

### **III. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

#### **A. Metodología de la evaluación estructural y la readecuación de edificios de concreto reforzado**

El proceso de evaluación estructural y readecuación de edificios de concreto reforzado representa un reto para los arquitectos, supervisores, ingenieros estructurales y propietarios. Todas estas personas deben involucrarse en este proceso y tener claras las tareas y responsabilidades de cada miembro del equipo de trabajo. A continuación se presentan los pasos que se deben seguir para realizar la evaluación estructural y la readecuación de edificios de concreto reforzado:

##### **1. Iniciación del proceso**

Los propietarios de edificios deben evaluar y readecuar sus propiedades básicamente para la prevención y la reducción del riesgo de pérdida de vidas humanas. También deben considerar que la evaluación y readecuación de edificaciones reducen las potenciales pérdidas económicas, a partir de un mejor desempeño sísmico. Además, deben chequear los requerimientos mínimos de desempeño sísmico específicos del área en donde está localizada la estructura, antes de iniciar el proceso de evaluación.

##### **2. Selección de profesionales calificados**

Los propietarios deben seleccionar al arquitecto y al ingeniero estructural que formarán parte del equipo de trabajo para la evaluación y la posible readecuación de una estructura. Deben hacer una lista de los posibles candidatos y revisar, con bastante detenimiento, la experiencia profesional de cada uno de los profesionales. Luego deben solicitar una propuesta formal por escrito de cada uno de los candidatos, seguido de una entrevista personal. Sobre la base de esta información deben tomar la decisión de los profesionales que contratarán.

### **3. Determinación de los objetivos de desempeño**

Los objetivos de desempeño especifican el comportamiento sísmico deseado para un edificio, a través de los niveles estructurales de desempeño, los cuales se clasifican en ocupación inmediata, control del daño, seguridad de vida, seguridad limitada y estabilidad estructural. El propietario y los profesionales contratados deben seleccionar el objetivo de desempeño de la edificación, considerar la vida de las personas dentro y afuera del edificio y la pérdida de capital debido a las posibles reparaciones o reconstrucción total de la estructura después de un sismo. Es importante que los propietarios tomen en cuenta que la evaluación estructural y la readecuación de edificios es solamente un proceso de reducción de riesgo. En el Capítulo III, Inciso B de este trabajo se desarrolla el tema de los objetivos de desempeño.

### **4. Revisión de las condiciones del edificio**

Este proceso consiste en una evaluación de vulnerabilidad rápida de la edificación. El evaluador, basado en su experiencia y criterio personal, asigna una calificación estructural, según el tipo de sistema constructivo y establece los factores modificadores, los cuales disminuyen la calificación de vulnerabilidad final. Con base en esta calificación estructural final, el evaluador determina si la edificación necesita una evaluación estructural detallada por medio de un análisis inelástico. Para efectuar esta evaluación de vulnerabilidad rápida se puede hacer uso de los planos de construcción del edificio para darse una idea más clara del tipo y características de la estructura. En el Capítulo III, Inciso C de este trabajo se desarrolla el tema de la evaluación rápida de vulnerabilidad.

### **5. Formulación de una estrategia**

Después de establecer los objetivos de desempeño y la vulnerabilidad de la estructura, el equipo de diseño, junto con el propietario, deben formular un plan para la evaluación detallada y posible readecuación de la edificación. Se debe determinar qué tipo de evaluación detallada se utilizará, es decir, si se utilizará un análisis estático lineal o un análisis no lineal más sofisticado. Es conveniente tomar

en cuenta que este último presenta mayor dificultad y por lo tanto mayores costos. Generalmente, se aplica un análisis lineal a edificios pequeños en área y en elevación, con sistemas estructurales simples, con redundancia estructural en el sistema que resiste las cargas laterales y en edificios donde el nivel de ocupación es bajo. Este trabajo muestra el método estático no lineal denominado Método de Capacidad Espectral, que es el más utilizado para la evaluación estructural de edificios de concreto reforzado. Los distintos métodos para la evaluación estructural detallada, tanto métodos lineales como no lineales, se desarrollan en el Capítulo III, Inciso D de este trabajo.

## **6. Aprobación del proceso**

Después de formular el plan de evaluación del edificio, la estrategia básica debe ser revisada por un supervisor contratado por el propietario. Todos los miembros del equipo de evaluación y supervisión deben revisar detalladamente el plan de trabajo antes de aprobar el proceso. Todos deben estar de acuerdo con los objetivos de desempeño establecidos, la evaluación de vulnerabilidad rápida realizada y con el tipo de análisis estructural detallado que se utilizará antes de ser aprobado el proyecto.

## **7. Investigación detallada**

El plan del proceso de evaluación y readecuación debe incluir pruebas e inspecciones detalladas para obtener información suficiente de las características específicas de la estructura. Dentro de estas pruebas se puede incluir un análisis del sitio en donde está la estructura, el de las propiedades de los materiales que conforman el sistema constructivo y el de los detalles estructurales del edificio. Estas investigaciones ayudarán posteriormente a modelar el edificio y aplicarle el método lineal o método no lineal escogido.

## **8. Determinación de la capacidad sísmica del edificio**

La capacidad sísmica de un edificio se determina por medio de una curva que representa el movimiento horizontal de la estructura, a medida que se aplican

cargas laterales. Al inicio, la curva es una línea recta conforme la estructura se comporta linealmente y cuando la estructura empieza a ceder, el comportamiento empieza a manifestar un trazo curvo. El ingeniero estructural genera esta curva desarrollando un modelo del edificio, con la representación de todos sus elementos y componentes. Generalmente esto se realiza por medio de un programa avanzado de computación. Dicho modelo es sujeto a incrementos de carga o “pushover” por medio de un patrón determinado por las propiedades dinámicas de la estructura. Los desplazamientos resultantes definirán la curva de capacidad inelástica de la estructura. En el Capítulo III, Inciso E de este trabajo se desarrolla el proceso de determinación de la curva de capacidad de un edificio.

### **9. Determinación de la demanda sísmica**

La demanda sísmica es la curva que define al sismo esperado. La capacidad particular de un edificio y la demanda impuesta sobre él por un movimiento sísmico dado no son independientes entre sí. Al colocar ambos parámetros en un mismo espectro ( $S_a$  vs.  $S_d$ ) se puede determinar el punto de desempeño de la estructura, el cual representa la capacidad del edificio ante la demanda sísmica impuesta. En el Capítulo III, Inciso E de este trabajo se desarrolla el proceso de determinación de la demanda generada por un movimiento sísmico.

### **10. Chequeo del desempeño del edificio**

El punto de desempeño del edificio representa la capacidad de una estructura al ser excitada por un sismo simulado. Después de determinar el punto de desempeño, el ingeniero estructural debe chequear el desempeño resultante de acuerdo a los criterios de aceptabilidad del Capítulo III, Inciso F de este trabajo. El desempeño se chequea desde dos puntos de vista. Primero se deben chequear los límites globales de desplazamiento de la estructura para cada objetivo de desempeño y segundo, el ingeniero debe chequear los elementos estructurales individuales contra los límites de aceptabilidad que dependen del objetivo global de desempeño.

## **11. Determinación del tipo de readecuación a utilizar y preparación de los documentos de construcción**

A partir de los resultados obtenidos en el análisis, se deben plantear los posibles procedimientos de readecuación. Con base en toda la información recabada durante el proceso de evaluación, el equipo de trabajo debe tomar la decisión de qué tipo de procedimiento se utilizará para la readecuación de la edificación. Es importante escoger un proceso de readecuación que sea técnica y económicamente viable. Después de haber decidido el procedimiento de readecuación, se deben preparar todos los documentos necesarios para iniciar el proceso de construcción.

## **12. Monitoreo del control de calidad de la construcción**

El desempeño sísmico real del edificio es extremadamente sensible al control de calidad de la construcción. La mayoría de procedimientos de readecuación requieren de técnicas sofisticadas para su elaboración y por lo tanto necesitan un control alto de calidad. Es muy importante que el ingeniero prepare un proyecto de control de calidad específico para el procedimiento de readecuación escogido. Este proyecto debe identificar las pruebas requeridas, las inspecciones y el personal calificado necesario para la construcción. Tanto el ingeniero como el supervisor deben hacer inspecciones regulares durante el proceso de construcción y deben ser notificados de cualquier problema que se presente.

### **B. Objetivos de desempeño**

Los objetivos de desempeño especifican el desenvolvimiento sísmico requerido de un edificio. El desempeño sísmico se describe al designar el estado máximo de daño permisible o nivel de desempeño para un peligro sísmico identificado. Los objetivos de desempeño pueden incluir la consideración de varios estados de daño para varios niveles de movimiento sísmico. Después de que el propietario del edificio selecciona un objetivo de desempeño, el ingeniero puede identificar la demanda sísmica y el criterio de aceptabilidad que se debe utilizar para la evaluación y el diseño de los sistemas estructurales y no estructurales.

## **1. Niveles de desempeño**

Los niveles de desempeño describen una condición de daño límite que se puede considerar como satisfactoria para un edificio o para un movimiento sísmico dado. La condición límite se describe por el daño del edificio, la amenaza a la vida y a la serviciabilidad del edificio después del sismo.

### **a. Niveles y rangos estructurales de desempeño**

Los niveles estructurales de desempeño se aplican al sistema que resiste las cargas, están designados por un título y un número, al cual se le denomina número de desempeño estructural y es abreviado así: SP-n, donde n es el número designado. Los rangos son niveles de desempeño intermedios que sirven para definir ciertos edificios especiales. Los niveles y rangos estructurales de desempeño son:

#### **1) Ocupación inmediata, SP-1**

Es el estado después del sismo en donde solamente ha ocurrido poco daño estructural. El riesgo de amenaza de colapso estructural no es considerable.

#### **2) Control del daño, SP-2**

Rango estructural de desempeño utilizado cuando se quiere un nivel de seguridad de vida, pero a la vez no se toma en cuenta la ocupación. Se aplica cuando se desea proteger edificios históricos u otros por sus características arquitectónicas.

#### **3) Seguridad de vida, SP-3**

Es el estado después del sismo en donde ha ocurrido daño significativo en la estructura principal, pero sin llegar al colapso total. El riesgo de amenaza de colapso estructural es muy bajo. Se debe considerar una reconstrucción o readecuación de la estructura principal, antes de ser habitada nuevamente.

#### **4) Seguridad limitada, SP-4**

Rango estructural de desempeño utilizado cuando no se cumple con la totalidad de los requerimientos del nivel de seguridad de vida, pero que es mejor que el nivel de estabilidad estructural. Esto puede ocurrir cuando conseguir el nivel de seguridad de vida no es económico o cuando solamente se quieren mitigar algunas deficiencias estructurales.

#### **5) Estabilidad estructural, SP-5**

Es el estado después del sismo en donde el daño estructural del edificio está al borde de provocar el colapso parcial o total del mismo. Incluye un daño significativo a la estructura principal, incluida la degradación potencial de la rigidez y resistencia del sistema que soporta las fuerzas laterales. Sin embargo, la mayoría de los componentes tienen la capacidad de resistir la totalidad de las cargas gravitacionales. Se debe tomar en cuenta que es necesario realizar una reconstrucción parcial o total del edificio antes de ser ocupado nuevamente.

#### **6) Rango no considerado, SP-6**

Rango estructural de desempeño utilizado para situaciones en donde se necesite una evaluación sísmica o una readecuación.

#### **b. Niveles no estructurales de desempeño:**

Los niveles no estructurales de desempeño se aplican a componentes no estructurales (arquitectónicos, mecánicos, eléctricos, etc.) y están designados por un título y una letra, denominada letra de desempeño no estructural y es abreviado así: NP-n, donde n es la letra designada. Los niveles no estructurales de desempeño son:

##### **1) Operacional, NP-A:**

Es el estado después del sismo en donde los sistemas y elementos no estructurales están en su lugar y sin mayor daño. Todo el equipo y maquinaria debe estar trabajando. Se deben realizar planes de contingencia para solucionar

posibles dificultades con la comunicación, el transporte o la disponibilidad de provisiones.

**2) Ocupación inmediata, NP-B**

Es el estado después del sismo en donde la mayoría de los sistemas y elementos no estructurales están en su lugar, pero con daño significativo. El equipo y maquinaria puede sufrir daño y se debe tener contemplada su reparación.

**3) Seguridad de vida, NP-C**

Es el estado después del sismo en donde existe daño considerable en sistemas y componentes no estructurales, pero no toma en cuenta el colapso total de dichos sistemas y componentes que puede constituir un peligro para los ocupantes del edificio. El equipo y maquinaria debe repararse antes de volverse a usar.

**4) Peligro reducido, NP-D**

Es el estado después del sismo en donde existe daño severo en sistemas y componentes no estructurales, pero no incluye el colapso o caída de elementos que causen lesiones severas a grupos de personas, como lo son parapetos, muros de mampostería exteriores, cielos falsos, etc.

**5) Nivel no considerado, NP-E**

Nivel de desempeño en donde no se evalúan elementos no estructurales.

**c. Niveles de desempeño en edificios**

Los niveles de desempeño en edificios describen el estado límite de daño de una edificación, combinan niveles estructurales y no estructurales de desempeño. En el Cuadro 1 se muestra la combinación de ambos niveles para formar el nivel de desempeño del edificio.

**Cuadro 1: Combinaciones de niveles de desempeño en edificios**

Niveles de desempeño en edificios						
Niveles no estructurales de desempeño	Niveles estructurales de desempeño					
	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de vida	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 Rango no considerado
NP-A Operacional	1-A <sup>1</sup> Operacional	2-A <sup>2</sup>	NR <sup>3</sup>	NR <sup>3</sup>	NR <sup>3</sup>	NR <sup>3</sup>
NP-B Ocupación inmediata	1-B <sup>1</sup> Ocupación inmediata	2-B <sup>2</sup>	3-B <sup>2</sup>	NR <sup>3</sup>	NR <sup>3</sup>	NR <sup>3</sup>
NP-C Seguridad de vida	1-C <sup>2</sup>	2-C <sup>2</sup>	3-C <sup>1</sup> Seguridad de vida	4-C <sup>2</sup>	5-C <sup>2</sup>	6-C <sup>2</sup>
NP-D Peligro reducido	NR <sup>3</sup>	2-D <sup>2</sup>	3-D <sup>2</sup>	4-D <sup>2</sup>	5-D <sup>2</sup>	6-D <sup>2</sup>
NP-E Nivel no considerado	NR <sup>3</sup>	NR <sup>3</sup>	3-E <sup>2</sup>	4-E <sup>2</sup>	5-E <sup>1</sup>	No se aplica

1. Niveles más comunes de desempeño de edificios.
2. Otras posibles combinaciones de niveles de desempeño en edificios.
3. Combinaciones no recomendadas de niveles de desempeño en edificios.

Los niveles de desempeño en edificios que se usan comúnmente son:

### 1) Operacional, 1-A

Es el nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es mínimo y hay seguridad de vida para los ocupantes. Los daños a los elementos no estructurales no son significativos.

### 2) Ocupación inmediata, 1-B

Es el nivel más usado para edificaciones esenciales. Los sistemas y ambientes del edificio se pueden usar razonablemente, debido a que los daños estructurales y no estructurales son menores.

### 3) Seguridad de vida, 3-C

Es el nivel que representa una baja probabilidad de amenaza a la seguridad de vida, ya sea por un daño estructural o por el desprendimiento de componentes no estructurales.

**4) Estabilidad estructural, 5-E**

Es el nivel que garantiza estabilidad de los marcos estructurales solamente ante cargas verticales. Existe una alta amenaza a la seguridad de vida, por el colapso de ciertos componentes estructurales o no estructurales.

A continuación se listan los niveles de desempeño de edificios utilizados con menos frecuencia:

**5) Nivel de desempeño 3-D**

Este nivel combina el desempeño estructural de seguridad de vida con el desempeño no estructural de peligro reducido. Ocasiona amenaza de seguridad de vida por los siguientes componentes no estructurales: equipo mecánico o eléctrico, sistemas de distribución y de iluminación, cielos falsos, etc.

**6) Nivel de desempeño 3-B**

Nivel de desempeño que no permite la ocupación del edificio, debido a que la estructura primaria presenta un riesgo alto de colapso.

**7) Nivel de desempeño 1-C**

Nivel de desempeño que ocasiona daños estructurales y no estructurales fuertes y obliga a la reparación de todos los daños antes de volver a ocupar el edificio.

**8) Niveles de desempeño 2-A, 2-B, 2-C y 2-D**

Niveles de desempeño que presentan cierto rango de capacidad estructural y consideran que el daño no estructural evitará la ocupación inmediata después del sismo.

**9) Nivel de desempeño 3-A**

Nivel de desempeño que presenta comportamiento estructural similar al nivel 2-C para el sismo de diseño.

### **10) Nivel de desempeño 3-E**

Nivel de desempeño que se usa cuando la reparación estructural es menor o cuando no se tienen los fondos suficientes para una posible readecuación.

### **11) Niveles de desempeño 4-C, 4-D y 4-E**

Niveles de desempeño utilizados para reducir el riesgo de colapso estructural y no estructural.

### **12) Niveles de desempeño 5-C, 5-D, 6-C y 6-D**

Niveles de desempeño que consideran levemente el comportamiento estructural con desempeño aceptable de los componentes no estructurales.

## **2. Selección del objetivo de desempeño**

El objetivo de desempeño se forma con la combinación del movimiento generado por el sismo y el nivel de desempeño. A continuación se definen los 3 tipos de sismos, que también se especifican en el Capítulo III, Inciso E de este trabajo.

- **Sismo de serviciabilidad (SS)**

Movimiento sísmico que tiene un 50 % de probabilidad de ser excedido en un lapso de tiempo de 50 años.

- **Sismo de diseño (SD)**

Movimiento sísmico que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedido en un lapso de tiempo de 50 años.

- **Sismo máximo (SM)**

Movimiento sísmico que tiene un 5 % de probabilidad de ser excedido en un lapso de tiempo de 50 años.

Un objetivo de desempeño se define al seleccionar un nivel de desempeño del edificio para un movimiento sísmico específico, como se muestra en el Cuadro 2.

*Cuadro 2: Definición del objetivo de desempeño*

Definición del objetivo de desempeño				
Tipo de movimiento sísmico	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de serviciabilidad				
Sismo de diseño			X	
Sismo máximo				

Un objetivo de desempeño múltiple o dual se puede crear al seleccionar dos o más desempeños deseados diferentes, cada uno para cada tipo de movimiento sísmico, como se muestra en el Cuadro 3.

*Cuadro 3: Definición del objetivo de desempeño dual*

Definición del objetivo de desempeño dual				
Tipo de movimiento sísmico	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de serviciabilidad				
Sismo de diseño			X	
Sismo máximo				X

El objetivo básico de seguridad, que se muestra en el cuadro anterior, es un objetivo de desempeño dual que se define como el nivel de desempeño de seguridad de vida (3-C), para un sismo de diseño y el nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo.

### **C. Generalidades de una evaluación rápida de vulnerabilidad**

La evaluación rápida de vulnerabilidad se basa en un método visual que pretende determinar la vulnerabilidad en edificaciones existentes. El objetivo principal de una evaluación rápida de vulnerabilidad es determinar si la estructura necesita una evaluación detallada. Para poder llegar a esta conclusión, es necesario llenar una boleta como la que se muestra en la Figura 1, la cual está conformada por 5 áreas importantes:

1. Área de datos generales
2. Área de dibujo
3. Área que indica el tipo de ocupación, peligro de colindancias y confiabilidad de datos
4. Área de calificación estructural
5. Área de observaciones y conclusiones

A partir de esta evaluación rápida se determinará si es necesaria una evaluación por medio de un análisis no lineal estático de edificios, con sistemas estructurales de cualquier tipo. Además, esta evaluación ayudará a visualizar el estado general de la edificación y servirá para empezar a plantear las posibles soluciones de readecuación. A continuación se da una descripción de cada una de las áreas que se evalúan en la boleta rápida de vulnerabilidad.

