encontrar el punto de desempeño utilizando este método (FEMA 273, 1996):





**Figura 3.16.** Punto de desempeño del edificio de HA de 5 niveles - MEC.

1. Representación bilineal de la curva de capacidad, siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.6.2.
2. Cálculo del período fundamental efectivo  $T_e$ ,

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.19)$$

$T_i$  es el período fundamental elástico,  $K_i$  es la rigidez lateral elástica y  $K_e$  es la rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada (ver Figura 3.17).

3. Cálculo del punto de desempeño de la estructura  $D_t$  mediante:

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (3.20)$$

$S_a$  es el valor de la aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo  $T_e$  y  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  son factores modificadores, que se describen a continuación.

$C_0$  relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura. Su valor puede definirse usando cualquiera de los siguientes criterios:

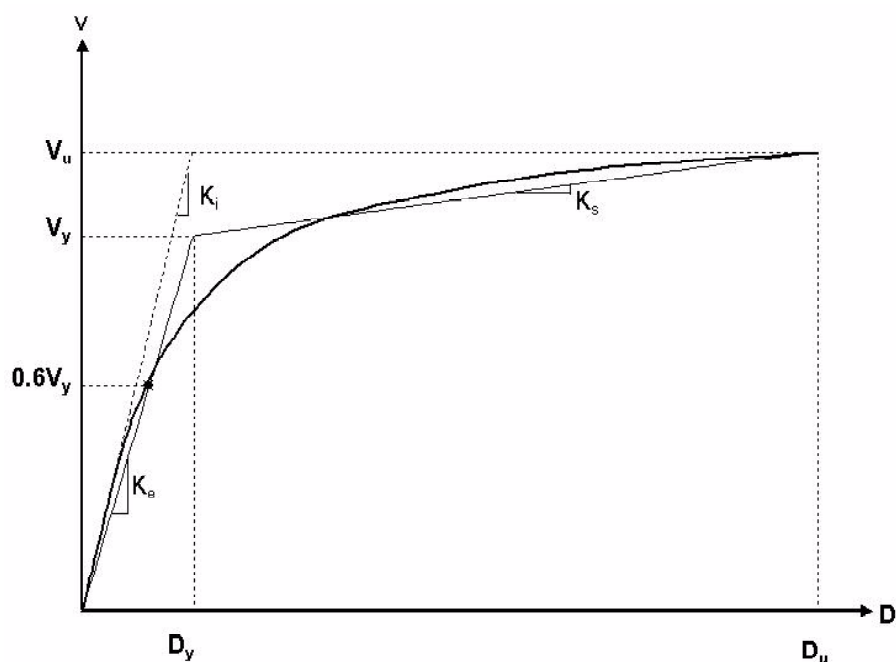


Figura 3.17. Representación bilineal de la curva de capacidad - MCD.

- Factor de participación del primer modo de vibración en la parte superior.
- Un valor apropiado a partir de la Tabla 3.10.

Número de Niveles	Valor de $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10	1.5

Tabla 3.10. Valores del factor modificador  $C_0$ .

$C_1$  relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1.0 & T_e \geq T_C \\ 1.0 + (R - 1) \frac{T_C}{T_e} & T_e < T_C \\ 1.5 & T_e < 0.1 \end{array} \right\} \quad (3.21)$$

- $T_C$  es un período característico del espectro de respuesta, que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.
- $R$  es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia,

$$R = \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{W}} \frac{1}{C_0} \quad (3.22)$$

$V_y$  es el cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad y  $W$  es el peso total de la estructura.

$C_2$  representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta de desplazamiento máximo. En la Tabla 3.11 se muestran algunos valores de  $C_2$  definidos para dos tipos de sistemas estructurales y tres niveles de desempeño estructural (ocupación inmediata, seguridad y prevención del colapso). El tipo 1 corresponde a estructuras en las cuales más del 30 % del cortante en cualquier nivel es resistido por las componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo, mientras que el tipo 2, corresponde a todas las estructuras no incluidas en el tipo 1.

Nivel Desempeño Estructural	$T = 0.1 s$		$T \geq T_C$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

**Tabla 3.11.** Valores del factor modificador  $C_2$ .

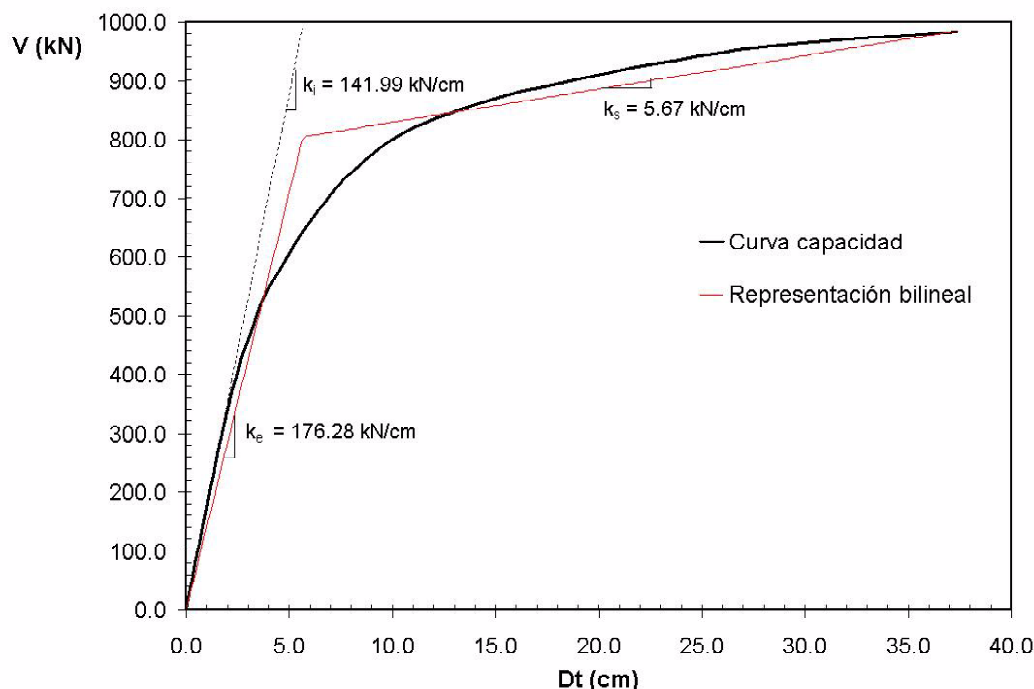
$C_3$  representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden. Para estructuras con una rigidez pos-cedencia mayor del 5 % de la rigidez elástica  $K_i$ ,  $C_3 = 1.0$ , de lo contrario,