### **1. Área de datos generales**

Esta área es de suma importancia ya que aquí, además de escribir el nombre y la dirección de la edificación, se toma en cuenta el área total de la misma, el año de construcción y la fecha de evaluación. Esta información le servirá al evaluador para determinar, según su criterio, el nivel de importancia presente en la estructura evaluada.

### **2. Área de dibujo en planta de la edificación**

Esta área está destinada para el dibujo a escala de la planta general de la edificación. Es importante que este dibujo esté hecho correctamente y con detalle para que el lector pueda tener una idea clara de la edificación evaluada. Aquí, el evaluador puede señalar detalles estructurales que le llamaron la atención y también daños considerables en la estructura primaria y en elementos no estructurales, que puedan generar peligro a la hora de un sismo.

### **3. Área que indica el tipo de ocupación, peligro de colindancias y confiabilidad de los datos obtenidos**

#### **a. Tipo de ocupación**

Se refiere al uso que se le da en la actualidad al edificio, ya sea si es residencial, comercial, de oficinas, de servicios de emergencia, edificación histórica, etc.

#### **b. Número de personas**

Se refiere a la cantidad de personas que habitan la edificación en el tiempo de ocupación máxima.

#### **c. Peligro de colindancia**

Se refiere a la amenaza que puede existir por la presencia de otras edificaciones en cualquiera de sus colindancias.

#### **d. Confiabilidad de datos**

El evaluador debe dejar plasmado si los datos que obtuvo en la evaluación son de carácter confiable, estimado, subjetivo e inclusive no real.

### **4. Área de la clasificación estructural y de los factores modificadores**

Los valores de la clasificación estructural y los factores modificadores fueron calculados en base a pruebas estadísticas realizadas a diferentes edificaciones. Se tomaron como ejemplo los factores aplicados por el Applied Technology Council: ATC-21 y ATC-21-1, publicaciones de abril de 1988. A partir de estos valores del ATC, que eran los que corresponden al índice de sismicidad más alto para los Estados Unidos, se fueron generando nuevas versiones hasta llegar a los que se presentan en la boleta de evaluación. Además, se debe determinar si la estructura está definida o no en dos direcciones, lo que significa observar si la estructura presenta rigidez estructural en ambos sentidos. Si la estructura no está definida en sus dos sentidos, automáticamente se le asigna una calificación de +0.25 y se recomienda una evaluación detallada.

**a. Clasificación estructural (CE)**

La clasificación de los sistemas estructurales es la siguiente:

**1) Estructuras de madera (M): CE = 4.5**

Tienden a ser de uno a tres niveles. Existen de varios tipos. La más común es la estructura de madera, cuyos muros están constituidos por reglas de madera de 2 a 4 pulgadas de espesor. Estos muros presentan riostras de playwood, madera o acero. En general, las estructuras de madera muestran un buen comportamiento ante un sismo por su poco peso y altura.

**2) Marcos de acero resistentes a momento (A1): CE = 4.5**

Marcos con vigas y columnas con las mismas dimensiones en el sentido longitudinal y transversal. En los marcos, la rigidez de las vigas y de las columnas es la que resiste las fuerzas laterales y las deformaciones. Los diafragmas pueden ser de madera, de lámina o de concreto.

**3) Marcos de acero con riostras (A2): CE = 3.0**

Sistema estructural con elementos diagonales o riostras entre sus marcos, cuya función es la de rigidizar la estructura y soportar parte de la carga lateral. En los marcos con riostras concéntricas, las fuerzas laterales se resisten por los esfuerzos de tensión y compresión originadas en el sistema de riostras. En los marcos con riostras excéntricas, éstas descansan sobre la viga principal y se localizan ligeramente separadas de la conexión entre la viga y la columna. Generalmente las riostras se utilizan en edificios altos y esbeltos.

**4) Estructuras livianas de acero (A3): CE = 5.5**

Comúnmente llamadas estructuras tipo bodega, se caracterizan por cubrir un área bastante grande, de un solo nivel y no poseen columnas interiores. Se construyen con marcos de acero en la dirección corta y las fuerzas en la dirección larga se resisten por los tensores entre los marcos. El techo y el perímetro de los marcos se recubren con materiales metálicos y/o paneles prefabricados.

**5) Marcos de acero con muros de corte (A4): CE = 3.6**

Sistema que consiste en marcos de acero, cuya función es soportar la carga vertical y parte de la carga sismo y muros de corte que soportan la carga lateral.

**6) Marcos de acero con muros de relleno (A5): CE = 1.5**

Sistema que consiste en marcos de acero, cuya función es soportar la carga vertical y la carga sismo y muros de relleno que no soportan carga lateral y que generalmente son de mampostería.

**7) Marcos de concreto resistentes a momento (C1): CE = 2.0**

Sistema estructural formado por marcos de concreto reforzado, dúctiles o no dúctiles, con muros de relleno de mampostería o de concreto. Los marcos de concreto son los que resisten la totalidad de la carga vertical.

**8) Marcos de concreto con muros de corte (C2): CE = 3.0**

Sistema estructural rígido formado por marcos de concreto reforzado con muros de corte, los cuales se pueden localizar en el interior o exterior del edificio y son los que resisten las cargas laterales.

**9) Marcos de concreto con muros de relleno (C3): CE = 1.5**

Sistema estructural de marcos de concreto reforzado y muros de relleno, generalmente de mampostería. Los marcos de concreto soportan la totalidad de las cargas verticales y laterales.

**10) Estructuras con construcción compuesta (CC): CE = 2.0**

Sistema estructural que consiste en una combinación de materiales como acero, concreto, madera o mampostería. Este tipo de sistema tiene poca altura.

**11) Estructuras de marcos de concreto prefabricado (CP): CE = 1.5**

Estructura que consiste en un sistema de vigas, columnas y losas prefabricadas y ensambladas en el sitio. Generalmente son de un solo nivel.

**12) Estructuras de mampostería reforzada superior (MS): CE = 3.0**

Sistema estructural que está formado por muros de carga de mampostería reforzada. Poseen poca altura y sus diafragmas son de madera o concreto prefabricado.

**13) Estructuras de mampostería reforzada media (MM): CE = 2.5**

Estructuras que consisten en la combinación de unidades de mampostería y elementos de concreto reforzado. Sus elementos consisten en columnas, vigas, soleras y mochetas. Los muros pueden estar pineados.

**14) Estructuras de mampostería no reforzada (MNR): CE = 1.0**

Estructuras formadas por muros de mampostería sin refuerzo. Ejemplo de mampostería no reforzada es el adobe.

**b. Factores modificadores**

Los factores modificadores de cualquier sistema estructural y que determinan su grado de vulnerabilidad son:

**1) Gran altura**

Factor modificador que se debe aplicar a edificaciones de más de 8 niveles.

**2) Mal mantenimiento**

Factor modificador que afecta el comportamiento sísmico cuando se utilizan materiales de baja calidad o materiales cuyas especificaciones no fueron estimadas en el diseño estructural. Este factor requiere de una inspección detallada de la edificación. Su identificador visual más fácil de percibir es el nivel de mantenimiento general que tiene el edificio, es decir si la estructura tiene el

aspecto de estar abandonada o deteriorada. Este factor depende del criterio del evaluador.

### **3) Irregularidad vertical**

Si la relación entre planta irregular sobre planta regular es  $> 40\%$ , entonces se presenta una alta irregularidad vertical, si es  $> 20\%$  la irregularidad es media y si es  $> 10\%$  la irregularidad es baja.

### **4) Nivel suave**

Se refiere a que la rigidez de un nivel es mucho menor en comparación con la de los niveles superiores. Un nivel suave se puede considerar como aquel cuya rigidez lateral es menor que el  $70\%$  de la del nivel inmediato superior, o menos del  $40\%$  de la combinación de rigidez de los tres niveles siguientes.

### **5) Torsión**

Factor modificador que presentan las estructuras con distribución no uniforme de pesos y/o rigideces.

### **6) Irregularidad en planta**

Si la relación entre planta irregular sobre planta total es  $> 40\%$  entonces se presenta una alta irregularidad en planta. Si es  $> 20\%$ , la irregularidad es media y si es  $> 10\%$  la irregularidad es baja.

### **7) Colisión entre edificios adyacentes**

Factor modificador que presentan las edificaciones que carecen de juntas de construcción y que producen daños en la zona.

### **8) Paneles pesados:**

Factor modificador que se aplica a edificaciones que presentan un número significativo de paneles pesados, los cuales se utilizan generalmente para

recubrir las fachadas. Estos factores se consideran como elementos no estructurales, pero contribuyen a la rigidez del edificio.

### 9) Columnas cortas

Factor modificador que presenta columnas con muros adosados parcialmente en su altura. Cuando existe alta presencia de columnas cortas, se debe escoger en la boleta Columnas Cortas (a) y cuando existe baja presencia de columnas cortas, escoger Columnas Cortas (b).

### 10) Columnas aisladas menores de 30 cm x 30 cm

Factor modificador que presenta columnas cuya área de sección transversal es menor de 30 cm por 30 cm. Depende del criterio del evaluador.

### 11) Elementos no estructurales

Factor modificador que incluye a la ventanería, sistemas de iluminación, muros de relleno, cielo falso, etc.

### 12) Aplicación del código de diseño sísmico

Depende del año y tipo de construcción, tal como se puede ver en el Cuadro 4.

*Cuadro 4: Aplicación de código de diseño sísmico*

Año de construcción utilización código	Antes de 1930	1930-1950	1950-1970	1970-2003
No se utilizó	0.00	0.00	0.00	0.00
Existe duda	0.00	+1.00	+0.50	+1.50
Hay certeza	+0.50	+1.50	+1.00	+1.50

### 13) Tipo de suelo

- **Perfil del suelo S1.** Roca de cualquier clase. Este material puede clasificarse con velocidades de onda de corte mayores que 800 m/s. Suelo rígido cuyo basamento rocoso esté a menos de 50 m de profundidad y constituido por cenizas volcánicas, arenas, gravas densas o arcillas firmes (AGIES, 1996).
- **Perfil del suelo S2.** Suelo firme cuyo basamento rocoso se encuentra a más de 50 m de profundidad y está formado por cenizas volcánicas, suelos granulares densos, limos densos o arcillas firmes (AGIES, 1996).
- **Perfil del suelo S3.** Depósitos de 10 m de espesor de cenizas, arenas o limos desde sueltos hasta densidad media. Depósitos de más de 10 m de espesor de arcillas blandas o semiblandas con o sin estratos arenosos intermedios. En general, suelos con velocidades de onda de corte menores que 200 m/s (AGIES, 1996).

### 5. Área de observaciones y conclusiones

En esta parte de la boleta el evaluador determina si existe algún comentario importante que pueda ser significativo en el desempeño de la estructura ante un sismo. Además, de acuerdo a la calificación estructural final, el evaluador determina si la edificación presenta una vulnerabilidad mínima, significativa, alta o muy alta, como se muestra en el Cuadro 5.

*Cuadro 5: Calificación estructural “C”*

Escala de vulnerabilidad	
Vulnerabilidad estructural	Calificación estructural “C”
Mínima	$C \geq 1.50$
Significativa	$0.25 < C < 1.50$
Alta	$-1.00 < C \leq 0.25$
Muy alta	$C \leq -1.00$

Si la calificación estructural C es menor que 1.50 se debe recomendar la realización de una evaluación estructural detallada, para poder plantear alguna alternativa o procedimiento de readecuación.

**METODO DE EVALUACION VISUAL RAPIDO**

Nombre: \_\_\_\_\_ Código Postal: \_\_\_\_\_  
 Dirección: \_\_\_\_\_  
 Otra Identificación: \_\_\_\_\_  
 Número de Pisos: \_\_\_\_\_ Área Total en m2: \_\_\_\_\_  
 Uso: \_\_\_\_\_ Año de Construcción: \_\_\_\_\_  
 Inspector: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_

**Área de datos generales**

\_\_\_\_\_

**Área de dibujo**

¿Estructura definida en las dos direcciones? SI NO PLANTA Y ELEVACION Escala: \_\_\_\_\_

OCUPACION		CALIFICACION ESTRUCTURAL Y FACTORES DE MODIFICACION														
	No. Personas	TIPO DE ESTRUCTURA	M	A1	A2	A3	A4	A5	C1	C2	C3	CC	CP	MS	MM	MNR
Residencial	0 - 10	Calificación Básica	4.5	4.5	3.0	5.5	3.6	1.5	2.0	3.0	1.5	2.0	1.5	3.0	2.5	1.0
Comercial	11 - 100	Gran Altura	N/A	-2.0	-1.0	N/A	-1.0	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5
Oficinas	100+	Mal Mantenimiento	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Industrial		Irregularidad Vertical (a)	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Reun. Públicas		Irregularidad Vertical (m)	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Escuelas/Inst.		Irregularidad Vertical (b)	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
Edif. Gob.		Nivel Suelto	-1.0	-2.5	-2.0	-1.0	-2.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0
Serv. Emergencia		Torsión	-0.8	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
Edif. Histórica		Irregularidad Planta (a)	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Peligros de Colindancias	<input type="checkbox"/>	Irregularidad Planta (m)	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Otros Peligros:		Irregularidad Planta (b)	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
		Colisión entre edificios	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
		Pan. pesados p/fach	N/A	-1.5	-1.5	-1.5	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A
		Columnas Cortas (a)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
		Columnas Cortas (b)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	N/A	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
		Col. aisladas men. 30X30	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	N/A	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
		Elementos No Estruct.	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
		Cód. Diseño Sísmico														N/A
CONFIABILIDAD DE DATOS		S1 Edificio alto	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0	+1.0
		S1 Edificio bajo	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
		S2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		S3	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
		S3 & de 8 a 20 niveles	N/A	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	N/A	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
DESC = Desconocido		CALIFICACION FINAL														

**Área de calificación estructural**

COMENTARIOS: \_\_\_\_\_

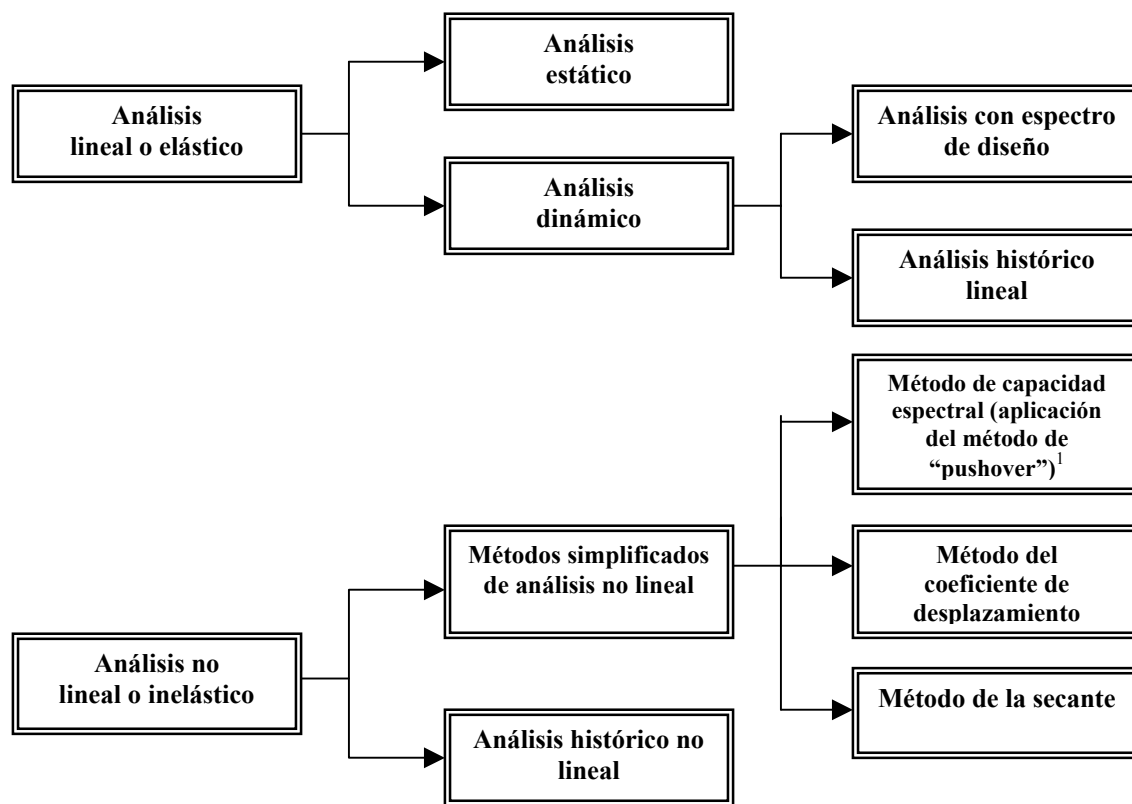
¿Se requiere de Evaluación Detallada?  
SI NO

**Área de observaciones y conclusiones**

Figura 1: Boleta para evaluación rápida de vulnerabilidad

## D. Generalidades de los distintos métodos de análisis lineal y no lineal estáticos

A través de la evaluación rápida de vulnerabilidad se puede determinar si es necesario un análisis de evaluación detallado. El tipo de sistema estructural y sus factores modificadores son los parámetros que determinarán la calificación de vulnerabilidad y ésta, a su vez, servirá para determinar la necesidad de realizar un estudio más profundo. A continuación se muestran los distintos métodos para la evaluación estructural detallada:



<sup>1</sup> Método de análisis que se utilizará en este trabajo.

**Figura 2: Tipos de análisis para la evaluación estructural detallada**

### 1. Análisis lineal o elástico

Este método compara la demanda del sismo con la capacidad de la estructura. La comparación se hace en base al corte basal del sismo (demanda) contra el corte basal que resiste el edificio (capacidad). Este análisis da una buena indicación de la capacidad elástica de la estructura e indica dónde ocurre la primera

cedencia; sin embargo, no puede predecir mecanismos de falla y contar con redistribuciones de fuerzas durante la cedencia progresiva. Al utilizar el procedimiento estático lineal, el edificio se debe modelar con rigidez estática lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente, los cuales aproximen los valores esperados de carga cerca del punto de cedencia. Las demandas del sismo de diseño son representadas por fuerzas laterales estáticas, siendo la suma igual a la carga lateral definida por la ecuación 3. La magnitud de esta carga lateral se ha seleccionado con la intención que cuando se le aplique al modelo elástico del edificio se generen desplazamientos que, a la vez, sean aproximadamente iguales a los desplazamientos máximos esperados para el sismo de diseño (FEMA 273, 1997).

Si la respuesta del edificio es esencialmente elástica durante el sismo de diseño, las fuerzas internas calculadas serán aproximadas. Si la respuesta es inelástica, las fuerzas internas que se desarrollan en las zonas de cedencia, serán menores que las fuerzas internas calculadas en el procedimiento elástico (FEMA 273, 1997).

#### **a. Determinación del período de vibración del edificio**

El período de vibración fundamental del edificio se puede calcular con la aplicación de cualquiera de los siguientes tres métodos (FEMA 273, 1997):

- **Método 1**

Con este método, el período de vibración fundamental del edificio se obtiene a partir de un análisis dinámico, para el cual es necesario hacer un modelo matemático del edificio.