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha| (R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.23)$$

$\alpha$  es la relación entre la rigidez pos-cedencia  $K_S$  y la rigidez elástica  $K_i$ , obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad (ver Figura 3.17),  $R$  y  $T_e$  vienen dadas por las ecuaciones (3.22) y (3.19) respectivamente.

### Ejemplo de aplicación

Se determina la demanda de desplazamiento para el mismo edificio y demanda sísmica utilizados en el ejemplo del método del espectro de capacidad. La Figura 3.18 muestra la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio, el cual tiene un período fundamental elástico  $T_1 = 0.98$  s, un peso total  $W = 6899.37$  kN y un cortante de cedencia  $V_y = 804.63$  kN.



**Figura 3.18.** Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de HA de 5 niveles. Procedimiento utilizado en FEMA-273 (1996).

El período fundamental efectivo se determina mediante la ecuación (3.19):

$$T_e = 0.98 \sqrt{\frac{141.99}{176.28}} = 0.88 \text{ s} \quad (3.24)$$

Para determinar la demanda de desplazamiento, es necesario obtener los factores modificadores:  $C_0 = 1.4$  de acuerdo a la Tabla 3.10 y  $C_1 = 1.0$  debido a que  $T_e = 0.88$  s  $\geq T_C = 0.60$  s. El valor de  $C_3$  se obtiene aplicando las ecuaciones (3.22) y (3.23) para una aceleración espectral  $S_a(T = T_e) = 480.2$  cm/s<sup>2</sup> y  $\alpha = \frac{K_s}{K_i} = 0.04$ , es decir:

$$R = \frac{\frac{480.2}{980}}{\frac{804.63}{6899.37}} \frac{1}{1.4} = 3.0 \quad (3.25)$$

$$C_3 = 1 + \frac{|0.04| (3 - 1)^{3/2}}{0.88} = 1.13 \quad (3.26)$$

El MCD requiere la definición previa del nivel de desempeño deseado para la estructura, para poder determinar el punto de desempeño. En la Tabla 3.12 se muestra la demanda de desplazamiento del edificio analizado, para tres niveles de desempeño estructural (ocupación inmediata, seguridad y prevención del colapso). Los valores de  $C_2$  han sido definidos de acuerdo a la Tabla 3.11. Obsérvese cómo el punto de desempeño correspondiente a la prevención del colapso es de 22.35 cm que difiere tan solo un 3 % de los 23.10 cm hallados con el método MEC.

Nivel Desempeño Estructural	$D_t$ (cm)
Ocupación inmediata	14.90
Seguridad	19.37
Prevensión del colapso	22.35

Tabla 3.12. Demanda de desplazamientos - MCD.

### 3.8.3 Método N2 (MN2)

El método N2 ha sido el resultado de un largo trabajo desarrollado por el grupo de investigación de la Universidad de Ljubljana en los últimos 15 años. Las bases de este procedimiento corresponden al modelo Q desarrollado por Saiidi y Sozen (1981). A partir de su primera versión, publicada en 1987, el método ha sido lentamente desarrollado hasta la presente versión, en la cual se utiliza el formato Aceleración-Desplazamiento (AD) y que combina las ventajas de la representación visual del método del espectro de capacidad (Freeman, 1998) con las bases físicas del espectro de demanda inelástico (Fajfar, 1999). De hecho, este nuevo formato constituye una variante del método del espectro de capacidad (MEC). Las características básicas del método son: el uso de dos modelos matemáticos separados, la aplicación del espectro de respuesta, el análisis estático no lineal (análisis "pushover") y la elección de un modelo que considera el daño acumulado. Este último aspecto se considera de gran importancia para el caso de estructuras existentes, las cuales frecuentemente no han sido construidas para resistencia sostenida a través de muchos ciclos de respuesta dentro del rango inelástico (Fajfar y Gaspersic, 1996). El método puede ser usado para la evaluación sísmica tanto de estructuras existentes como para el diseño de nuevas estructuras.

### Descripción del método

A continuación se describen las principales características del método y cada uno de los pasos involucrados en él.

**Datos:** Los principales datos que requiere el método son los siguientes:

1. Definición de un modelo plano de Múltiples Grados De Libertad (MGDL) para representar la estructura (relaciones momento-curvatura bilineales o trilineales y relaciones esfuerzo-deformación no lineal para los elementos estructurales sometidos a carga monotónica).
2. Espectro elástico de aceleración en formato AD ( $S_{ae}$  vs  $S_{de}$ ).
3. Cálculo de los espectros inelásticos de aceleración  $S_a$  y desplazamiento  $S_d$  para un sistema de 1 GDL a partir de las expresiones propuestas por Vidic et al., 1994, esto es:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.27)$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.28)$$