- **Método 2**

Este método calcula el período de vibración del edificio con la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (1)$$

Donde:

$T$  = período (en segundos) fundamental del edificio en la dirección del análisis.

$C_t$  = 0.035 para marcos de acero resistentes a momento

= 0.030 para marcos de concreto resistentes a momento

= 0.030 para marcos de acero arriostrado excéntricamente

= 0.020 para otros sistemas

$h_n$  = altura (en pies) desde la base del edificio hasta el nivel del techo.

- **Método 3**

El período de vibración fundamental de edificios de un nivel con diafragma flexible se calcula con la siguiente ecuación:

$$T = (0.1\Delta_w + 0.078\Delta_d)^{0.5} \quad (2)$$

Donde  $\Delta_w$  y  $\Delta_d$  son los desplazamientos (en pulgadas) en el plano del muro y del diafragma debido a la carga lateral en la dirección de análisis.

**b. Determinación de las cargas laterales**

Las cargas laterales se calculan con la siguiente ecuación:

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (3)$$

Donde:

$C_1$  = factor modificador relacionado con el desplazamiento inelástico máximo relacionado con la respuesta del desplazamiento elástico calculado. Este factor se debe calcular utilizando el siguiente procedimiento:

$$C_1 = 1.5 \text{ para } T < 0.10 \text{ segundos}$$

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T \geq T_0 \text{ segundos}$$

Donde:

$T$  = período de vibración fundamental del edificio.

$T_0$  = es el período característico del espectro de respuesta, que se define como el período asociado con la transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante del espectro.

$C_2$  = factor modificador que representa el efecto de degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia en los desplazamientos máximos de la respuesta. Los valores de  $C_2$ , para diferentes sistemas estructurales se muestran en el Cuadro 6.

**Cuadro 6: Valores del factor modificador  $C_2$**

Nivel de desempeño	$T = 0.1$ segundos		$T \geq T_0$ segundos	
	Marco tipo 1 <sup>1</sup>	Marco tipo 2 <sup>2</sup>	Marco tipo 1 <sup>1</sup>	Marco tipo 2 <sup>2</sup>
<b>Ocupación inmediata</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Seguridad de vida</b>	1.3	1.0	1.1	1.0
<b>Prevención al colapso</b>	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Estructuras en donde más del 30 % del corte en cualquier nivel se registra para componentes o elementos cuya resistencia y rigidez puedan deteriorarse durante el sismo de diseño. Los sistemas de este tipo incluyen: marcos arriostrados concéntricos, marcos con conexiones parcialmente restringidas, marcos arriostrados que únicamente soportan tensión, muros de corte o cualquier otra combinación de los sistemas mencionados.
2. Para todas las estructuras con sistemas no descritos en el inciso 1.

$C_3$  = factor de modificación que representa los desplazamientos incrementados debido al efecto  $P-\Delta$ . Para valores con coeficiente de estabilidad  $\theta$  menores que 0.1  $C_3$  se puede tomar como 1.0. Para valores de  $\theta$  mayores a 0.1,  $C_3$  se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$C_3 = 1 + \frac{5(\theta - 0.1)}{T} \quad (4)$$

Donde  $\theta$  es el coeficiente de estabilidad definido por la siguiente ecuación:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (5)$$

Donde:

$P_i$  = porción del peso total de la estructura que incluye la carga muerta y la carga viva.

$V_i$  = fuerza de corte total en la dirección considerada en el nivel  $i$ .

$h_i$  = altura del nivel  $i$ .

$\delta_i$  = deformación lateral en el nivel  $i$ .

$S_a$  = aceleración espectral, la cual se calcula con la ecuación 10.

$W$  = carga muerta total y la carga viva anticipada, en la cual para bodegas se debe incluir un mínimo del 25 % de la carga viva de la superficie, la carga de nieve o el peso total del equipo permanente y del mobiliario.

## 2. Análisis no lineal o inelástico

Este análisis demuestra cómo trabajan los edificios al identificar modos de ruptura y el potencial de colapso progresivo. Este tipo de análisis considera la ductilidad de cada elemento de la estructura. Además considera que la capacidad inelástica de un edificio es una medida de su habilidad de disipar energía sísmica.

### a. Análisis histórico no lineal

Análisis dinámico que determina la evolución de la respuesta del edificio conforme al tiempo, por ejemplo la aceleración, la velocidad y el desplazamiento de la estructura, basados en la respuesta de la estructura excitada por un movimiento sísmico en forma de acelerograma.

Con un análisis dinámico no lineal, los desplazamientos de diseño no se establecen utilizando un desplazamiento previamente preestablecido, sino que se determinan directamente a través del análisis dinámico por medio de historiales de movimiento sísmico. La respuesta calculada puede llegar a ser extremadamente sensible a las características del movimiento sísmico, por lo que se recomienda realizar el análisis utilizando más de un historial. Las fuerzas internas calculadas

serán aproximaciones de las fuerzas esperadas durante el sismo de diseño. En cada paso del análisis se hacen los ajustes respectivos para tomar en cuenta la no linealidad en los elementos (FEMA 273, 1997).

El análisis histórico no lineal se debe realizar con no menos de tres grupos de datos de historiales de movimientos sísmicos. Los historiales deben presentar magnitudes, distancias epicentrales y mecanismos de la fuente que sean consistentes con las características que controlan el sismo de diseño. Cuando no se tengan los historiales necesarios para realizar el análisis, se pueden usar historiales simulados para sustituir a los reales requeridos. Para cada grupo de datos, se debe construir la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados del espectro con 5 % de amortiguamiento de los componentes horizontales. Los grupos de datos deben ser ordenados de tal forma que el valor promedio del espectro calculado con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, no sea menor que 1.4 veces el espectro con 5 % de amortiguamiento para períodos entre  $0.2T$  y  $1.5T$ , siendo  $T$  el período de vibración fundamental del edificio (FEMA 273, 1997).

Cuando se emplean tres historiales de datos para el análisis de la estructura, el valor máximo de cada parámetro de respuesta se debe utilizar para determinar la aceptabilidad del diseño. Cuando se utilicen siete o más historiales de datos, se debe emplear el valor promedio de cada uno de los parámetros de respuesta para determinar la aceptabilidad del diseño (FEMA 273, 1997).

Los métodos de análisis no lineal simplificados son los siguientes:

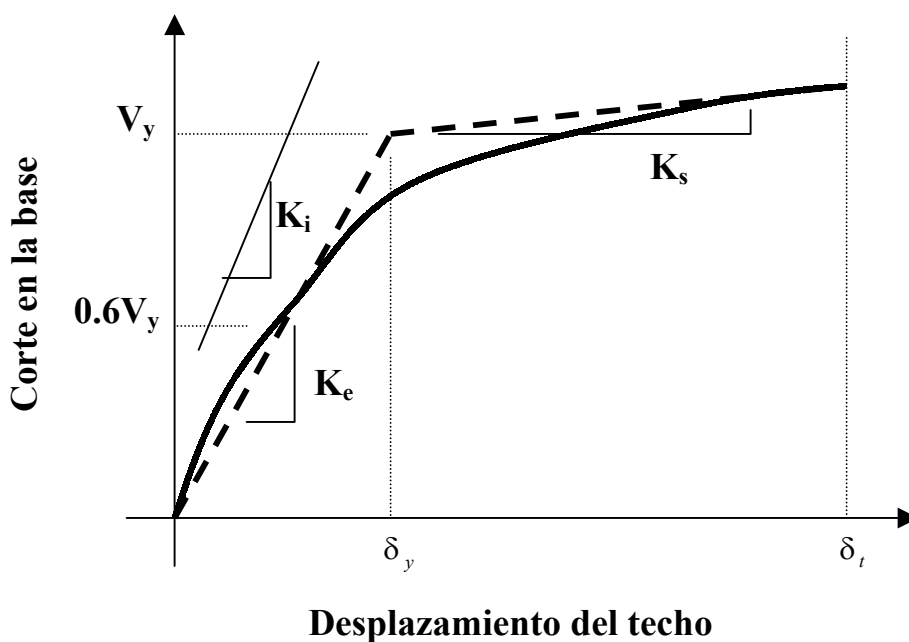
**b. Método de capacidad espectral**

Usa la intersección de la curva de capacidad de la estructura, generada por medio del método de “pushover”, y el espectro de respuesta reducida de la demanda sísmica para estimar el máximo desplazamiento, el cual se compara con los requerimientos según los objetivos de diseño. Este método es el más usado en la actualidad y se describe detalladamente en el Capítulo III, Inciso E de este trabajo.

### c. Método del coeficiente

El método del coeficiente consiste en calcular el desplazamiento máximo o punto de desempeño de estructuras regulares, siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

1. Construir una representación bilineal de la curva de capacidad de la estructura como se muestra en la Figura 3. Se debe dibujar la rigidez postelástica ( $K_s$ ) para representar la rigidez promedio en la cual la estructura ha cedido. También se debe dibujar la rigidez elástica efectiva ( $K_e$ ), por medio de la construcción de una línea secante que pase a través del punto de la curva de capacidad que corresponda a un corte en la base de  $0.6V_y$ , donde  $V_y$  se define por la intersección entre las líneas de  $K_e$  y  $K_s$ . Es importante mencionar que el método del coeficiente no necesita convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales.



*Figura 3: Representación bilineal de la curva de capacidad para el método del coeficiente*

El proceso anterior requiere un procedimiento de prueba y error debido a que el valor de  $V_y$  se determina hasta después de dibujada la línea  $K_e$ . Por lo tanto, se debe dibujar una línea arbitraria  $K_e$  y chequear que el punto en donde esta línea cruza el punto de la curva de capacidad sea igual a  $0.6V_y$ . Si esta intersección no es igual a  $0.6V_y$ , entonces una nueva línea  $K_e$  debe ser dibujada hasta igualar este valor.

2. Calcular el período fundamental efectivo ( $T_e$ ) con la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (6)$$

Donde:

$T_i$  = período fundamental elástico (en segundos) en la dirección bajo consideración.

$K_i$  = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración.

$K_e$  = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección bajo consideración.

3. Determinar el desplazamiento objetivo ( $\delta_t$ ):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (7)$$

Donde:

$T_e$  = período fundamental efectivo calculado con la Ecuación 6.

$C_0$  = factor modificador que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento del techo del edificio. Se puede calcular con el uso del primer factor de participación modal en el nivel del techo y usar un vector

de forma correspondiente al edificio deflectado en el punto de desempeño o utilizar los valores del Cuadro 7.

**Cuadro 7: Valores del factor modificador  $C_o$**

Número de niveles	Factor modificador $C_o$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

$C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  y  $S_a$  son los mismos parámetros explicados anteriormente en el cálculo de la carga lateral que utiliza la Ecuación 3.

#### **d. Método de la secante**

Método que calcula valores de rigidez secante para los elementos modelados y estas rigideces son aplicadas a cada uno de los elementos. Su objetivo principal es predecir un desplazamiento diferente al asumido al inicio. Al analizar un edificio utilizando el método de la secante, se debe realizar un modelo elástico global de la estructura. El modelo puede representar componentes estructurales individuales como vigas, columnas o muros o puede representar elementos como marcos, niveles o muros como uniones de componentes individuales. Se deben calcular valores de rigidez para el modelo de elementos y componentes, con los siguientes pasos:

1. Desarrollar curvas de fuerza vs. deformación, a partir de modelos analíticos o pruebas de datos para cada elemento o componente.
2. Asumir un patrón de desplazamiento de la estructura.
3. Determinar los desplazamientos de los elementos con la utilización de curvas de "pushover".

4. Las curvas de “pushover” son utilizadas para determinar la rigidez secante del elemento que representa su comportamiento de fuerza–desplazamiento.

La rigidez secante del elemento se debe aplicar a cada elemento del modelo elástico de la estructura. Este se debe analizar con un análisis de espectro de respuesta elástico. En general, el análisis del espectro de respuesta determinará un patrón de desplazamiento diferente al que se asumió al inicio. En este punto del procedimiento es cuando inician las iteraciones.

Las curvas de “pushover” son utilizadas para seleccionar un nuevo grupo de valores de rigidez secante basados en los desplazamientos predecidos por el análisis. El modelo elástico es modificado con los nuevos valores de rigidez secante y el proceso de análisis de respuesta espectral se vuelve a repetir. Este proceso continúa hasta que los desplazamientos que fueron predecidos por el modelo de la computadora sean considerablemente similares a los utilizados para calcular los valores de rigidez secante.

Las principales ventajas del método de la secante son:

1. Toma en cuenta efectos tridimensionales, incluidas la torsión y la colocación de cargas en varias direcciones.
2. Toma en cuenta otros efectos de los modos de vibración superiores.

La desventaja principal del método de la secante radica en que su aplicación necesita más tiempo que otros procesos no lineales.

## **E. Método de capacidad espectral**

### **1. Determinación de la curva de capacidad por medio del método de “pushover”**

Capacidad es la representación de la habilidad de la estructura para resistir cierta demanda sísmica. Se basa en la curva de capacidad inelástica, la cual representa el movimiento horizontal de la estructura cuando a ésta se le ejerce una carga lateral. Al inicio, cuando la estructura se mueve linealmente, la curva es una línea recta y cuando los elementos empiezan a ceder, el comportamiento manifiesta un trazo curvo. Para generar esta curva, se modela la estructura con una representación no lineal de todos sus elementos y componentes. Se deben especificar fuerzas y desplazamientos característicos de cada pieza de la estructura para que resistan la demanda. El modelo resultante es luego sujeto a incrementos de carga de acuerdo a sus propiedades dinámicas. Los desplazamientos se generan y forman la curva de capacidad inelástica de la estructura. La respuesta del edificio ante un desplazamiento sísmico se representa en la curva como un punto que define un estado de daño específico.

Para poder determinar capacidades en el estado inelástico se necesitan métodos no lineales, como el procedimiento “pushover”. Este procedimiento utiliza una serie de análisis elásticos consecutivos para poder aproximar el diagrama de fuerza – desplazamiento de toda la estructura. La curva de “pushover” aproxima cómo las estructuras se comportan después de exceder el rango elástico. El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta los elementos que han cedido. Una distribución de fuerzas laterales se aplica nuevamente hasta que los elementos adicionales ceden. Este procedimiento continúa hasta que la estructura se vuelve inestable (varios elementos han cedido de tal forma que no se puede asegurar la estabilidad global del modelo, la matriz de rigidez no tiene inversa o bien se obtienen deformaciones muy grandes) o hasta que se llegue a un límite preestablecido.

### **a. Procedimiento para generar la curva de capacidad**

La capacidad es representada por la curva de “pushover”, la cual se genera al graficar fuerza vs. desplazamiento. La manera más conveniente de graficar esta curva es darle seguimiento al desplazamiento en el techo y el corte en la base del edificio.

La curva de capacidad generalmente se genera para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basado en la suposición de que el modo fundamental de la estructura es el dominante. Esto se usa así cuando el período de vibración de la estructura es de aproximadamente 1 segundo. Para estructuras con períodos mayores de 1 segundo, el ingeniero estructural debe considerar los efectos de los demás modos de vibración.

Es importante hacer notar que el procedimiento explicado a continuación se agiliza si se utiliza un programa no lineal para computadora, como los que se mencionan a continuación: ETABS, SAP 2000 Non Linear, Drain 2DX, Drain 3DX, Drain Building, RISA, etc. Los pasos para generar la curva de capacidad de una estructura son los siguientes:

1. Crear en la computadora un modelo de la estructura al utilizar los criterios y reglas de cómo modelar un edificio. (Esta información se expondrá posteriormente en este trabajo).
2. Clasificar cada elemento como elemento primario o secundario.
3. Aplicar fuerzas laterales por nivel a la estructura, en proporción al producto de masa y modo fundamental elástico de vibración. Existen diferentes formas y número de cargas laterales que se le pueden aplicar a un edificio. Las más usuales se listan a continuación:

- a. Aplicación de una carga puntual horizontal en la parte más alta del edificio. Esta se usa en edificios de un solo nivel.
- b. Aplicación de fuerzas laterales a cada uno de los niveles (sin incluir la fuerza concentrada  $F_t$  en la parte más alta de la estructura, que usualmente especifican algunos códigos). Las fuerzas aplicadas en cada nivel están definidas por la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum w_x h_x} \times V \quad (8)$$

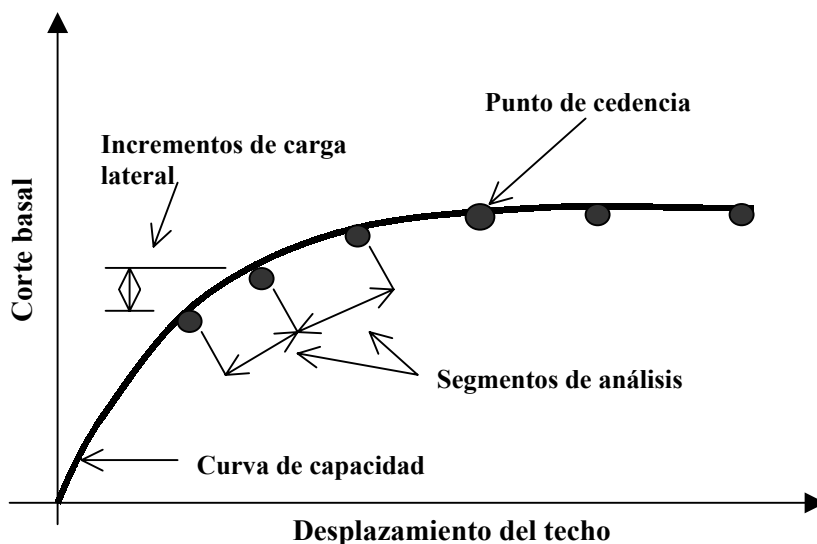
- c. Aplicación de fuerzas laterales en proporción al producto de masa y modo fundamental elástico de vibración. Este es el método básico más utilizado.

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} \times V \quad (9)$$

- d. Aplicación de fuerzas laterales en proporción al producto de masa y modo fundamental elástico de vibración hasta llegar a la primera cedencia. Para cada incremento después de la cedencia, se ajustan las fuerzas para que sean consistentes con la forma de deflexión cambiante.
- e. Similar a los puntos c y d anteriores, pero se deben incluir los efectos provocados por los modos de vibración superiores, para la determinación de la cedencia en cada elemento estructural y plotear la curva de capacidad en términos del primer modo y sus desplazamientos. Los efectos de los modos superiores se pueden determinar haciendo un análisis de “pushover” para estos modos, en donde las cargas pueden ser aplicadas en proporción a la forma del modo. Para estos modos, la estructura es desplazada hacia adelante y hacia atrás concurrentemente para mantener la forma de los modos.