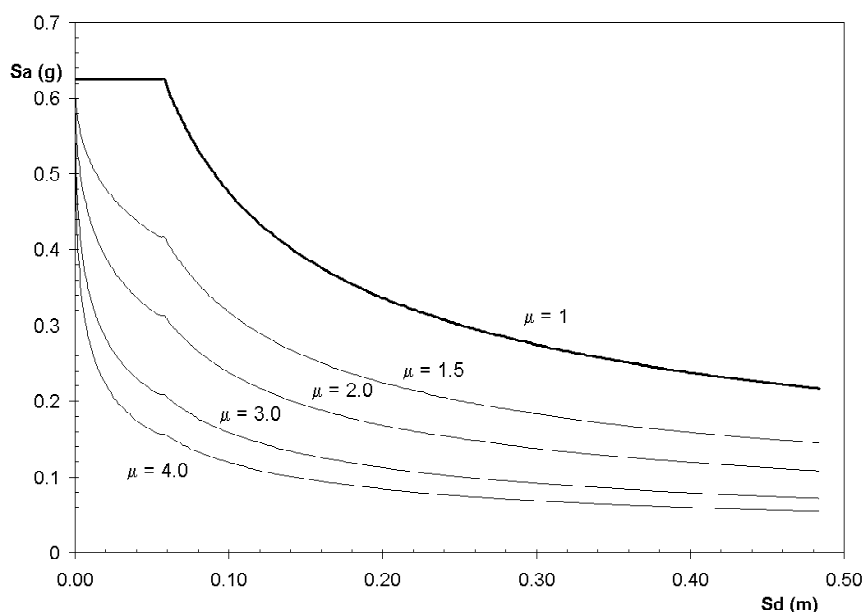
$\mu$  es el factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el de cedencia, y  $R_\mu$  es el factor de reducción por ductilidad, es decir, debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles. Varias propuestas han sido realizadas para determinar este factor, las cuales han sido analizadas por Miranda y Bertero (1994). En este caso, se usa un espectro bilineal para el factor de reducción, esto es:

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 & T < T_C \\ \mu & T \geq T_C \end{cases} \quad (3.29)$$

donde  $T_C$  es el período de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante en el espectro de respuesta. De esta forma, partiendo del espectro elástico en formato AD y utilizando las ecuaciones (3.27) a (3.29) se obtiene el espectro inelástico de demanda para diferentes ductilidades (ver Figura 3.19).

**Curva de capacidad:** Para obtener la curva de capacidad del sistema de MGDL mediante un análisis pushover, el método utiliza un vector de distribución de cargas laterales  $\vec{P}$ , que corresponde a la distribución de las fuerzas inerciales  $\vec{\Psi}$  debidas a la forma de desplazamiento supuesta,  $\vec{\Phi}$ , esto es:

$$\vec{P} = p \vec{\Psi} = p \mathbf{M} \vec{\Phi} \quad (3.30)$$



**Figura 3.19.** Espectros de demanda reducidos para diferentes factores de ductilidad constantes, en formato AD.

$\mathbf{M}$  es la matriz de masa diagonal y  $p$  es un factor que controla la magnitud de las cargas laterales. Por consiguiente, las cargas supuestas y la distribución de deformaciones no son mutuamente independientes como en la mayoría de los procedimientos utilizados para el análisis pushover. En la ecuación (3.30) no hay ninguna restricción para el vector de cargas. En este método, la distribución de cargas se supone indirectamente por medio de la distribución de desplazamientos supuesta, sin embargo, puede ser utilizada cualquier otra distribución. A partir de la ecuación (3.30) se observa que la fuerza lateral en el nivel "i" es proporcional a la componente  $\Phi_i$  de la forma de desplazamiento supuesta, ponderado por la masa del piso  $m_i$ ,

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (3.31)$$

Por lo tanto, la curva de capacidad se obtiene mediante los siguientes pasos:

- Se supone una forma de distribución de desplazamientos  $\vec{\Phi}$ .
- Se calcula la distribución vertical de las fuerzas laterales  $\vec{P}$ .
- Se efectúa un análisis pushover y se determina la relación entre el cortante en la base,  $V$  y el desplazamiento en el nivel superior,  $D$ .

**Modelo de 1 GDL equivalente:** En este método la demanda sísmica se determina usando el espectro de respuesta. El comportamiento inelástico se considera explícitamente. Consecuentemente, la estructura debe en principio ser modelada como un sistema de un grado de libertad. Diferentes procedimientos han sido utilizados para determinar el sistema 1 GDL equivalente. Este método utiliza un procedimiento que parte de la ecuación de movimiento para un sistema de MGDL plano que explícitamente incluye los grados de libertad traslacionales:

$$\mathbf{M} \ddot{\vec{U}} + \vec{F} = \mathbf{M} \vec{l} a \quad (3.32)$$

$\vec{U}$  y  $\vec{F}$  son vectores que representan los desplazamientos y las fuerzas respectivamente,  $\vec{l}$  es un vector unitario, y  $a$  es la aceleración del suelo, que es una función del tiempo. Los dos puntos sobre el vector  $U$  representan la segunda derivada temporal. Por simplicidad, el amortiguamiento no se incluye en la formulación ya que su influencia se tendrá en cuenta en el espectro de diseño. Se supone que el vector de desplazamiento  $\vec{\Phi}$  es constante, es decir, que no cambia durante la respuesta estructural al movimiento del suelo. Ésta es la base, y también el punto más crítico del procedimiento. El vector de desplazamiento  $\vec{U}$  se define como:

$$\vec{U} = \vec{\Phi} \vec{D} \quad (3.33)$$

$\vec{D}$  son los desplazamientos en el nivel superior en función del tiempo y  $\vec{\Phi}$  se normaliza de tal forma que la componente superior sea igual a 1. De la estática se tiene que:

$$\vec{P} = \vec{F} \quad (3.34)$$

es decir, que las fuerzas internas  $\vec{F}$  son iguales a las cargas externas  $\vec{P}$  aplicadas estáticamente. Sustituyendo las ecuaciones (3.30), (3.33) y (3.34) en la ecuación (3.32), y multiplicando por  $\vec{\Phi}^T$  se obtiene:

$$\vec{\Phi}^T \mathbf{M} \vec{\Phi} \ddot{\vec{D}} + \vec{\Phi}^T \mathbf{M} \vec{\Phi} p = - \vec{\Phi}^T \mathbf{M} \vec{l} a \quad (3.35)$$

A partir de la cual se llega a la siguiente expresión:

$$m^* \ddot{D}^* + F^* = -m^* a \quad (3.36)$$

$m^*$ ,  $D^*$  y  $F^*$  son la masa, los desplazamientos y las fuerzas del sistema de 1GDL equivalente, definidos como:

$$m^* = \vec{\Phi}^T \mathbf{M} \vec{l} = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i \quad (3.37)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (3.38)$$



$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.39)$$

$n$  es el número de niveles y  $V$  es el cortante en la base del modelo de MGDL

$$V = \sum_{i=1}^n P_i = \Phi^T \mathbf{M} l p = p \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i = p m^* \quad (3.40)$$

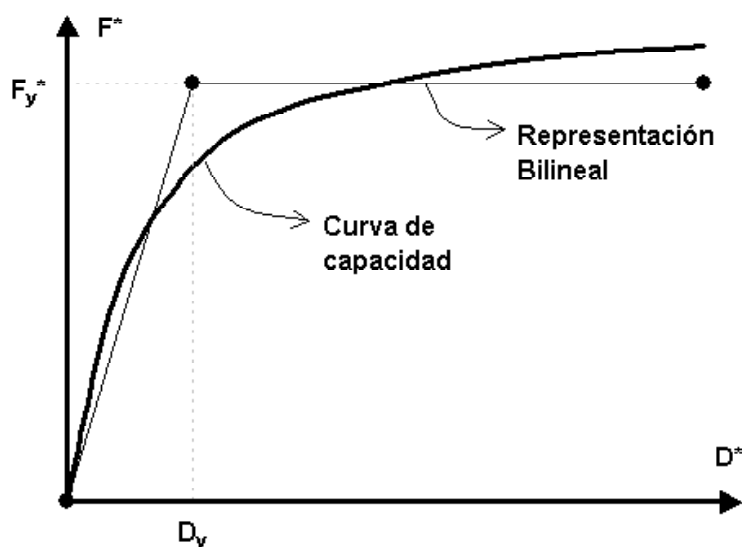
La constante  $\Gamma$  es el factor de participación modal y es la encargada de controlar la transformación del modelo de MGDL al modelo de 1 GDL y viceversa. Esta constante se define como:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T \mathbf{M} l}{\Phi^T \mathbf{M} l \Phi} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} \quad (3.41)$$

La forma de los desplazamientos está normalizada para que el valor en la parte superior sea igual a 1. Usualmente, se suele tomar  $\Phi$  como el correspondiente al primer modo de vibración, no obstante, se puede utilizar cualquier otra forma razonable. Este factor  $\Phi$  es equivalente al  $PF_1$  en el método del espectro de capacidad, y a  $C_0$  en el método del coeficiente de desplazamiento. Es importante notar que la constante  $\Gamma$  es la misma para la transformación de fuerzas y desplazamientos, por consiguiente, las relaciones fuerza-deformación determinadas para el sistema de MGDL (diagrama  $V - D_t$ ) se aplica también al sistema de 1 GDL equivalente (diagrama  $F^* - D^*$ ). Por lo tanto, la rigidez inicial para ambos sistemas es la misma.

Los pasos para obtener el espectro de capacidad del sistema de 1 G.D.L equivalente son los siguientes:

1. Determinación de la curva de capacidad del sistema de 1 GDL por medio de las ecuaciones (3.38), (3.39) y (3.41).
2. Representación bilineal de la curva de capacidad mediante alguno de los procedimientos disponibles (FEMA 273, ATC-40, etc.). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el procedimiento gráfico usado en el método N2, requiere que la rigidez post-cedencia sea igual a cero. Esto es debido a que el factor de reducción  $R_\mu$  se define como la relación entre la resistencia elástica requerida y la resistencia de cedencia. La influencia de una deformación moderada de endurecimiento sobre la demanda de desplazamiento es poco significativa, por lo tanto el espectro propuesto es válido para sistemas con endurecimiento nulo o pequeño. La Figura 3.20 muestra la curva de capacidad y la representación bilineal para un sistema de 1 GDL equivalente obtenida mediante el procedimiento propuesto en FEMA-273 (ver sección 3.6.2).
3. Determinación de la resistencia de cedencia  $F_y^*$ , el desplazamiento de cedencia  $D_y^*$  y el período elástico del sistema bilineal idealizado,  $T^*$ . Este último se



**Figura 3.20.** Curva de capacidad y representación bilineal de un sistema de 1 GDL.

obtiene como:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (3.42)$$

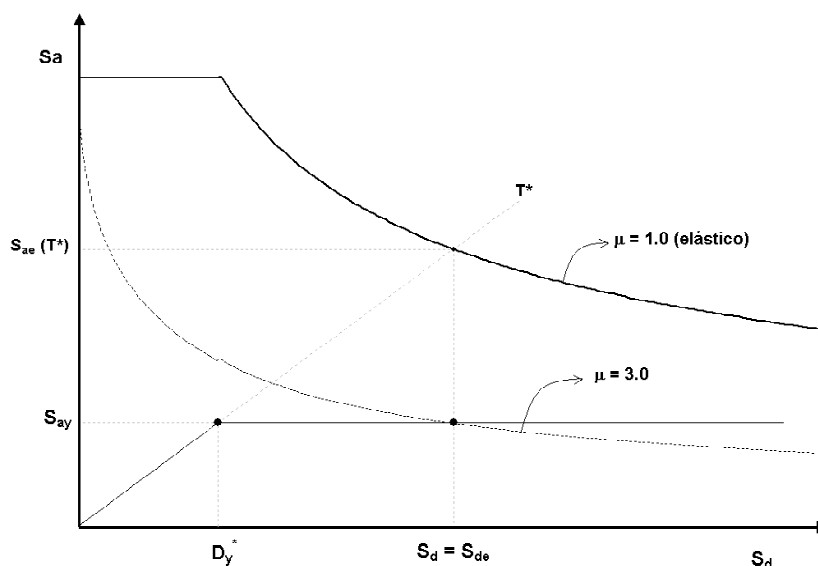
4. Cálculo del espectro de capacidad del sistema de 1 GDL equivalente, como:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.43)$$