4. Calcular la fuerza en los miembros para las combinaciones requeridas de carga vertical y horizontal.
5. Ajustar la fuerza lateral por nivel para que el elemento o grupo de elementos presente esfuerzos equivalentes al 10% o menos de la resistencia del elemento. Cuando un elemento alcanza su esfuerzo máximo, este elemento es considerado apto para resistir más carga lateral.
6. Guardar los datos del corte en la base y el desplazamiento en el techo. Se deben guardar también las fuerzas en los elementos y sus giros, ya que servirán para el chequeo de desempeño.
7. Revisar el modelo con la utilización de un valor bastante pequeño de rigidez para los elementos que cedieron.
8. Aplicar un incremento en la carga lateral para que elementos adicionales cedan. Para determinar cuándo el próximo elemento cede, es necesario añadir las fuerzas del presente análisis a la suma de los incrementos previos. Similarmente para determinar los giros, es necesario sumar los giros del presente análisis más la suma de los incrementos previos.
9. Añadir el incremento de la carga lateral y el correspondiente incremento del desplazamiento en el techo a los totales previos, para así dar un valor acumulado del corte basal y el desplazamiento en la parte más alta del edificio.
10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcanza un límite último, como inestabilidad por efectos  $P-\Delta$ , distorsiones considerablemente mayores que el desempeño deseado, niveles de deformación lateral en donde empiece la degradación de la resistencia o

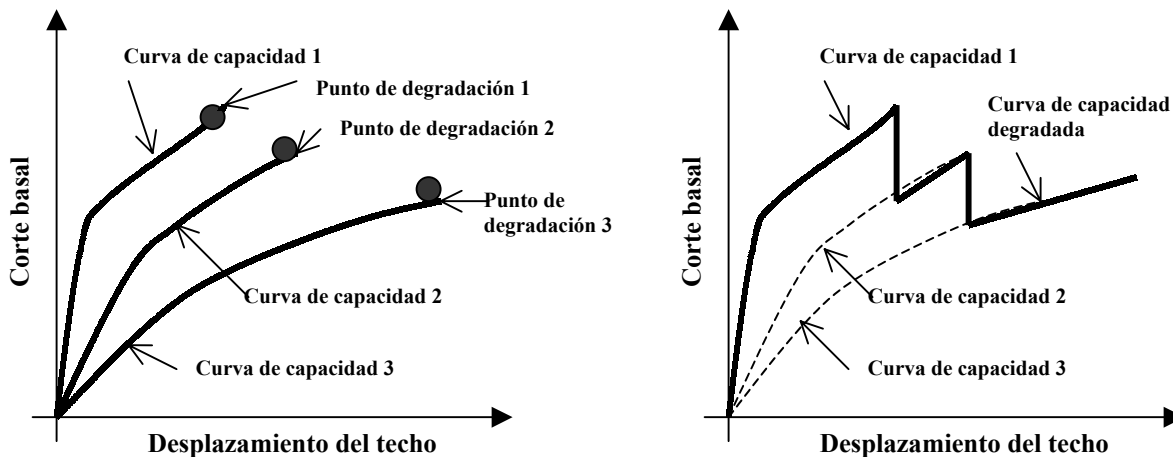
cuando los miembros de la estructura alcancen una deformación lateral en donde la pérdida de capacidad de soportar carga gravitacional disminuya. La Figura 4 muestra la curva de capacidad en función del desplazamiento en el techo vs. el corte en la base y muestra los incrementos de carga, los segmentos de análisis y los puntos de cedencia para cada elemento o grupo de elementos.



**Figura 4:** Curva de capacidad generada por el método de “pushover”

En ciertos casos, en donde los elementos pierden toda o una considerable porción de su capacidad para soportar la carga lateral, pero puedan deflectarse sin presentar otros efectos inaceptables, la continuación del análisis se puede justificar. Se deben crear todas las curvas de “pushover” necesarias para definir la pérdida de resistencia y de rigidez de los elementos. Es importante hacer ver que el análisis de “pushover” parará hasta que las deformaciones laterales ya no sean soportadas por el elemento o grupo de elementos. La curva de “pushover” final será una curva resultante generada a partir de la primera curva. Al llegar al primer punto de desempeño se debe saltar a la segunda curva y al llegar al segundo punto de desempeño se debe saltar a la tercera curva y así sucesivamente. Aquí termina la construcción de la curva de capacidad, sin embargo, una continuación se puede permitir si los elementos pueden deflectarse aún más sin llegar a presentar algún

límite único. En la Figura 5 se puede observar cómo se forma la curva de capacidad con una degradación de resistencia modelada a partir de las curvas de capacidad múltiples requeridas para dicha degradación.



- Para el punto de degradación 1, se debe parar la curva, revisar el modelo y determinar qué elementos se degradaron y empezar con la curva de capacidad 2.
- Repetir este proceso hasta que la estructura llegue al límite último, como en la curva de capacidad 3.
- Llegar al límite último significa inestabilidad, distorsiones excesivas o elementos que llegan a niveles de deformación lateral en donde la capacidad de las cargas gravitacionales se pierde. Parar el proceso en este punto.

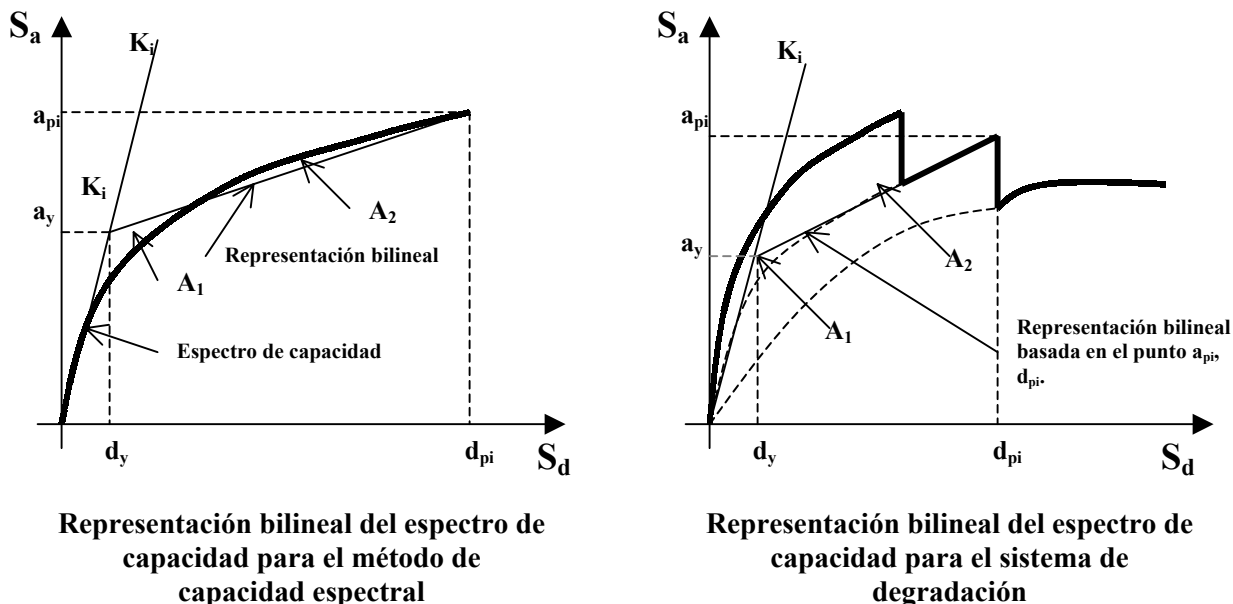
*Figura 5: Degradación de la fuerza de las curvas de capacidad y modelo de degradación*

#### **b. Construcción de la representación bilineal del espectro de capacidad**

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción del espectro de demanda. El punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  es el punto de desempeño que el ingeniero estima para desarrollar una respuesta reducida del espectro de la demanda. En donde  $i$  se refiere al número de la iteración.

Para construir la representación bilineal se debe generar una línea desde el origen hasta la rigidez inicial del edificio  $K_i$ . Generar una segunda línea desde el punto de desempeño  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ . Hacer una pendiente con esta segunda línea para

que al interceptar con la primera, en el punto  $a_y$ ,  $d_y$ , el área designada como  $A_1$  sea igual al área  $A_2$ . Se trata de conseguir igual área por debajo del espectro de capacidad y su representación bilineal, y así tener igual energía asociada con cada curva. Para el caso de varios espectros de capacidad, la representación bilineal se debe basar en la curva espectral de capacidad que se describe con el desplazamiento  $d_{pi}$ . Todo este proceso se muestra en la Figura 6.



*Figura 6: Representación bilineal del espectro de capacidad para el método de capacidad espectral y el sistema de degradación*

## 2. Determinación de la demanda espectral del sismo esperado

La curva de la demanda representa la cantidad de energía generada por la fuente sísmica. Para una estructura y movimiento sísmico dado, la demanda de desplazamiento es un estimado de la respuesta máxima esperada del edificio durante dicho movimiento. La capacidad está relacionada con la demanda. Cuando la demanda se incrementa, la estructura cede, su rigidez disminuye y su período se alarga. Como las aceleraciones sísmicas dependen del período, la demanda también cambia cuando la estructura cede.

La localización del punto de desempeño debe satisfacer dos relaciones:

1. El punto debe estar en la curva de capacidad para poder representar a la estructura a cualquier desplazamiento dado.
2. El punto debe estar en la curva de la demanda ya reducida (5% de amortiguamiento), que represente la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

Para esta metodología se dan factores de reducción espectral en términos de amortiguamiento efectivo. Se calcula un amortiguamiento efectivo aproximado basado en la forma de la curva de capacidad, la demanda estimada y la histéresis resultante. En general, se utiliza un proceso iterativo para determinar la posición del punto de desempeño.

#### **a. Desarrollo del espectro de respuesta elástica**

Los espectros de respuesta elástica representan la demanda sísmica del sismo esperado, el cual se puede expresar como un nivel específico del movimiento sísmico asociado con una probabilidad de ocurrencia. A continuación se definen los espectros de respuesta según el tipo de movimiento sísmico esperado:

##### **1) Espectro para sismo de diseño (SD)**

Espectro de respuesta que representa un movimiento sísmico que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un lapso de tiempo de 50 años. El espectro que representa este sismo se define a partir de la respuesta sísmica máxima  $S_a(T)$ , que se calcula con la siguiente ecuación (AGIES, 1996):

$$S_a(T) = A_0 \times D(T) \quad (10)$$

Donde:

$A_0$  = aceleración máxima efectiva del terreno. (Esto se especifica en el Cuadro 9). Esta es una reducción de la aceleración pico del terreno y se debe hacer, ya que la aceleración pico del suelo ocurre sólo una vez y por lo tanto  $A_0$  representa a los picos altos de aceleración

del sismo. La aceleración efectiva del terreno depende del índice de sismicidad  $I_0$ , que se determina según la localización de la estructura y las zonas sísmicas, las cuales se muestran en la Figura 7.

$I_0$  = índice de sismicidad, el cual especifica la severidad del sismo esperado. El índice de sismicidad se calcula según la zona sísmica (ver Cuadro 9) y sirve para determinar el nivel de protección sísmica de la estructura (ver Cuadro 8).

$D(T)$  = representación dinámica de la estructura y está en función del período fundamental de la estructura  $T$  y el tipo de suelo en donde se encuentra la edificación. (Ver Ecuaciones 13, 14 y 15 y Cuadro 8).

$T$  = período fundamental de la estructura que se define según los métodos 1, 2 ó 3 descritos en el Capítulo III, Inciso D de este trabajo.

La fuerza lateral  $F_x$ , aplicada a cualquier nivel  $x$  de un edificio, se debe calcular con las siguientes ecuaciones (FEMA 273, 1997):

$$F_x = C_{vx}V \quad (11)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (12)$$

Donde:

- $k$  = 1.0 para  $T \leq 0.5$  segundos
- = 2.0 para  $T \geq 2.5$  segundos
- $C_{vx}$  = factor de distribución vertical
- $V$  = carga lateral calculada con la Ecuación 3.

- $w_i$  = porción del peso total del edificio  $W$  asignado al nivel  $i$ .  
 $w_x$  = porción del peso total del edificio  $W$  asignado al nivel  $x$ .  
 $h_i$  = altura (en pies) desde la base del edificio hasta el nivel  $i$ .  
 $h_x$  = altura (en pies) desde la base del edificio hasta el nivel  $x$ .

El Cuadro 8 muestra el nivel de protección sísmica (AGIES, 1996).

*Cuadro 8: Niveles de protección sísmica*

Índice de sismicidad $I_0$	Clasificación de Obra				
	Crítica	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
5	E	E	D	C2	C1
4	E	D	C2	C1	B
3	D	C2	C1	B	B
2	C2	C1	B	B	A

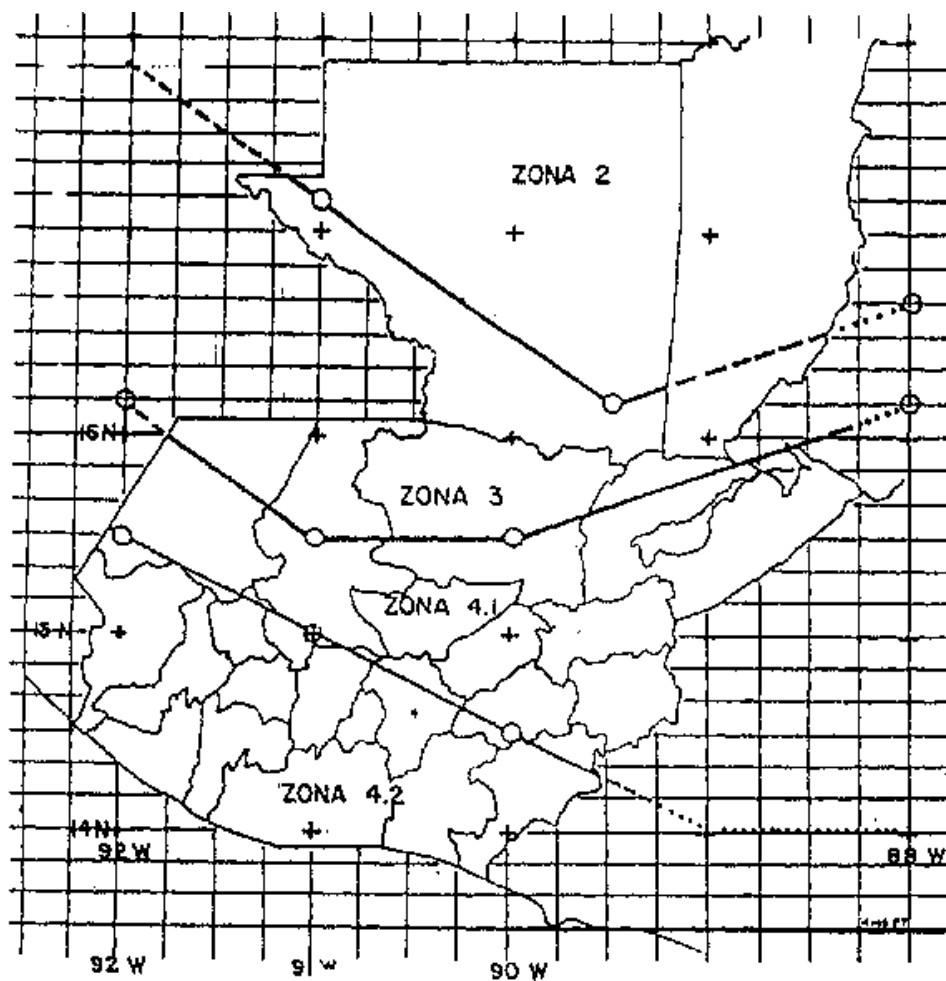
A continuación se listan los tipos de edificaciones según su clasificación (AGIES, 1996):

- **Obras Críticas:** Centrales energéticas, presas de gran tamaño, grandes puentes y obras similares.
- **Obras Esenciales:** Hospitales, edificios de defensa civil, edificios de bomberos, policía, centrales de energía, instalaciones de agua, líneas de transmisión y puentes sobre carreteras de primer orden, etc.
- **Obras Importantes:** Edificios del estado, edificios educativos, museos, edificios de 5 ó más pisos o mayores de 3000 m<sup>2</sup>, obras que alojen más de 300 personas, subestaciones eléctricas, circuitos de agua y obras que contengan material tóxico o inflamable.
- **Obras Ordinarias:** Comercio, vivienda e industria.
- **Obras Utilitarias:** Industrias agrícolas, bodegas e instalaciones secundarias.

Para determinar la aceleración máxima efectiva del terreno se debe usar el Cuadro 9 y el mapa de macrozonificación sísmica de Guatemala que se muestra en la Figura 7 (AGIES, 1997).

**Cuadro 9: Aceleraciones máximas efectivas del terreno**

Zona	$I_0$	$A_0$
2	2	0.10 g
3	3	0.10 a 0.30 g
4.1	4	0.30 g
4.2	4	0.30 g

**Figura 7: Mapa de macrozonificación sísmica de Guatemala**

Según AGIES 1996, las fórmulas que determinan la función de amplificación dinámica de la estructura  $D(T)$  son:

$$D(T) = 1.0 + \frac{T}{T_A} \quad \text{Cuando } T < T_A \quad (13)$$

$$D(T) = 2.5 \quad \text{Cuando } T_A \leq T \leq T_B \quad (14)$$

$$D(T) = 2.5 \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0.67} \quad \text{Cuando } T_B \leq T \quad (15)$$

$T_A$  y  $T_B$  son períodos preestablecidos que dependen del tipo de suelo  $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$ . Ver Cuadro 10 (AGIES, 1997).

**Cuadro 10: Períodos  $T_A$  y  $T_B$**

	Perfil del suelo <sup>1</sup>		
	S1	S2	S3
$T_A$	0.12	0.12	0.12
$T_B$	0.40	0.52	0.74

1. Los perfiles del suelo S1, S2 y S3 se describen en el Capítulo III, Inciso C de este trabajo.

Las propiedades del suelo son determinadas al calcular la velocidad promedio de onda de corte ( $\bar{V}_s$ ), la resistencia de penetración estándar promedio ( $\bar{N}$  o  $\bar{N}_{CH}$ ) o la resistencia de corte no drenado promedio ( $\bar{S}_u$ ). A cada capa de suelo se le debe designar un número que esté entre  $i = 1$ , para la superficie, hasta  $i = n$ , donde  $n$  es la última capa de suelo. También se debe tomar una profundidad máxima de 100 pies del suelo en estudio. La velocidad promedio de onda de corte se determina con la siguiente ecuación:

$$\bar{V}_s = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{s,i}}} \quad (16)$$

Donde:

$d_i$  = altura de la capa de suelo  $i$ .

$d_s$  = altura total del suelo en estudio (100 pies).

$v_{s,i}$  = velocidad de onda de corte de la capa de suelo  $i$ , en pie/segundo.

La resistencia de penetración estándar promedio se define por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{N} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (17)$$

$$\bar{N}_{CH} = \frac{d_{CH}}{\sum_{i=1}^n \frac{d_{CH,i}}{N_{CH,i}}} \quad (18)$$

Donde:

$d_{CH}$  = altura total de todas las capas de suelo no cohesivas, en pies.

$d_{CH,i}$  = altura de la capa de suelo no cohesivo  $i$ , en pies.

$N_i$  = resistencia a la penetración estándar de la capa de suelo  $i$ . No debe exceder 100 golpes por pie.

$N_{CH,i}$  = resistencia a la penetración estándar de la capa de suelo no cohesivo  $i$ . No debe exceder 100 golpes por pie.

La fuerza de corte no drenado promedio se determina con la siguiente ecuación:

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{S_{u,i}}} \quad (19)$$

Donde:

$d_c$  = altura total de las capas de suelo no cohesivo en los primeros 100 pies ( $100 - d_{CH}$ ).

$S_{u,i}$  = esfuerzo de corte no drenado en la capa  $i$ , en libras/pie<sup>2</sup>.

Se debe categorizar el suelo con cualquiera de los siguientes tres criterios:

- Usar  $\bar{V}_s$  para los primeros 100 pies de altura de suelo desde la superficie.
- Usar  $\bar{N}$  para los primeros 100 pies de altura de suelo desde la superficie.
- Usar  $\bar{N}_{CH}$  para capas de suelo no cohesivas, con un índice de plasticidad menor que 20 unidades y usar  $\bar{S}_u$  para capas de suelo cohesivas, en los primeros 100 pies de altura del suelo.

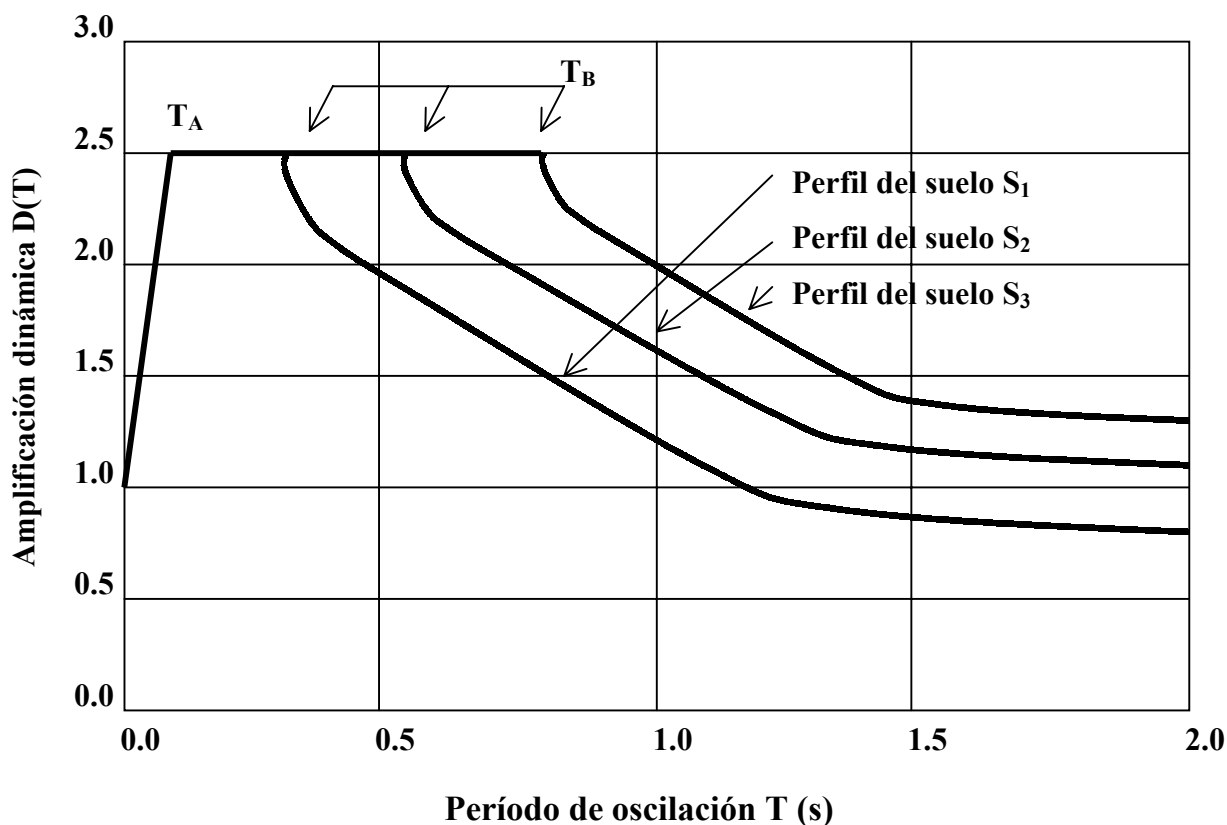
Según ATC-40 los distintos tipos de suelo se pueden clasificar como  $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$ ,  $S_D$ ,  $S_E$  y  $S_F$ . En el Cuadro 11 se muestra cómo determinar el tipo de suelo.

**Cuadro 11: Determinación del tipo de suelo**

Tipo de suelo	Descripción	$\bar{V}_s$ (pie/segundo)	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{CH}$ (golpe/pie)	$\bar{S}_u$ (libra/pie <sup>2</sup> )
$S_A$	Roca dura	$\bar{V}_s > 5,000$	No se aplica	
$S_B$	Roca	$2,500 < \bar{V}_s \leq 5,000$	No se aplica	
$S_C$	Suelo denso y roca suave	$1,200 < \bar{V}_s \leq 2,500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u > 2,000$
$S_D$	Suelo rígido tipo D	$600 \leq \bar{V}_s \leq 1,200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1,000 \leq \bar{S}_u \leq 2,000$
$S_E^1$	Suelo rígido tipo E	$\bar{V}_s < 600$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 1,000$
$S_F^2$	Suelo que requiere evaluación física del sitio			

1. Son los suelos que presentan arcillas suaves con profundidades mayores a 10 pies. Una arcilla suave se define como el suelo con un esfuerzo de corte no drenado mayor a 500 libra/pie<sup>2</sup>, un contenido de humedad mayor al 40% y un índice de plasticidad mayor que 20.
2. Son los suelos vulnerables a posibles fallas o colapso total bajo cargas sísmicas, como lo son los suelos que presentan licuefacción, arcillas sensitivas y suelos cementados débiles. Además se pueden clasificar como suelos  $S_F$  las arcillas altamente orgánicas o arcillas con índices de plasticidad mayores que 75 y arcillas de baja a mediana rigidez con profundidades mayores a los 120 pies.

Los espectros de respuestas según los tipos de suelos S1, S2 y S3, para la República de Guatemala, se muestran en la Figura 8 (AGIES, 1997).



*Figura 8: Espectros de respuesta elástica*

## 2) Espectro para sismo de serviciabilidad (SS)

Espectro de respuesta que representa un movimiento sísmico que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un lapso de 50 años. Para obtener los niveles del movimiento sísmico para el sismo de serviciabilidad se requiere repetir el estudio de amenaza sísmica para los niveles del 50% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Alternativamente, para el sitio en donde esté ubicada la estructura, la amenaza sísmica se puede obtener a partir de una curva de probabilidades, tal como se muestra la curva para la Ciudad de Guatemala en la Figura 9 (Kiremidjian, 1977), o a través de un mapa de aceleración pico del suelo, tal como se muestra en el mapa de la República de Guatemala en la Figura 10 (Monzón, 1985).

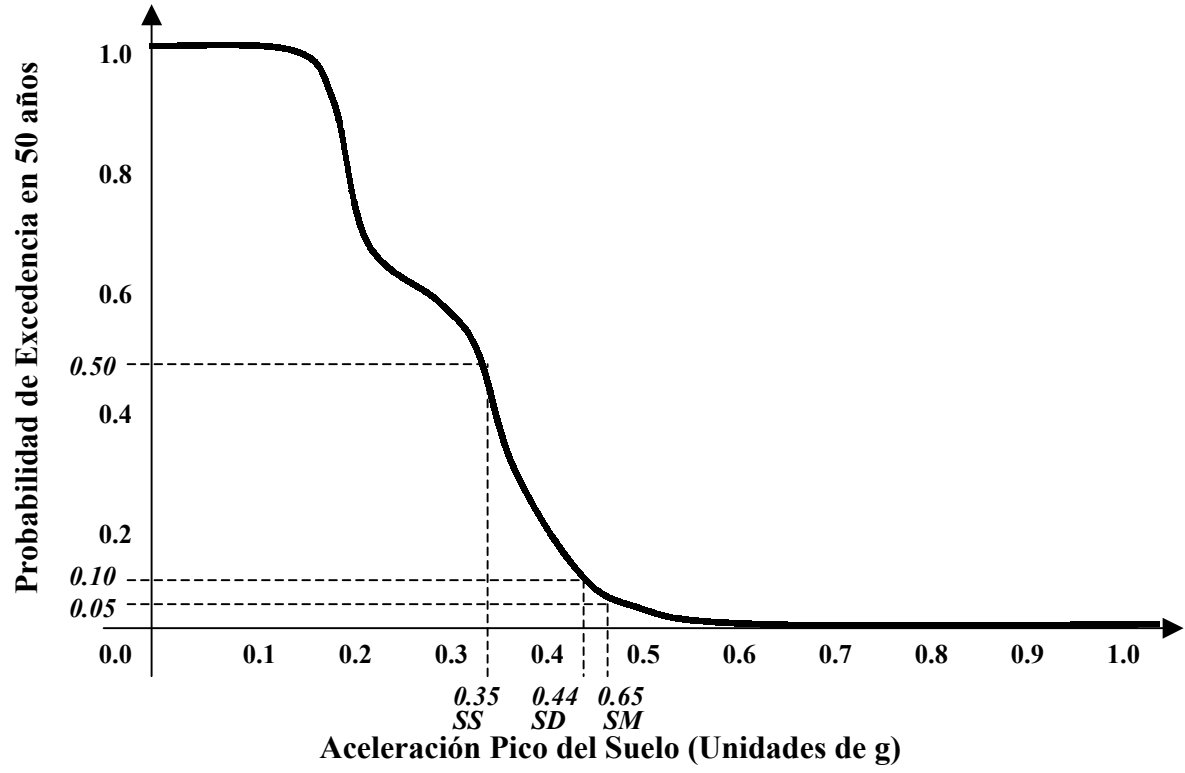


Figura 9: Curva de aceleración pico del suelo vs. probabilidad de excedencia para la Ciudad de Guatemala (Kiremidjian, 1977)

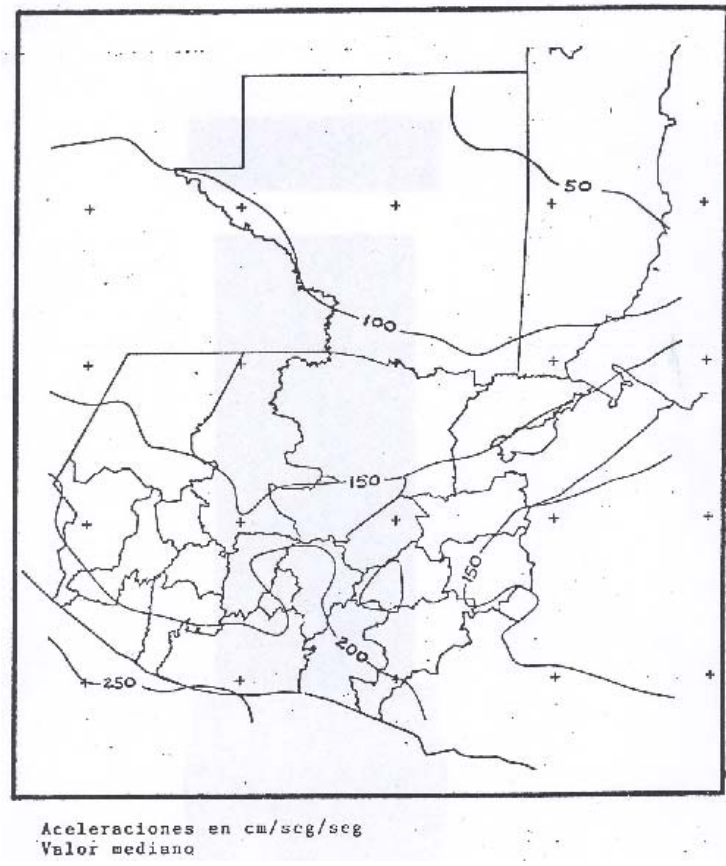
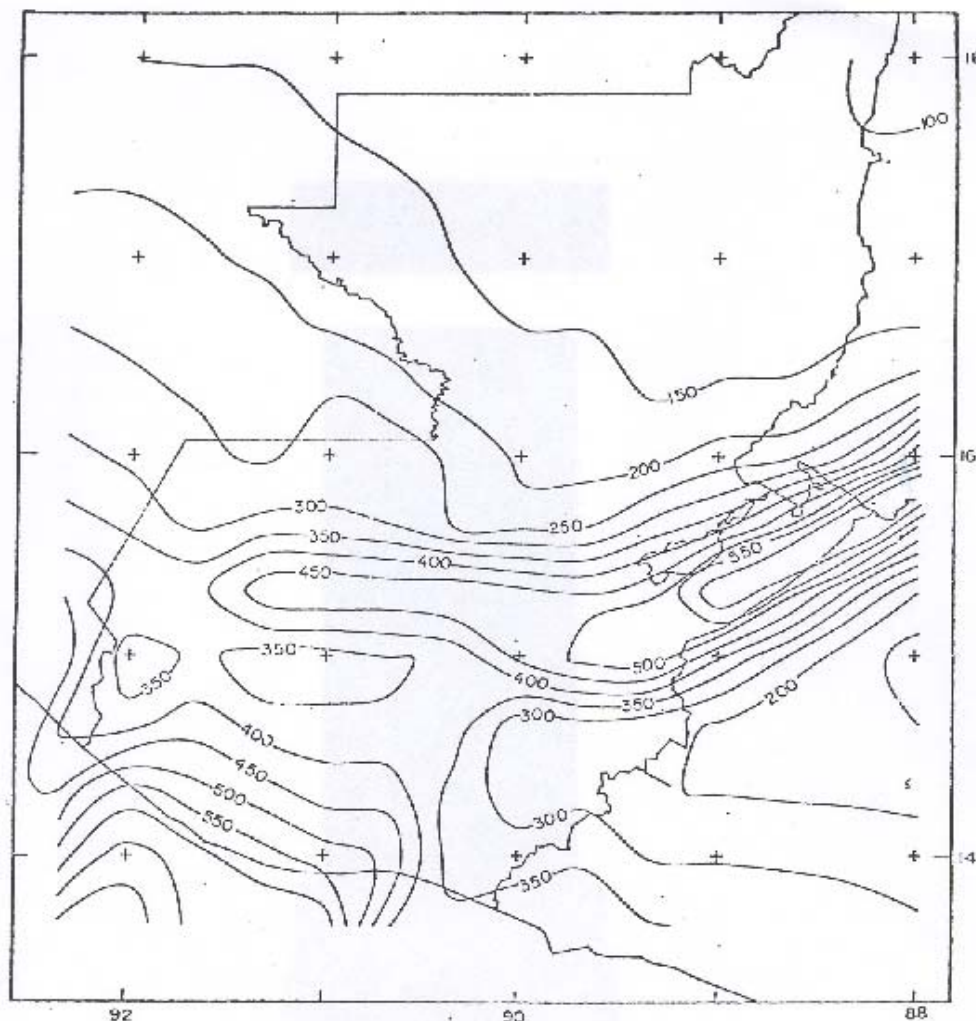


Figura 10: Mapa de aceleración pico del suelo para la República de Guatemala (Probabilidad de excedencia del 50% en 50 años) (Monzón, 1985)

### 3) Espectro para sismo máximo

Espectro de respuesta que representa un movimiento sísmico que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un lapso de 50 años. Para determinar los niveles del movimiento sísmico para el sismo máximo se debe realizar el estudio de amenaza sísmica para los niveles del 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Alternativamente, para el sitio en donde esté ubicada la estructura, la amenaza sísmica se puede obtener a partir de una curva de probabilidades, tal como se muestra la curva para la Ciudad de Guatemala en la Figura 9 (Kiremidjian, 1977), o a través de un mapa de aceleración pico del suelo, como aparece en el mapa de la República de Guatemala en la Figura 11 (Monzón, 1985).



**Figura 11: Mapa de aceleración pico del suelo (gals) para la República de Guatemala (probabilidad de excedencia del 5% en 50 años) (Monzón, 1985)**

### b. Conversión de curva de capacidad al espectro de capacidad

Para poder usar el Método de Capacidad Espectral es necesario transformar la curva de capacidad (desplazamiento en el techo vs. corte basal) en el espectro de capacidad, el cual está en términos de un espectro de respuesta de aceleración y desplazamiento ( $S_a$  vs.  $S_d$ ). Las ecuaciones que se necesitan para realizar esta transformación son:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} \times l \times g}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 \times l \times g} \quad (20)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} \times l \times g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i \times l \times g \right] \left[ \sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2 \times l \times g \right]} \quad (21)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (22)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (23)$$

Donde:

$PF_1$  = factor de participación modal para el primer modo.

$\alpha_1$  = coeficiente de masa modal para el primer modo.

$w_i/g$  = masa asignada al nivel  $i$ .

$\phi_{i1}$  = amplitud del modo 1 en el nivel  $i$ .

$N$  = modo predominante  $N$ .

$V$  = corte en la base

$W$  = peso muerto y en algunos edificios un porcentaje de la carga viva del edificio, como por ejemplo en bodegas se puede utilizar hasta un 25% (Ver Cuadros 26 y 27).

$\Delta_{roof}$  = desplazamiento del techo.

$S_a$  = aceleración espectral.

$S_d$  = desplazamiento espectral.

Por lo tanto para realizar esta conversión es necesario calcular el factor de participación modal  $PF_1$  y el coeficiente de masa modal  $\alpha_1$  con las ecuaciones 20 y 21. Luego para cada punto de la curva de capacidad,  $V$  y  $\Delta_{roof}$ , calcular los puntos  $S_a$  y  $S_d$  en el espectro de capacidad con las ecuaciones 22 y 23. Es importante hacer notar que la mayoría de los ingenieros están familiarizados con los espectros de demanda en el formato de  $S_a$  vs.  $T$ . Sin embargo, para poder comparar la demanda con la capacidad (espectro de capacidad), es necesario cambiarle formato al espectro de la demanda. En resumen, las ecuaciones 20, 21, 22 y 23 se refieren a la conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.

Para cada punto en el espectro  $S_a$  vs.  $S_d$ , el período  $T$  se puede calcular con la ecuación siguiente:

$$T = 2\pi \left( \frac{S_d}{S_a} \right)^{1/2} \quad (24)$$

En forma similar, para cualquier punto del espectro, el desplazamiento espectral  $S_d$  se puede calcular según la ecuación siguiente:

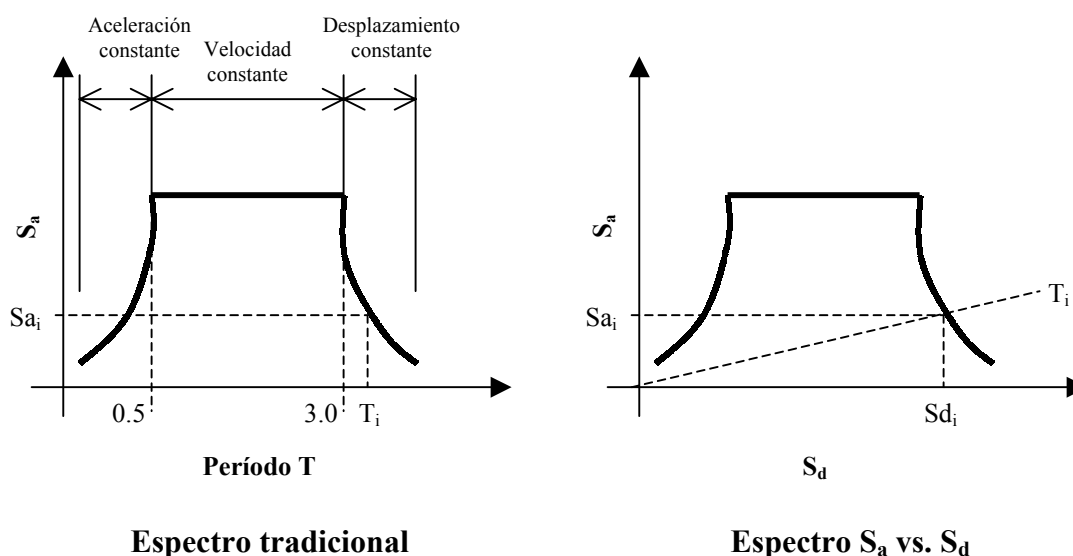
$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad (25)$$

Si la demanda viene dada por un espectro de pseudovelocidad (comúnmente cuando se evalúa en forma específica la demanda para un sitio dado) entonces la transformación se hace con la aplicación de las siguientes ecuaciones:

$$S_{ai} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (26)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (27)$$

En la Figura 12 se muestra un espectro tradicional, con el formato  $S_a$  vs.  $T$ , y el espectro con el formato de  $S_a$  vs.  $S_d$ .