$$S_d = D^* \quad (3.44)$$

**Desempeño sísmico para el modelo de 1 GDL:** El punto de desempeño para el sistema de 1 GDL se determina mediante un procedimiento gráfico, que consiste en superponer el espectro de demanda y el diagrama de capacidad. La intersección de la línea radial correspondiente al período elástico  $T^*$  con el espectro de demanda elástico  $S_{ae}$ , define la demanda de aceleración y desplazamiento requeridos para el comportamiento elástico perfecto (ver Figura 3.21). La aceleración de cedencia  $S_{ay}$  representa tanto la demanda de aceleración como la capacidad del sistema inelástico. El factor de reducción  $R_\mu$  se determina a partir de la relación entre las aceleraciones correspondientes a los sistemas elástico e inelástico, esto es:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (3.45)$$



**Figura 3.21.** Espectros de demanda elástico e inelástico y espectro de capacidad.

La demanda de ductilidad y desplazamiento, dependen del valor de  $T^*$  y se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & T^* \geq T_C \\ (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 & T^* < T_C \end{cases}$$

$$S_d = \begin{cases} S_{de}(T^*) & T^* \geq T_C \\ \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] & T^* < T_C \end{cases} \quad (3.46)$$

Para ambos casos ( $T^* \geq T_C$  y  $T^* < T_C$ ), la demanda inelástica en términos de aceleración y desplazamiento corresponde al punto de intersección del diagrama de capacidad con el espectro de demanda reducido para una ductilidad  $\mu$ . La Figura 3.21 muestra gráficamente el punto de desempeño de un sistema de 1 GDL equivalente con un período elástico  $T^* > T_C$ , por lo tanto, y de acuerdo con la ecuación (3.46),  $S_d = S_{de}(T^*)$ .

**Desempeño sísmico global y local para el modelo de MGDL:** La demanda de desplazamiento del modelo de MGDL se determina a partir de las ecuaciones (3.38) y (3.44),

$$D_t = \Gamma S_d \quad (3.47)$$

En caso de necesidad, las demandas sísmicas locales, pueden obtenerse mediante el análisis pushover. Se somete la estructura a cargas laterales incrementándose

monotónicamente hasta alcanzar el desplazamiento  $D_t$ . Se supone que la distribución de deformaciones a lo largo de la estructura en el análisis estático ("pushover") corresponden aproximadamente a las que se obtendrían con un análisis dinámico. Debe hacerse énfasis, en que  $D_t$  representa un valor medio para la carga sísmica aplicada y que hay una considerable dispersión alrededor de la media. Por lo tanto, resulta conveniente investigar el funcionamiento de la estructura analizada en condiciones extremas de carga, es decir, aumentando el valor de  $D_t$ . En FEMA 273 se recomienda llevar a cabo el análisis hasta el 150 % de  $D_t$ .

### Limitaciones del método

Hay dos fuentes principales de aproximaciones y limitaciones: el análisis "pushover" y el espectro inelástico. El análisis "pushover" se basa en una suposición muy restrictiva, esto es, la forma de desplazamiento es independiente del tiempo, lo cual no es válido para estructuras cuyos modos más altos son significativos, por lo tanto, un análisis de este tipo puede no detectar las debilidades estructurales que pueden generarse cuando las características dinámicas de la estructura cambian después de la formación del primer mecanismo plástico local. Una alternativa para superar esta limitación, consiste en suponer dos formas de desplazamiento o patrones de carga diferentes y utilizar la envolvente de los resultados. En cuanto al espectro inelástico usado en este método, éste se basa en la "regla de desplazamientos iguales". Esta regla se ha utilizado con éxito durante casi 40 años y existen numerosos estudios estadísticos en los que se ha confirmado su validez en el rango de períodos medios y largos (Miranda y Bertero, 1994; Vidic et al., 1994; Rahnama y Krawinkler, 1993; Miranda, 2000; Gupta y Krawinkler, 2000). Basándose en los resultados obtenidos de estos estudios, se puede concluir que esta regla es un método viable para estructuras sobre suelo firme con el período fundamental dentro del rango de períodos medios o largos y con ciclos histeréticos completos (Fajfar, 2000).

### Ejemplo numérico

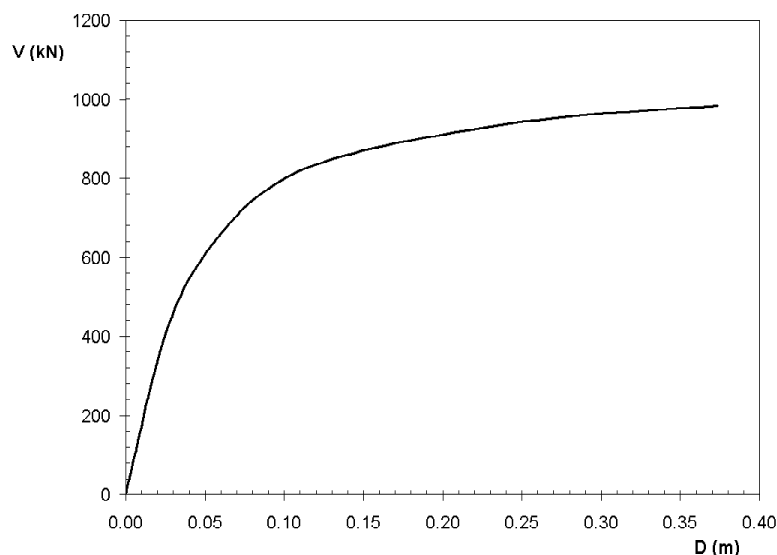
Al igual que para los dos métodos anteriores (MEC y MCD), se ha utilizado el mismo edificio y espectro elástico de respuesta. Sin embargo, el patrón de cargas utilizado para el análisis "pushover" se ha definido a partir del primer modo de vibración  $\Phi_1$  del edificio. Para definir esta distribución, se ha realizado un análisis modal previo utilizando el programa RUAUMOKO 2D y se han obtenido los siguientes valores:

$$\Phi_1^T = [0.36, 0.60, 0.79, 0.93, 1.00] \quad (3.48)$$

El patrón de cargas laterales se obtiene a partir de la ecuación (3.30),

$$P^T = [26.64, 43.87, 58.44, 68.15, 73.60] \quad (3.49)$$

Con este patrón de cargas, se ha utilizado el programa RUAUMOKO 2D para realizar el análisis "pushover" y obtener la curva de capacidad del edificio (ver Figura 3.22).



**Figura 3.22.** Curva de capacidad del edificio de HA de 5 niveles obtenida por el método N2.

Para transformar el sistema de MGDL a un sistema de 1 GDL, es necesario calcular los valores de la masa equivalente  $m^*$  y la constante de transformación  $\Gamma$ . Utilizando las ecuaciones (3.37) y (3.41), se obtiene:

$$m^* = 160 * (0.362 + 0.596 + 0.794 + 0.926) + 50.0 * 1.0 \quad (3.50)$$

$$m^* = 478.48 \text{ t} \quad (3.51)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{478.48}{\sum (160 * (0.362^2 + 0.596^2 + 0.794^2 + 0.926^2) + 50 * 1.0^2)} \quad (3.52)$$

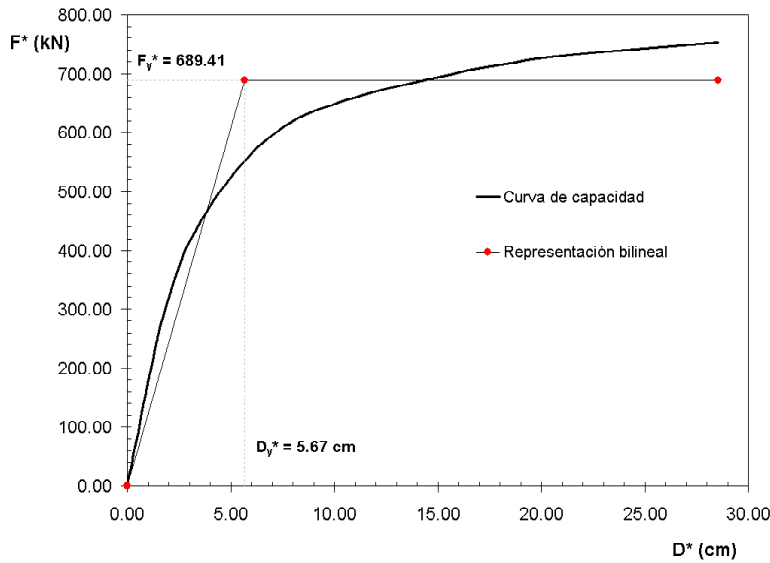
$$\Gamma = 1.30 \quad (3.53)$$

La curva de capacidad para el sistema de 1 G.D.L ( $F^*$  vs  $D^*$ ) se obtiene a partir de las ecuaciones (3.38) y (3.39). En la Figura 3.23 se superpone esta curva y su representación bilineal definida por las coordenadas del punto de cedencia ( $F_y^* = 689.41 \text{ kN}$ ,  $D_y^* = 5.67 \text{ cm}$ ).

El período elástico  $T^*$  del sistema de 1 GDL es:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{478.48 \text{ t} * 5.67 \text{ cm}}{689.41 \text{ kN} * \frac{1\text{t}}{10\text{kN}} * 980 \text{ cm/s}^2}} \quad (3.54)$$