*Figura 12: Comparación entre el espectro tradicional contra espectro  $S_a$  vs.  $S_d$*

### c. Estimación del amortiguamiento y la reducción del 5 % del espectro de respuesta

El amortiguamiento que ocurre cuando el movimiento telúrico lleva a la estructura al rango inelástico se puede observar como una combinación del amortiguamiento viscoso, el cual es inherente a la estructura y al amortiguamiento histerético. Este último se relaciona con el área que se forma cuando el corte basal se plotea contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético se puede representar como equivalente al amortiguamiento viscoso con el uso de ciertas ecuaciones. El amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$ , asociado con el máximo desplazamiento  $d_{pi}$ , se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (28)$$

Donde:

$\beta_0$  = amortiguamiento histerético y que se define por la ecuación siguiente:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (29)$$

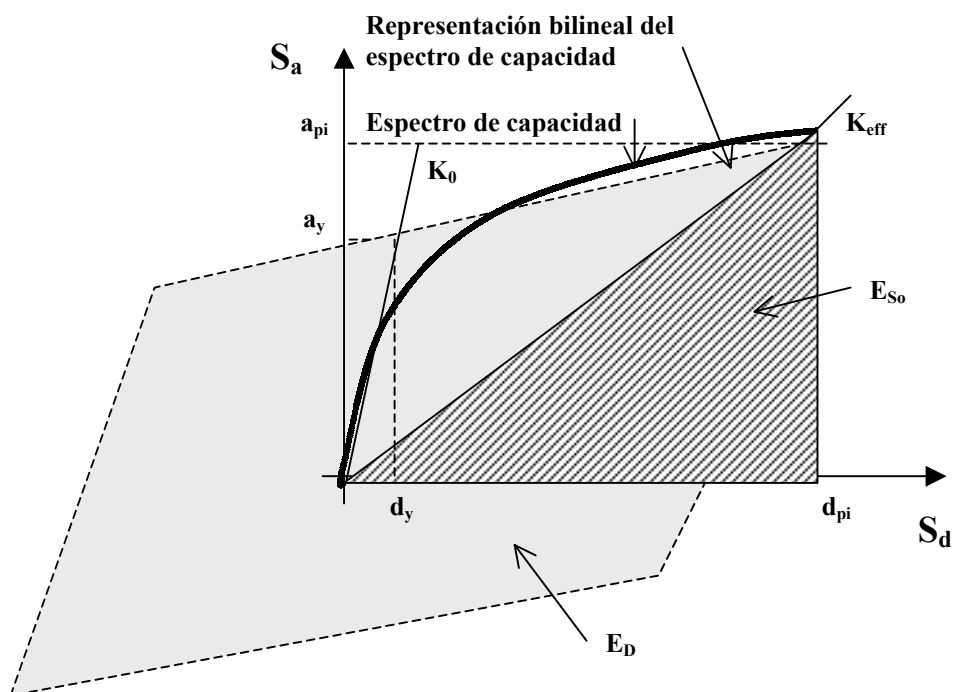
Donde:

$E_D$  = energía disipada por el amortiguamiento.

$E_{S_0}$  = máxima energía de deformación

0.05 = 5% de amortiguamiento viscoso inherente en la estructura

$E_D$  es la energía disipada por la estructura en un solo ciclo de movimiento, que es el área rodeada de una vuelta de histéresis.  $E_{S_0}$  es la deformación máxima asociada con el ciclo del movimiento que es el área del triángulo sombreado de la Figura 13.

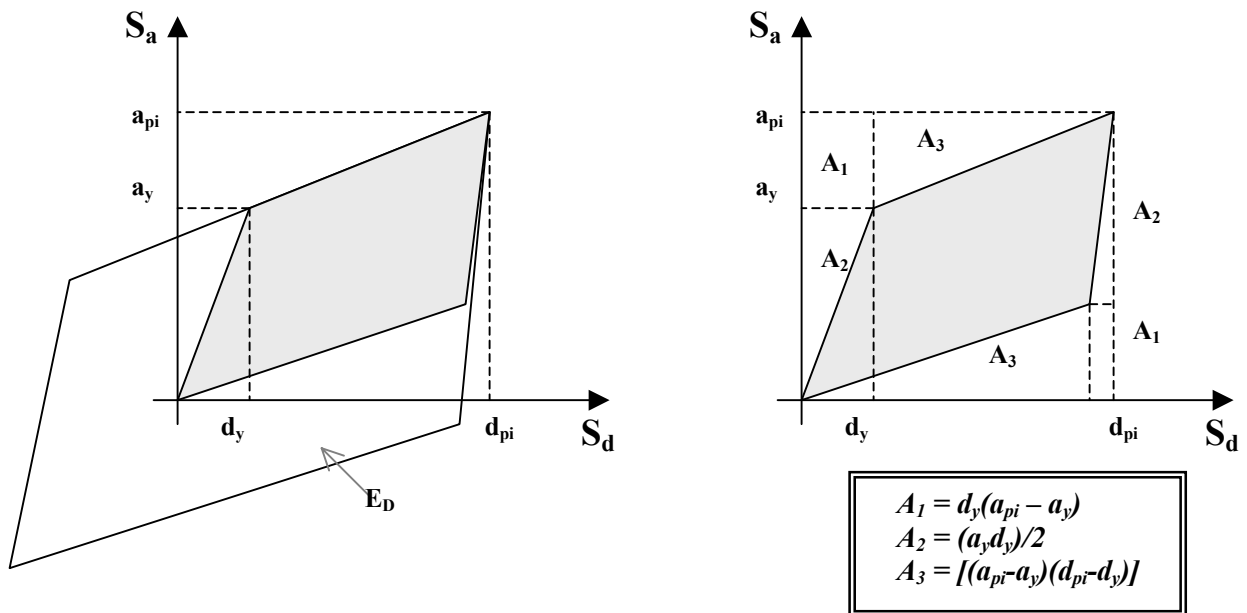


**Figura 13: Determinación del amortiguamiento para la reducción espectral**

En relación con la Figura 13, la energía disipada por el movimiento  $E_D$  se puede obtener de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} E_D &= 4(\text{área sombreada en la Figura 13}) \\ &= 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\ &= 4[a_{pi}d_{pi} - a_y d_y (d_{pi} - d_y)(a_{pi} - a_y) - 2d_y(a_{pi} - a_y)] \end{aligned}$$

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (30)$$



**Figura 14: Determinación de la energía disipada por amortiguamiento,  $E_D$**

Entonces en la Figura 13 se observa la máxima energía de deformación  $E_{So}$  que se puede expresar de la siguiente manera:

$$E_{So} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} = \frac{K_{eff} d_{pi}^2}{2} \quad (31)$$

Entonces  $\beta_0$  se puede escribir en términos del porcentaje del amortiguamiento crítico:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi} / 2} = \frac{2}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}}$$

Y por lo tanto,  $\beta_{eq}$  se puede expresar así:

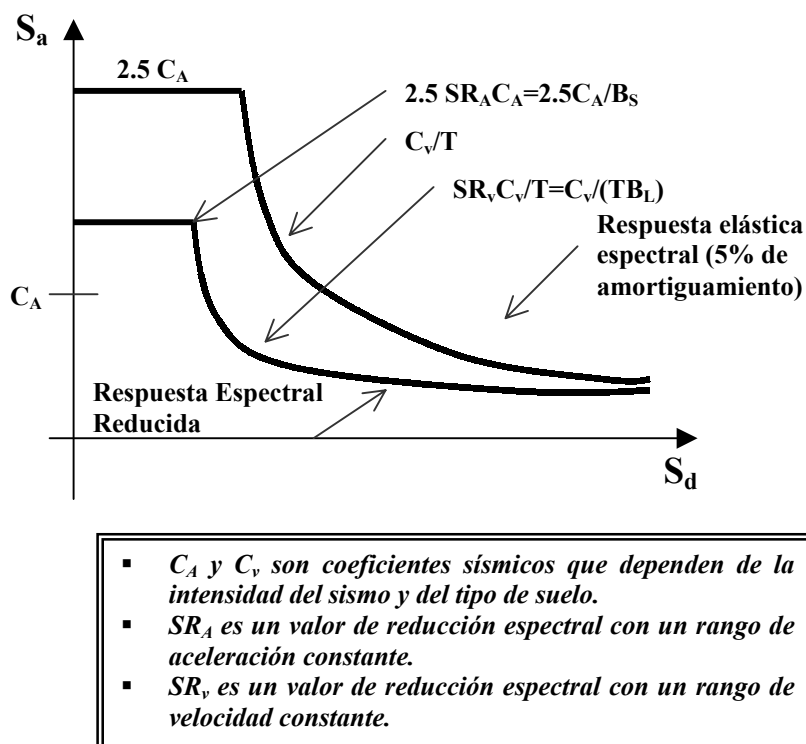
$$\beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (32)$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (33)$$

Como se muestra en la Figura 15, los factores de reducción espectral se usan para reducir la respuesta elástica espectral, con 5% de amortiguamiento, a la respuesta espectral reducida con amortiguamiento mayor que el 5% de amortiguamiento crítico. Los comités que han desarrollado estos factores han concluido que el espectro no debe ser reducido a valores altos de amortiguamiento y que se deben aumentar los factores empezando con un 25% de amortiguamiento, al igual que poner un límite de reducción con un  $\beta_{eq}$  de aproximadamente 50%.

Es importante saber que aumentar el coeficiente de amortiguamiento  $B$  es lo mismo que disminuir el factor de reducción espectral  $SR$ . La relación entre  $B$  y  $SR$  es la siguiente:

$$B = \frac{1}{SR} \quad (34)$$



**Figura 15: Espectro de respuesta reducida**

Para poder ser consistente con el coeficiente de amortiguamiento  $B$  y permitir ciclos de simulación imperfecta de histéresis, se debe de tomar en cuenta el concepto del amortiguamiento viscoso efectivo usando un factor de modificación del amortiguamiento  $K$ . Por lo tanto, el amortiguamiento viscoso efectivo se define por la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = K\beta_0 + 5 = \frac{63.7K(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (35)$$

El factor  $K$  es una medida por medio de la cual la histéresis del edificio se representa por un paralelograma, ya sea en forma inicial o después de la degradación. Este factor depende del comportamiento estructural del edificio, el cual, a la vez, depende del sistema sísmico estructural y de la duración del sismo. Para mayor facilidad se simulan tres tipos de comportamiento estructural. El tipo A

representa estabilidad con ciclos de histéresis y se le asigna un factor de  $K = 1$ . Al tipo B se le asigna un valor de  $K = 2/3$  y representa una reducción moderada de área. El tipo C representa un comportamiento histerético pobre con una reducción considerable de área y se le asigna un valor de  $K = 1/3$ . En el Cuadro 12 se muestra el resumen de los valores de  $K$  de acuerdo al tipo de comportamiento estructural.

**Cuadro 12: Valores de factor de modificación de amortiguamiento**

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0$ (%)	Factor K
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

#### d. Derivación numérica de la reducción espectral

Las ecuaciones para deducir los factores de reducción  $SR_A$  y  $SR_V$  se muestran a continuación:

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7K(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (36)$$

$\geq$  Valor en el Cuadro 13

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[ \frac{63.7K(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (37)$$

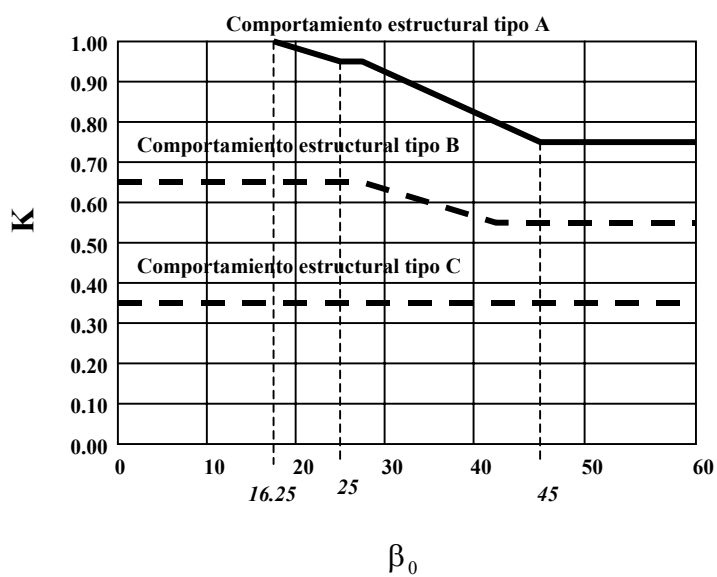
≥ Valor en el Cuadro 13

Es decir los valores deducidos a partir de las fórmulas anteriores deben ser mayores o iguales que los valores presentados en el siguiente cuadro:

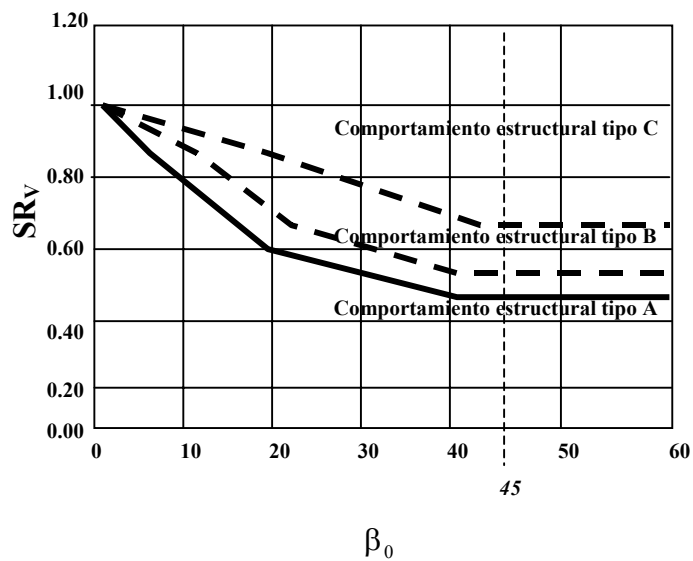
**Cuadro 13: Valores mínimos de  $SR_A$  y  $SR_V$**

Tipo de comportamiento estructural	$SR_A$	$SR_V$
<b>Tipo A</b>	0.33	0.50
<b>Tipo B</b>	0.44	0.56
<b>Tipo C</b>	0.56	0.67

Para ilustrar el efecto de los tipos de comportamiento estructural en los factores de reducción espectral, las Figuras 16 y 17 muestran respectivamente representaciones gráficas de  $K$ ,  $\beta_{eq}$ ,  $SR_A$  y  $SR_V$  vs.  $\beta_0$  para comportamientos estructurales tipos A, B y C. Nótese que  $\beta_0$  es la representación del amortiguamiento viscoso equivalente al amortiguamiento histerético asociado con el área total del ciclo de histéresis formado por la aproximación bilineal del espectro de capacidad.

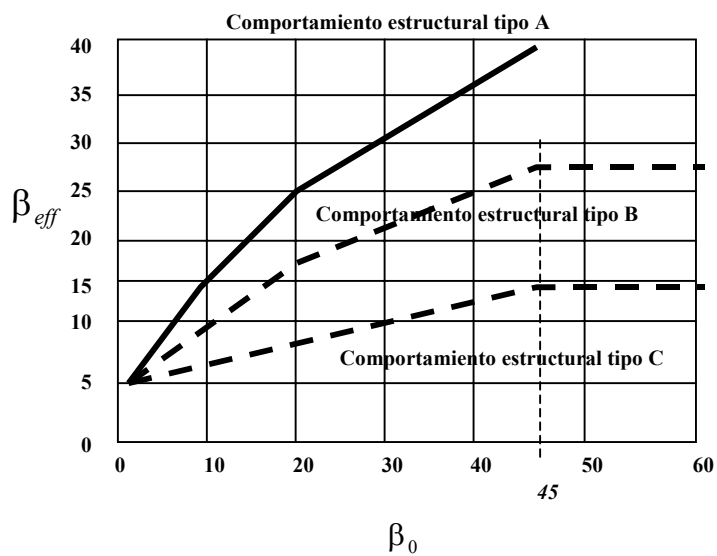


*Factor de modificación de amortiguamiento  $K$  para comportamientos estructurales tipos A, B y C*

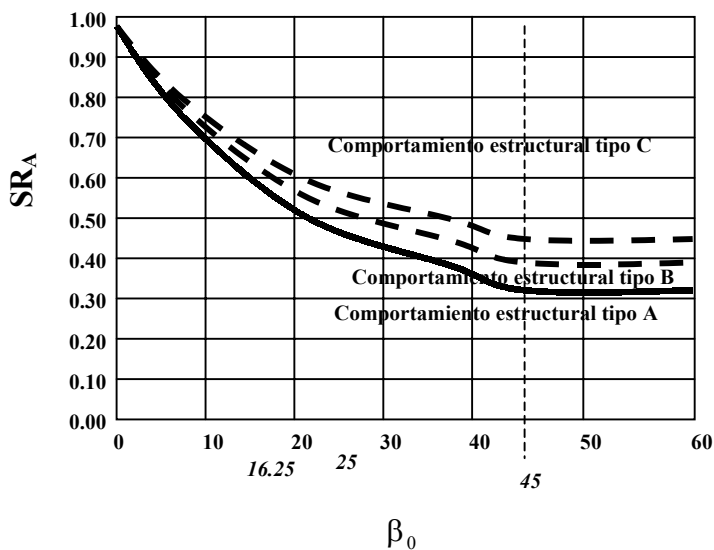


*Factor de reducción espectral  $SR_V$  para comportamientos estructurales tipos A, B y C*

**Figura 16: Factor  $K$  y  $SR_V$  para comportamientos estructurales tipo A, B y C**



*Amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  para comportamientos estructurales tipos A, B y C*



*Factor de reducción espectral  $SR_A$  para comportamientos estructurales tipos A, B y C*

**Figura 17: Factor  $\beta_{eff}$  y  $SR_A$  para comportamientos estructurales tipo A, B y C**

Los factores de reducción espectral  $SR_A$  y  $SR_V$  dados en las ecuaciones 36 y 37 se muestran en el Cuadro 14. Para poder usar este cuadro, se debe entrar a la misma con el parámetro  $\beta_0$ . La selección del tipo de comportamiento estructural depende de la calidad de los elementos primarios del sistema y de la duración del sismo, como se muestra en el Cuadro 15. Los edificios nuevos esenciales representan estructuras con marcos resistentes a carga lateral. Los edificios existentes pobres representan a las estructuras existentes con comportamiento histerético no confiable o con comportamiento degradante. Los edificios existentes promedio se deben utilizar para otros casos, sus elementos primarios son combinaciones de elementos nuevos y ya existentes y son la clasificación apropiada para la mayoría de edificios que han sufrido una readecuación.