$$T^* = 1.26 \text{ s} \quad (3.55)$$

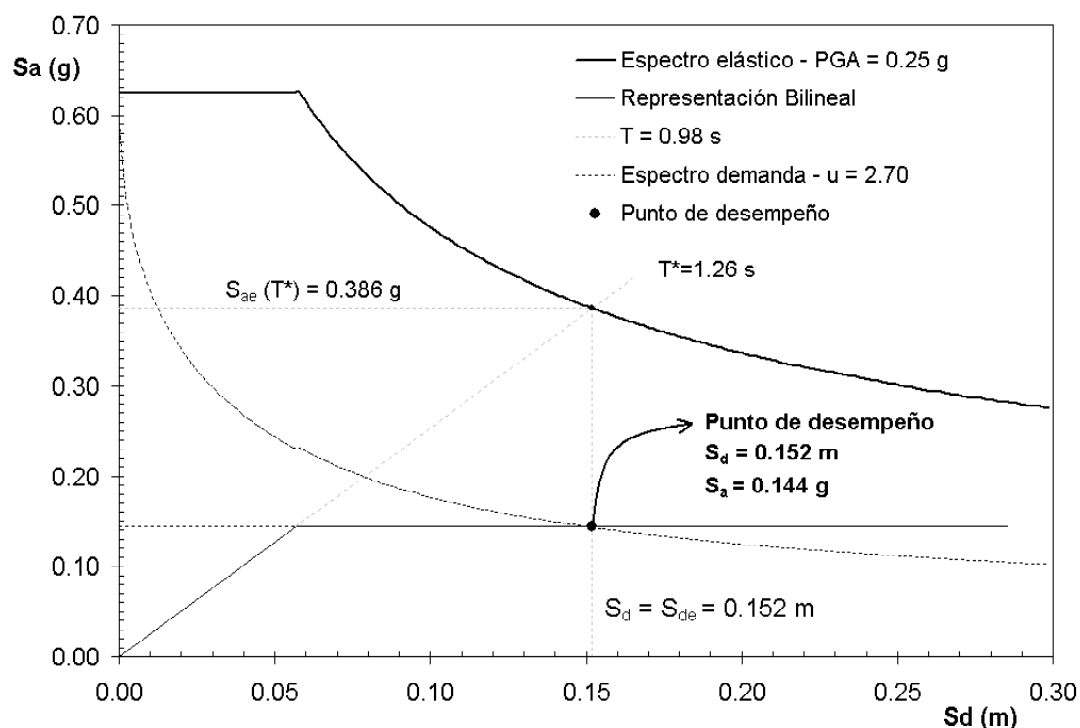


**Figura 3.23.** Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de HA de 5 niveles - MN2.

El espectro de capacidad se obtiene dividiendo las fuerzas  $F^*$  por la masa equivalente  $m^*$  (ver Figura 3.24). La aceleración en el punto de cedencia es igual a  $S_{ay} = \frac{F_y}{m^*} = \frac{689.41}{478.48} = 0.14 \text{ g}$ . Para el caso del comportamiento elástico ilimitado de la estructura, el punto de desempeño se representa por la intersección del espectro elástico y la línea correspondiente al período elástico ( $T^* = 1.26 \text{ s}$ ), que corresponde a una aceleración espectral  $S_{ae} = 0.39 \text{ g}$  y un desplazamiento espectral  $S_{de} = 0.15 \text{ m}$  para un movimiento sísmico con una aceleración máxima  $PGA = 0.25 \text{ g}$ . El factor de reducción se obtiene de la ecuación (3.45),

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{0.39 \text{ g}}{0.14 \text{ g}} = 2.70 \quad (3.56)$$

El período del sistema de 1 GDL  $T^* = 1.26 \text{ s}$  es mayor que  $T_C = 0.60 \text{ s}$ , y por lo tanto, de acuerdo con la ecuación (3.46),  $S_d = S_{de} = 15.20 \text{ cm}$  y  $\mu = R_\mu = 2.70$ . El punto de desempeño sísmico para el sistema equivalente de 1 GDL ( $S_a = 0.14 \text{ g}$  y  $S_d = 15.20 \text{ cm}$ ) corresponde a la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido para un factor de ductilidad  $\mu = 2.70$  (ver Figura 3.24).



**Figura 3.24.** Representación gráfica del punto de desempeño del edificio de HA de 5 niveles - MN2.

La demanda de desplazamiento del sistema de MGD L es igual a  $Dt = 1.30 * 15.20 = 19.76$  cm, de acuerdo a la ecuación (3.47). Obsérvese cómo en este caso la demanda de desplazamiento obtenida por este método difiere un 15% y un 12% de las obtenidas con los métodos anteriores (MEC y MCD respectivamente). Más adelante, en la Tabla 3.15, se resumirán los valores hallados con los 3 métodos.

### 3.9 Verificación del desempeño

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir, para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico. Así por ejemplo, se ha detectado que los componentes estructurales son sensibles

a los desplazamientos, mientras que los componentes no estructurales pueden ser más sensibles a la aceleración o a la deriva entre piso. Por lo tanto, es preciso establecer intervalos de variación para estos indicadores y relacionarlos con los niveles de desempeño considerados. Esta tarea se desarrolla en los dos siguientes apartados.

### 3.9.1 Límites de los niveles de desempeño

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. En las Tablas 3.13 y 3.14 se muestran las derivas máximas de entre piso, permisibles para cada uno de los niveles de desempeño propuestos en el ATC-40 y VISION 2000. Para cumplir con los objetivos de desempeño, los valores obtenidos en el análisis de la estructura para una determinada demanda sísmica deben ser inferiores a cada uno de estos valores. Así por ejemplo, para que una estructura pueda ser ocupada inmediatamente después de ocurrido un sismo, la deriva máxima entre piso debe ser menor de 0.01, de acuerdo a la propuesta del ATC-40 (ver Tabla 3.13).

Nivel de desempeño	Deriva entre piso $\delta_i$ (% altura entre piso)
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad estructural	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$

**Tabla 3.13.** Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño - ATC-40.

Nivel de desempeño	Deriva entre piso $\delta_i$ (% altura entre piso)
Totalmente operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.50
Próximo al colapso	2.50
Colapso	> 2.50

**Tabla 3.14.** Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).



Las diferencias existentes entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existentes, entre otros, sugieren que cada región, defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas, puede en algunos casos, evitar que se evalúe de manera adecuada, los niveles de desempeño de la estructura y por consiguiente su vulnerabilidad. De igual forma, la elección de un parámetro adecuado para representar el daño, debe hacerse considerando tanto la tipología como el tipo de elemento y el nivel de daño (local o global) que se desea evaluar. Así por ejemplo, para estructuras que se deforman en un modo de cortante, el daño estructural global puede ser evaluado mediante la deriva máxima entre piso; por el contrario, para los componentes no estructurales, el parámetro más adecuado parece ser la aceleración máxima de piso.

### 3.9.2 Ejemplo numérico

A manera de ilustración se verifican los niveles de desempeño del edificio de HA de 5 niveles para el movimiento sísmico de diseño, obtenidos por los tres métodos de análisis estático no lineal (MEC, MCD y MN2) y que se resumen en la Tabla 3.15.

Método	$D_t$ (cm)
MEC	23.10
MCD	22.35
MN2	19.76

**Tabla 3.15.** Demanda de desplazamiento para el edificio de HA de 5 niveles.

Los valores obtenidos por los dos primeros métodos son bastante similares, sin embargo, esto depende en gran parte del nivel de desempeño estructural que se utilice en el MCD. Así por ejemplo, el método MN2 da valores similares al MCD para un nivel de desempeño estructural de seguridad ( $D_t = 19.37$  cm).

La Tabla 3.16 muestra los valores límites de los niveles de desempeño correspondientes al edificio analizado obtenidos a partir del análisis pushover y siguiendo el procedimiento descrito en la sección anterior.

Nivel de desempeño Estructural	Intervalos para $D_t$ (cm)
Ocupación inmediata	$0.77 < D_t \leq 2.85$
Seguridad	$5.63 < D_t \leq 10.59$
Prevención Colapso	$10.59 < D_t \leq 25.35$

**Tabla 3.16.** Valores límites de los niveles de desempeño para el edificio de HA de 5 niveles.

Está claro que para este edificio en particular, los tres valores obtenidos para la demanda de desplazamiento, caen dentro del intervalo del nivel de desempeño correspondiente a la prevención del colapso. No obstante, algunos de los valores se encuentran muy cerca del límite superior, con lo cual, existe la probabilidad que se produzca un colapso parcial. De esta forma, el edificio no cumpliría con los objetivos básicos de diseño del código Colombiano. Adicionalmente, tampoco cumple con los objetivos de desempeño sísmico recomendados por el Comité VISION 2000 y el ATC-40, ya que estos proponen para un movimiento sísmico de diseño (período de retorno de 475 años o una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años), un nivel mínimo de desempeño estructural de seguridad para el edificio (ver Tablas 3.5 y 3.6). En casos como éste, es indispensable hacer un análisis detallado del edificio para identificar las fuentes potenciales de daño y proponer acciones de reforzamiento y/o rehabilitación.

### 3.10 Resumen y discusión

En este capítulo se ha analizado el concepto de "*desempeño sísmico de edificios*" entendido como el comportamiento de un edificio cuando se ha sometido a una acción sísmica determinada. Este concepto y las filosofías de diseño que en él se inspiran, trasciende y supera los criterios de diseño implícitos en la mayoría de las normas y códigos sísmicos vigentes, pues tiene en cuenta no solo la estabilidad y daño estructural, sino también otros aspectos relacionados con los elementos no estructurales y contenidos del edificio. De esta forma, se considera, además de los aspectos tradicionales como el daño físico estructural, aquellos aspectos relacionados con la funcionalidad y operatividad del edificio; de forma que, previamente al diseño de la estructura, hay que realizar un análisis de los objetivos del diseño. Así, la "*ingeniería basada en el desempeño*" parte de una primera fase de análisis del diseño conceptual, admisibilidad y viabilidad del diseño final, pero incluye también el control de la calidad durante la construcción y la supervisión del funcionamiento y mantenimiento de la estructura.

La realización práctica de esta filosofía de diseño requiere la definición de niveles de desempeño y la parametrización y cuantificación de las variables involucradas en estos niveles. Se analizan con bastante detalle, dos propuestas relevantes: el proyecto VISION 2000 y el informe ATC-40. Una vez definidos los niveles de desempeño y las acciones sísmicas correspondientes a cada uno de ellos, es necesario establecer los objetivos básicos del diseño. La implementación de esta nueva filosofía se facilita considerablemente por la representación del binomio capacidad-demanda. Por lo tanto, el reto de la aplicación adecuada de esta metodología de nueva generación, reside en la obtención de métodos que a la vez representen bien la complejidad estructural y funcional de los edificios modernos y, cuenten con algoritmos y técnicas sencillas, que permitan y faciliten su uso para los profesionales del sector. Así

pues, el siguiente paso del presente capítulo ha consistido en explicar y discutir tres métodos para estimar el punto de desempeño. Los métodos comentados han sido: El del espectro de capacidad (MEC), el del coeficiente de desplazamiento (MCD) y el método llamado N2 (MN2). Un mismo caso práctico, ha guiado un ejemplo numérico de aplicación. El ejemplo elegido ha sido un edificio de hormigón armado de 5 pisos, típico de la ciudad de Manizales (Colombia), cuyo desempeño sísmico se ha analizado para el sismo de diseño propuesto en el código sísmico Colombiano. Los resultados obtenidos indican que la demanda de desplazamiento en el punto de desempeño es comparable cuando se calcula mediante cualquiera de los tres métodos, obteniéndose un valor medio de 22 cm. Este valor cae dentro de la parte más desfavorable del intervalo de desplazamientos correspondiente al nivel de desempeño estructural de "Prevención de Colapso", que varía entre 10.6 y 25 cm, por lo que se espera que este edificio pueda sufrir colapsos parciales. Por lo tanto, el edificio no cumple los objetivos básicos de diseño del código Colombiano, lo que sugiere una indicación clara de estudios adicionales con un nivel de detalle que permita identificar las fuentes potenciales de daño y proponer acciones de reforzamiento o rehabilitación.

Concluimos, por tanto, que es posible determinar el punto de desempeño de un edificio, definido como el punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, a partir de métodos simplificados que permiten representar suficientemente bien, estructuras de múltiples grados de libertad más allá del límite elástico, mediante modelos sencillos de un grado de libertad.

El espectro de capacidad puede obtenerse a partir del llamado análisis "pushover" que se basa en el estudio de la respuesta de una estructura, al ser sometida a un patrón de fuerzas creciente y cuyo resultado es la curva de capacidad, que expresa el desplazamiento del extremo superior de la estructura en función del esfuerzo en la base de la misma. La representación en términos de desplazamiento y aceleración espectrales, constituye el espectro de capacidad. El espectro de demanda representa la acción sísmica a la cual está sometida la estructura y, para considerar la incursión de la estructura en el rango inelástico, se calcula el espectro inelástico de demanda, a partir de unos factores reductores que pueden ser función de la ductilidad o de un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente.

Los diferentes métodos analizados, muestran una alta consistencia de los resultados y constituirán una excelente herramienta para la aplicación práctica de la filosofía de diseño basado en el desempeño, a los diversos casos analizados en esta tesis y a otras aplicaciones orientadas al análisis de vulnerabilidad y predicción de daños sísmicos orientados a la obtención de escenarios de daño en entornos urbanos.