**Cuadro 14: Factores de reducción espectral**

$\beta_0$	Comportamiento tipo A			Comportamiento tipo B			Comportamiento tipo C		
	$\beta_{eff}$	$SR_A$ (1/B <sub>S</sub> )	$SR_V$ (1/B <sub>L</sub> )	$\beta_{eff}$	$SR_A$ (1/B <sub>S</sub> )	$SR_V$ (1/B <sub>L</sub> )	$\beta_{eff}$	$SR_A$ (1/B <sub>S</sub> )	$SR_V$ (1/B <sub>L</sub> )
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥45	40	0.33	0.50	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67

**Cuadro 15: Tipo de comportamiento estructural**

Duración del sismo	Edificios nuevos esenciales	Edificios existentes promedio	Edificios existentes pobres
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

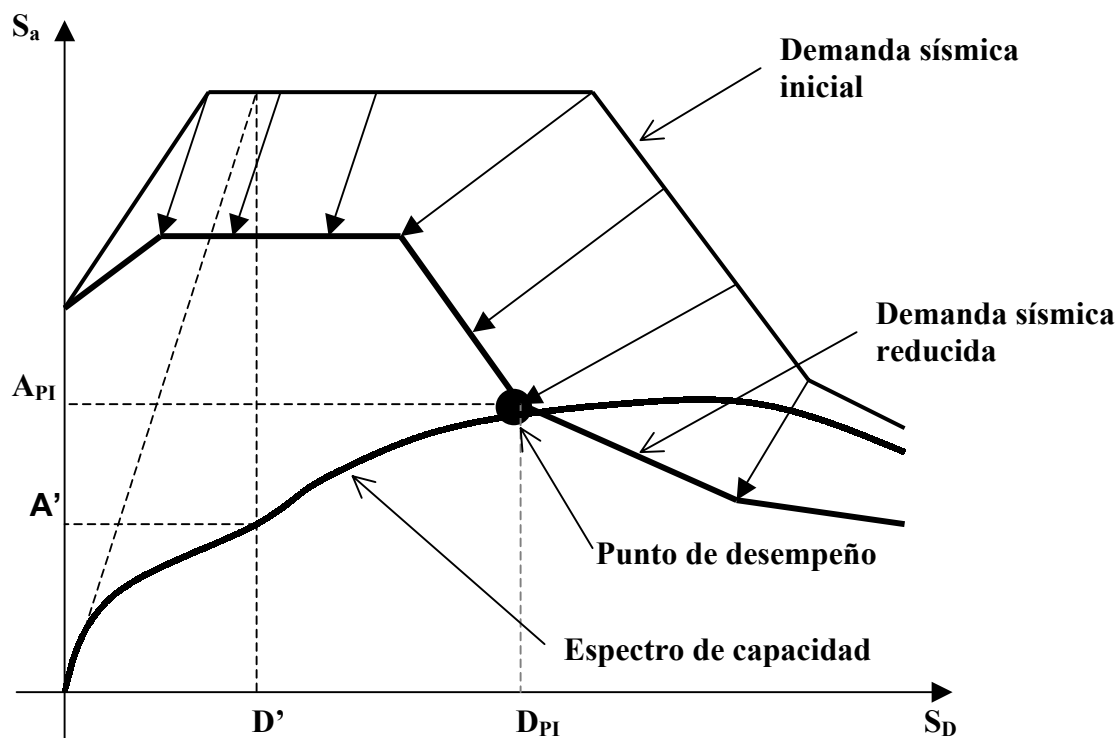
### **3. Determinación del punto de desempeño de la estructura o máximo desplazamiento**

El punto de desempeño es el parámetro que permite determinar la máxima deformación o desplazamiento dado en la estructura. El desempeño depende de la manera en que la capacidad pueda resistir la demanda. Para poder encontrar este punto, el ingeniero debe determinar un punto en el espectro de capacidad. El ingeniero calcula factores de reducción que se deben aplicar al espectro elástico y así tener más energía histerética de disipación asociada con este punto específico. Estos factores de reducción harán que la demanda disminuya. Si el punto de desempeño intercepta a los espectros cerca del punto anterior, entonces ésta es la solución. Si no está cerca, determinar otro punto entre los dos y repetir el proceso hasta obtener el punto óptimo.

El Método de Capacidad Espectral reduce la demanda para encontrar el punto de intersección con el espectro de capacidad, donde el desplazamiento es consistente con el amortiguamiento. El desplazamiento máximo implica un estado único de daños en la estructura que está directamente relacionado con un sismo específico o con la intensidad del movimiento del suelo.

Cuando ya se estimó el punto de desempeño, el ingeniero chequea el desempeño resultante del edificio con un criterio de aceptabilidad, en donde se deben chequear los límites globales de desplazamiento de la estructura y chequear los elementos estructurales vs. sus límites, los cuales dependerán del desempeño global deseado. Al hacer estos chequeos, los analistas pueden encontrar deficiencias en la estructura, lo cual facilitará encontrar estrategias de readecuación que sean técnica y económicamente factibles. También se puede llegar a la conclusión de que la edificación no necesita readecuación y así se ahorra mucho trabajo y dinero.

En la Figura 18 se ejemplifica el espectro de capacidad, el espectro de la demanda y también el punto de desempeño.



- El punto  $a_p, d_p$  son las coordenadas del punto de desempeño.
- Las coordenadas  $a'$  y  $d'$  son un buen punto para empezar la iteración para el método de aproximación del desplazamiento, en donde se considera esta primera aproximación como el resultado final ( $d' = d_{elástico} = d_{inelástico}$ ).

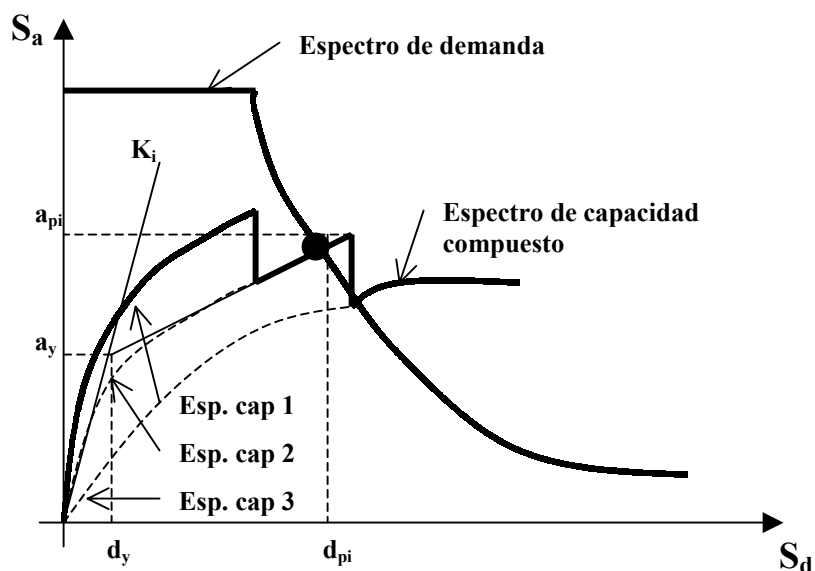
**Figura 18:** Curva de capacidad del edificio vs. demanda sísmica

Un estimado del desplazamiento final debido a una demanda sísmica en específico se puede obtener con una herramienta llamada aproximación del desplazamiento. Como se puede observar en la figura anterior, esta aproximación se basa en la presunción de que el desplazamiento inelástico es el mismo al desplazamiento, si la estructura permaneciera perfectamente elástica. Generalmente, en las estructuras con períodos mayores a 1.0 segundo la aproximación del desplazamiento es similar al desplazamiento inelástico generado por el método de capacidad espectral. Por el otro lado, si la estructura presenta períodos menores que 0.5 segundos, los resultados de ambos métodos pueden llegar a ser considerablemente diferentes.

### a. Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de capacidad con el espectro de la demanda,  $d_i$ , está dentro de un 5% ( $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$ ) del desplazamiento inicial escogido, entonces este punto se convierte en el punto de desempeño,  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ . Si esta intersección no está dentro de este rango de tolerancia, se selecciona otro punto y se repite el proceso. Por lo tanto, el punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado por la demanda del sismo. El proceso descrito anteriormente se puede visualizar claramente en la Figura 18.

Si el espectro de capacidad es el resultante de varios espectros producto de la degradación de los elementos estructurales, la determinación del punto de desempeño se debe realizar con mucho cuidado. La representación bilineal del espectro de capacidad que se usa para determinar los factores de reducción para el espectro amortiguado del 5%, es construida para una sola curva de capacidad espectral. La Figura 19 muestra este concepto.



*Figura 19: Intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad compuesto*

Es importante observar que en la Figura 19 la intersección ocurre sobre el espectro de capacidad 2 y por lo tanto la representación bilineal, en donde la curva de la demanda se basa, está creada para el espectro de capacidad 2. Si el punto de desempeño se encuentra en la parte vertical en cualquiera de las gradas, entonces el desplazamiento real puede estar en cualquier lado de la grada. Por lo tanto, el ingeniero debe considerar ambos puntos para examinar el desempeño del edificio. Actualmente, existen tres procedimientos que explican cómo calcular el punto de desempeño, éstos son:

- **Procedimiento A**
- **Procedimiento B**
- **Procedimiento C**

El Cuadro 16 lista las características más importantes de cada método. Estos criterios ayudarán a decidir qué procedimiento usar de acuerdo al caso en estudio y los resultados que se pretenden obtener.

**Cuadro 16: Características de los procedimientos A, B y C**

<b>Procedimiento A<sup>1</sup></b>	<b>Procedimiento B</b>	<b>Procedimiento C</b>
El más claro y el más directo para la aplicación de la metodología.	Más simple que el procedimiento A, por las presunciones que se hacen.	La metodología no se aplica en forma transparente.
Método analítico.	Método analítico.	Método gráfico.
Se puede desarrollar en hoja electrónica.	Es el más conveniente para ser desarrollado en hoja electrónica.	No es conveniente que se desarrolle en hoja electrónica.
El mejor para principiantes, debido a que es directo y fácil de entender.	El usuario debe comprender todas las presunciones formuladas.	Es el método más usado por los usuarios para el análisis a mano.

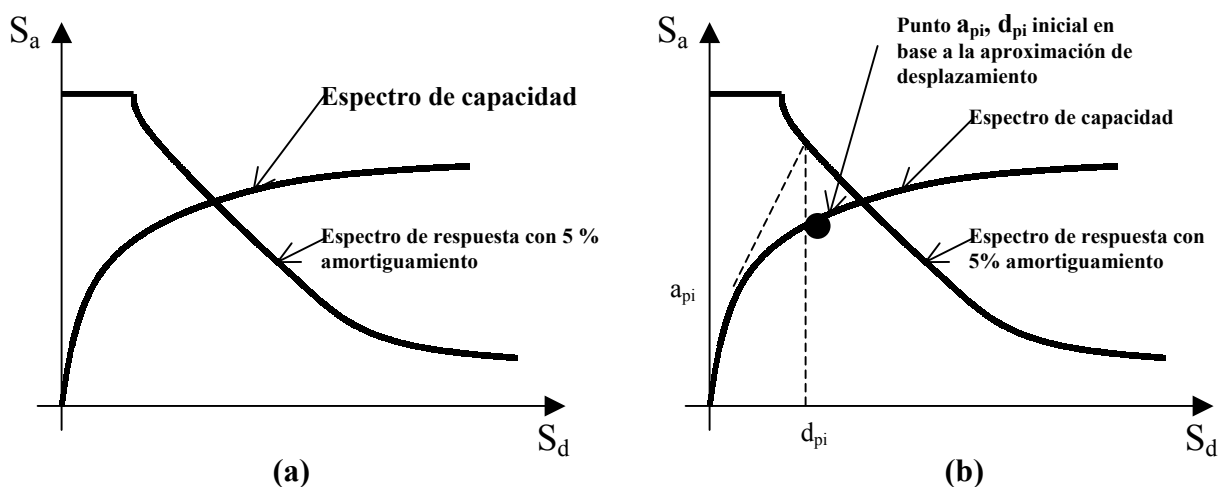
1. Procedimiento que se desarrolla en este trabajo.

### 1) **Procedimiento A**

Los pasos para determinar el punto de desempeño son:

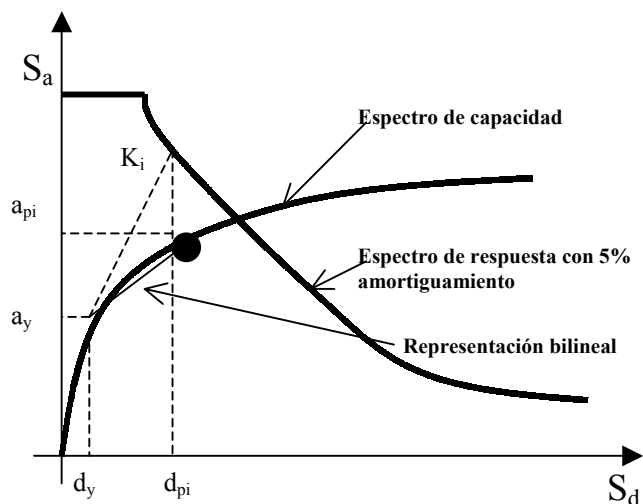
1. Desarrollar el espectro elástico de respuesta con 5% de amortiguamiento para el lugar escogido.

2. Transformar la curva de capacidad en el espectro de capacidad. Plotear la curva de capacidad y el espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento en la misma gráfica, como se puede observar en la Figura 20 (a).
3. Seleccionar un punto de desempeño arbitrario,  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ , como se muestra en la Figura 20 (b). Este primer punto puede ser el obtenido según el método de aproximación del desplazamiento, el último punto del espectro de capacidad o cualquier otro punto basado en el criterio del ingeniero analista.



**Figura 20: Procedimiento A, espectro de capacidad, de respuesta y punto de desempeño**

4. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, lo que se ilustra en la Figura 21. En el caso de un espectro de capacidad compuesto, la representación bilineal se debe basar en el espectro de capacidad, en donde se encuentre el punto de desempeño inicial  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ .
5. Calcular los factores de reducción espectral según las ecuaciones 36 y 37, desarrollar el espectro de la demanda con el procedimiento descrito anteriormente y dibujar el espectro de la demanda en la misma gráfica en donde está el espectro de capacidad como se muestra en la Figura 22 (a).

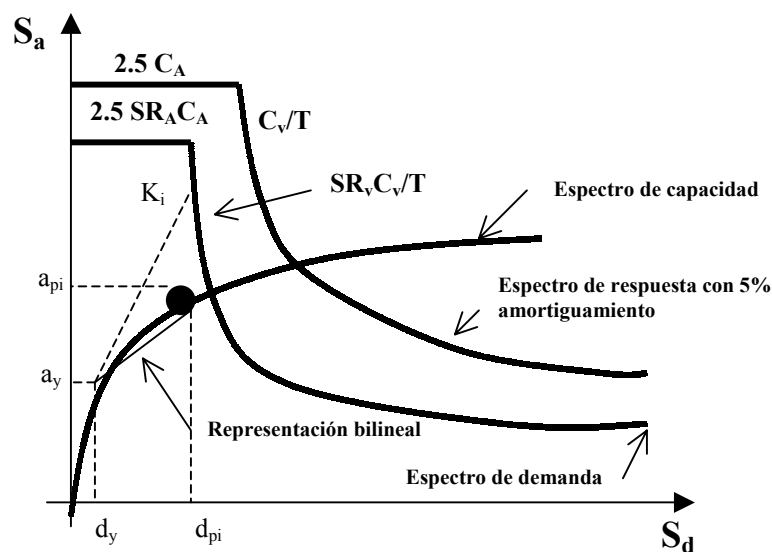


**Figura 21: Representación bilineal del espectro de capacidad**

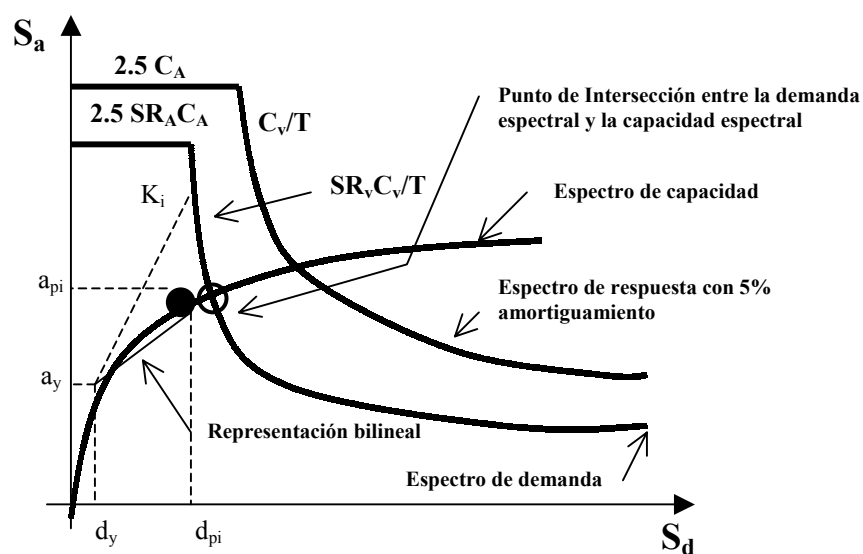
6. Determinar si la demanda espectral intercepta la capacidad espectral en el punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ , o si el desplazamiento en donde la demanda espectral intercepta la capacidad espectral  $d_i$ , está a una distancia tolerable  $d_{pi}$ . Ver Figura 22 (b).
7. Si el espectro de la demanda no intercepta el espectro de capacidad dentro de un 5% de tolerancia, entonces se debe seleccionar un nuevo  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  y regresar de nuevo al paso 4.
8. Si el espectro de la demanda intercepta el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, entonces el punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  es el punto de desempeño  $a_p$ ,  $d_p$  y el desplazamiento  $d_p$  representa el desplazamiento máximo esperado para la demanda sísmica.

El cálculo del desplazamiento máximo cuando se aplica el Procedimiento A, se puede realizar a mano, gráficamente o por medio de una hoja electrónica. Si se usa una hoja electrónica, el espectro de capacidad se debe graficar. Luego un punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  se debe seleccionar y basado en éste, se debe escoger un punto  $a_y$ ,  $d_y$  para definir la representación bilineal del espectro de capacidad. Los valores del

punto  $a_y$ ,  $d_y$  pueden revisarse hasta que la representación bilineal cumpla con los requerimientos del paso 4. Luego la hoja electrónica puede calcular los factores de reducción y plotear, en la misma gráfica, el espectro de la demanda con el espectro de capacidad. Luego se puede revisar la gráfica para determinar si el punto de desempeño está dentro de la tolerancia, si no cumple con esto, seleccionar un nuevo punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  y repetir el proceso.



(a)



(b)

**Figura 22: Espectro de demanda y punto de desempeño**

**b. Procedimiento para chequear el desempeño del edificio en el máximo desplazamiento esperado**

Para chequear el desempeño del edificio en el máximo desplazamiento esperado se deben seguir los siguientes pasos:

1. Para la respuesta global del edificio chequear lo siguiente:
  - La resistencia a la fuerza lateral no se debe degradar más del 20% de la resistencia pico.
  - Las deformaciones laterales deben satisfacer los límites dados en el Cuadro 17.
2. Identificar y clasificar los diferentes elementos en el edificio.
3. Identificar todos los componentes primarios y secundarios, debido a que esta clasificación es necesaria para el paso 5.
4. Identificar los componentes críticos y las acciones que se deben chequear.
5. La demanda de esfuerzo y deformación, en el punto de desempeño del edificio, debe ser igual o menor a las capacidades descritas en el Capítulo III, Inciso F de este trabajo.
6. Se debe chequear el desempeño de los elementos estructurales, que no soportan carga vertical, en comparación con el nivel de desempeño especificado.
7. Los elementos no estructurales deben cumplir con los requerimientos del nivel de desempeño especificado.

## **F. Desempeños específicos deseados para una estructura**

Para determinar si una edificación cumple con los objetivos de desempeño, los resultados obtenidos del análisis no lineal estático se deben comparar con los límites de los niveles de desempeño. Estos límites se pueden clasificar en dos grandes categorías:

- Límites globales de aceptabilidad de la estructura, lo que incluye requerimientos de capacidad de carga vertical, carga lateral y deformación lateral.
- Límites de aceptabilidad de elementos y componentes, lo que incluye marcos, muros, diafragmas y cimentaciones. Para cada uno de éstos se debe chequear su resistencia y su capacidad de deformación.

Es importante saber que un objetivo de desempeño representa un nivel de desempeño para un sismo en específico. Si la respuesta calculada para un sismo en específico sobrepasa cualquier límite de aceptabilidad de la estructura o de sus elementos, entonces no se debe considerar que el edificio alcanzó su objetivo de desempeño.

### **1. Límites globales de aceptabilidad de la estructura**

#### **a. Cargas verticales**

La capacidad de carga vertical de un edificio debe mantenerse intacta para que su desempeño pueda ser considerado aceptable en cualquier nivel. Cuando un elemento o grupo de elementos pierde su capacidad de resistir cargas verticales, la estructura debe ser capaz de redistribuir la carga a otros elementos existentes.

#### **b. Cargas laterales**

Algunos elementos están sujetos a cargas múltiples cíclicas que tienden a degradarlos. Cuando un número considerable de estos elementos se degrada por estas cargas, la resistencia global de la estructura ante cargas laterales puede

ser afectada considerablemente. La resistencia de una estructura ante carga lateral, incluido el efecto de las cargas verticales, no se debe degradar por más del 20% de la resistencia máxima del edificio. Cuando ocurre la degradación, se debe realizar una readecuación o se deben considerar metodologías alternas para refinar los resultados de la respuesta.

La pérdida de resistencia ante cargas laterales en una estructura se debe básicamente a dos efectos importantes: el efecto P- $\Delta$  y la degradación de resistencia en elementos individuales ante ciclos de deformación. El efecto P- $\Delta$  se basa en cargas verticales que actúan sobre desplazamientos laterales y se presenta con más fuerza en estructuras flexibles con poca redundancia y con baja capacidad lateral. La degradación de resistencia en elementos individuales ante ciclos de deformación se da por la tendencia de estos desplazamientos a acumularse en una sola dirección. No se debe aceptar más del 20% de degradación de resistencia y, si se sobrepasa este límite, se deben aplicar técnicas de readecuación para reducir dicha degradación. Es importante que los elementos secundarios no jueguen un papel esencial para el desempeño global del edificio.

### c. Deformaciones laterales

El Cuadro 14 muestra los límites de deformación para los distintos niveles de desempeño. La deformación máxima total se define como la deformación de entrepiso en el desempeño óptimo de desplazamiento. El desplazamiento inelástico máximo se define como la porción del desplazamiento total que pasa el punto de cedencia efectiva, su objetivo principal es evitar deformaciones residuales después del sismo. Para tener una estabilidad total, el máximo desplazamiento total en el piso  $i$  no debe exceder la siguiente relación:

$$\frac{0.33V_i}{P_i}$$

Donde  $V_i$  es la fuerza total de corte en el piso  $i$  y  $P_i$  es la carga vertical (muerta más viva) en el piso  $i$ .

**Cuadro 17: Límites de deformación**

Límite de deformación de entrepiso	Niveles de desempeño			
	Ocupación inmediata	Control del daño	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
<b>Desplazamiento máximo total</b>	0.01	0.01-0.02	0.02	$\frac{0.33V_i}{P_i}$
<b>Desplazamiento máximo inelástico</b>	0.005	0.005-0.015	no existe límite	no existe límite

La relación de deformación total del edificio (R) se define por la siguiente fórmula:

$$R = \frac{\Delta_{techo}}{H} \quad (38)$$

Donde:

$\Delta_{techo}$  = es la deformación total del edificio, medido en su último piso.

H = altura total del edificio.

## 2. Límites de aceptabilidad de elementos y componentes

Cada elemento debe chequearse para determinar si sus componentes satisfacen los requerimientos de aceptabilidad, debajo de los puntos de desempeño y deformaciones máximas. Los elementos primarios de una estructura son los marcos, los muros, los diafragmas y las cimentaciones. Estos elementos son las partes que resisten la totalidad de la carga sobre el edificio y tienen componentes como vigas, columnas, losas, cuerdas, zapatas, losas de cimentación y conexiones. Estos componentes deben clasificarse como primarios o secundarios y cumplir con los requerimientos de los cuadros siguientes de este capítulo.

### a. Elementos primarios y secundarios y componentes

Cada elemento y componente se clasifica como primario o secundario de acuerdo a su capacidad de resistencia de carga lateral cerca o en el punto de desempeño. Los elementos y componentes que proveen una parte considerable de la resistencia total de la estructura o rigidez lateral en el punto de desempeño son considerados como primarios. En otras palabras, los elementos o

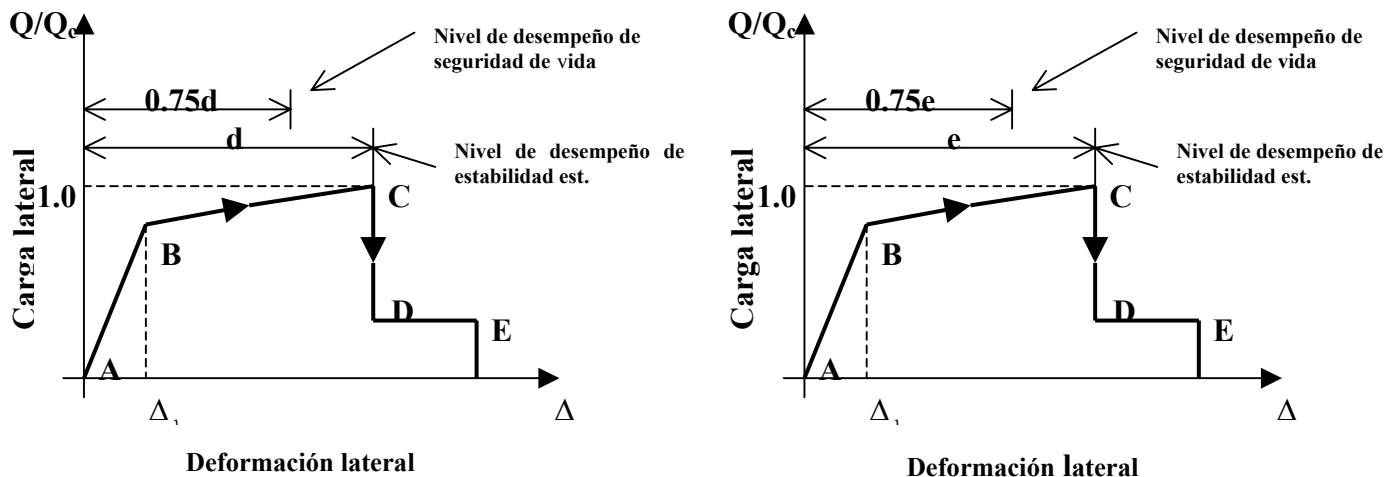
componentes son considerados primarios cuando éstos son capaces de resistir varios ciclos de carga lateral sin llegar a deformarse considerablemente. Los elementos o componentes que resisten carga vertical únicamente son considerados secundarios.

#### **b. Capacidad de deformación de los componentes**

A las deformaciones calculadas de los componentes no se les permite exceder límites de deformación para niveles apropiados de desempeño. El criterio de aceptabilidad está basado en los siguientes parámetros:

La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de estabilidad estructural para elementos, componentes y acciones primarias se define como la deformación en donde la degradación de la resistencia de la carga lateral empieza. La capacidad de deformación del componente en un nivel de seguridad de vida se define como un 75% de la deformación en el nivel de estabilidad estructural. Para elementos, componentes y acciones secundarias, la capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de estabilidad estructural se define como la deformación en donde la capacidad de soportar carga vertical se pierde. La capacidad de deformación del componente en un nivel de seguridad de vida se define como un 75% de la deformación en el nivel de estabilidad estructural.

Los criterios de aceptabilidad de deformación se pueden calcular a partir de pruebas realizadas, como se muestra en la Figura 23. En esta figura, aparece una deformación simple de carga, en la cual el punto C corresponde a la deformación en donde la degradación de resistencia empieza. El punto E corresponde a la deformación en donde la resistencia a la carga vertical se pierde. Los componentes secundarios que no soportan cargas verticales no se necesitan chequear debido a que si fallan la estructura no colapsaría. Sin embargo, el ingeniero debe utilizar su criterio para determinar qué componentes deben ser chequeados.



(a) Elementos, componentes y acciones primarias

(b) Elementos, componentes y acciones secundarias

*Figura 23: Criterios de aceptabilidad para deformaciones y cargas*

### c. Aceptabilidad de marcos de concreto

#### 1) Marcos viga – columna

La aceptabilidad debe considerar la capacidad de resistencia y deformación de vigas, columnas, juntas viga-columna y conexiones con elementos adyacentes. Se debe considerar lo siguiente:

- a) La respuesta ante la flexión y la carga axial de vigas y columnas, incluidos la evaluación de mecanismos de cedencia y el cálculo inelástico de las demandas de fuerza y rotación.
- b) Respuesta ante el corte de vigas y columnas en el borde de los componentes y en lugares, a lo largo de la luz, donde el refuerzo cambia.
- c) La acción de las juntas viga – columna, de acuerdo al equilibrio de fuerzas y los giros en los nudos.
- d) Longitudes de desarrollo.
- e) Potencial de pérdida de capacidad de carga vertical debido al fallo de vigas, columnas o juntas viga-columna.

No se permite la respuesta inelástica de los componentes en los Cuadros 18, 19 y 20, excepto en donde se demuestre que una acción inelástica puede ser tolerada en consideración al nivel de desempeño seleccionado. El criterio de aceptación en el Cuadro 18 para vigas y en el Cuadro 19 para columnas se expresa en términos de los ángulos de rotación plásticos dentro de las articulaciones plásticas. En el Cuadro 20, el criterio de aceptación se expresa en términos del ángulo total de corte de la junta.

## **2) Marcos columna – losa**

Para estos elementos se deben considerar los mismos parámetros de los marcos viga–columna. La evaluación debe hacer hincapié en la flexión y en el corte en columnas con refuerzo transversal, en las acciones de transferencia del corte y el momento en las juntas de columna–losa que estén afectadas por cargas de corte altas. Se debe poner un cuidado especial en los lugares en donde las conexiones no tienen un refuerzo efectivo en la cama inferior. Este refuerzo es el encargado de sostener a la losa cuando ocurre una falla por corte.

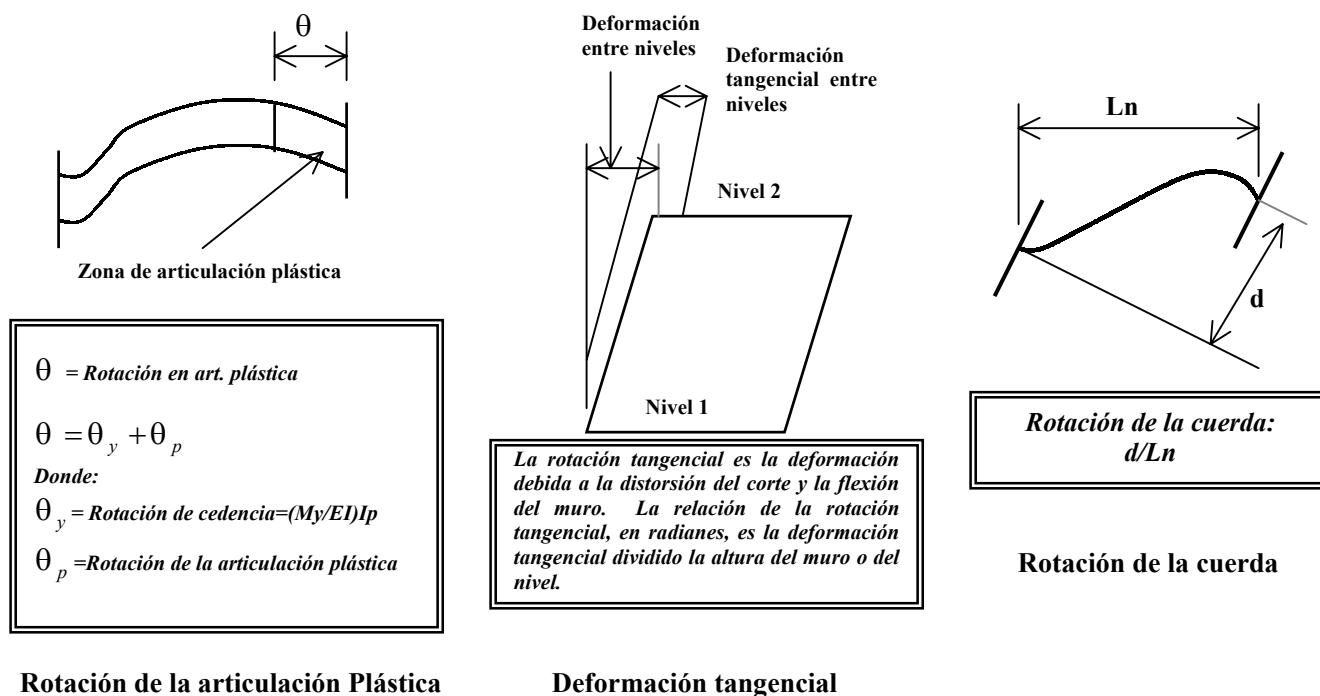
### **d. Aceptabilidad de muros de corte de concreto**

La aceptabilidad debe considerar la capacidad de resistencia y deformación del muro y sus conexiones con elementos adyacentes. Se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- 1) Capacidad de deformación flexionante.
- 2) Fuerza de corte del muro.
- 3) Levantamiento o asentamiento de la cimentación.
- 4) Longitudes de desarrollo.

No permite la respuesta inelástica de los componentes en los Cuadros 21, 22 y 23, excepto en donde se demuestre que una acción inelástica puede ser tolerada debido al nivel de desempeño seleccionado. El criterio de aceptación en el Cuadro 21 se expresa en términos de los ángulos de rotación plásticos dentro de las articulaciones plásticas. En el Cuadro 22, el criterio de aceptación se expresa en

términos de la deformación de corte tangencial del muro y en el Cuadro 23 se expresa en términos de la deformación a lo largo de la junta de construcción. En la Figura 24 se muestra el concepto de la rotación de la articulación plástica, la deformación tangencial entre niveles y la rotación de cuerdas.



**Figura 24: Articulación plástica, deformación tangencial y rotación de la cuerda**

#### e. Aceptabilidad de elementos combinados marco y muro

La aceptabilidad debe considerar la capacidad de la resistencia y deformación del sistema marco y muro y sus elementos adyacentes. Se debe considerar lo siguiente:

- 1) Resistencia y deformación de los elementos marco y muro.
- 2) Resistencia y deformación de las conexiones entre marco y muro.

La respuesta inelástica de estos sistemas se debe restringir a cada elemento por separado.

**f. Aceptabilidad de los diafragmas de concreto**

La aceptabilidad debe considerar la capacidad de la resistencia y la deformación del diafragma y sus elementos adyacentes. Se debe considerar lo siguiente:

- 1) Fuerza de corte de la losa y sus conexiones con muros y otros elementos y componentes.
- 2) Eficacia de las cuerdas a lo largo de los extremos de los diafragmas o en las esquinas.
- 3) Tensión debida al anclaje fuera del plano de muros y otros elementos y componentes.

En general, la respuesta inelástica no se debe permitir en diafragmas, excepto cuando se demuestra que la acción inelástica se puede tolerar debido a los niveles de desempeño seleccionados.

**g. Aceptabilidad de las cimentaciones:**

La aceptabilidad de las cimentaciones se determina por el efecto de la deformación del suelo que soporta la estructura. Se debe considerar lo siguiente:

- 1) Confinamiento del refuerzo vertical del cimiento.
- 2) Capacidad de corte del cimiento.
- 3) Capacidad del refuerzo del cimiento a la tensión.

Cuadro 18: Criterio de aceptación numérica para articulaciones plásticas en vigas de concreto reforzado, en radianes

Tipo de componente			Nivel de desempeño <sup>3</sup>				
			Primario			Secundario	
			OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Vigas controladas por flexión<sup>1</sup></b>							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal. <sup>2</sup>	$\frac{V^4}{b_w d \sqrt{f_c}}$					
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.0	0.005	0.015	0.005	0.01
<b>2. Vigas controladas por corte<sup>1</sup></b>							
Espaciamiento del estribo $\leq d/2$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Espaciamiento del estribo $> d/2$			0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>3. Vigas controladas por desarrollo inadecuado a lo largo de su luz<sup>1</sup></b>							
Espaciamiento del estribo $\leq d/2$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Espaciamiento del estribo $> d/2$			0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>4. Vigas controladas por su colocación inadecuada en la junta de viga y columna<sup>1</sup></b>							
			0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. Cuando ocurre más de una de las condiciones 1, 2, 3 y 4 para un componente, utilizar el valor mínimo.
2. C y NC son abreviaturas de detalles conformados y no conformados respectivamente. Un componente es conformado si dentro de su región plástica flexionante: (1) los estribos están espaciados  $\leq d/3$  y (2) para componentes con demanda de ductilidad moderada y alta, la fuerza generada por los estribos ( $V_s$ ) es tres cuartos del corte de diseño. Si esto no se cumple el componente es no conformado.
3. OI = Ocupación inmediata; SV = Seguridad de vida; EE = Estabilidad estructural.
4. V = Corte de diseño

Cuadro 19: Criterio de aceptación numérica para articulaciones plásticas en columnas de concreto reforzado, en radianes

Tipo de componente			Nivel de desempeño				
			Primario			Secundario	
			OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Columnas controladas por flexión</b>							
$\frac{P^1}{A_s f_c}$	Refuerzo transversal. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$					
$\leq 0.1$	C	$\leq 3$	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
$\leq 0.1$	C	$\geq 6$	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
$\geq 0.4$	C	$\leq 3$	0.0	0.005	0.015	0.01	0.025
$\geq 0.4$	C	$\geq 6$	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
$\geq 0.4$	NC	$\leq 3$	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
$\geq 0.4$	NC	$\geq 6$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>2. Columnas controladas por corte</b>							
Espaciamiento del suncho $\leq d/2$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
ó $\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$							
Otros casos			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>3. Columnas controladas por desarrollo inadecuado a lo largo de su altura</b>							
Espaciamiento del suncho $\leq d/2$			0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Espaciamiento del suncho $> d/2$			0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>4. Columnas con carga axial que excede 0.70P<sub>o</sub></b>							
Refuerzo sobre la longitud total			0.0	0.0	0.005	0.005	0.01
Otros casos			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. P = carga axial de diseño.

**Cuadro 20: Criterio de aceptación numérica del ángulo total de corte en juntas viga - columna de concreto reforzado, en radianes**

Tipo de componente			Nivel de desempeño				
			Primario			Secundario	
			OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Juntas interiores</b>							
$\frac{P}{A_s f_c}$	Refuerzo de transversal. <sup>1</sup>	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
< 0.1	C	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
<b>2. Otras juntas</b>							
$\frac{P}{A_s f_c}$	Refuerzo de transversal. <sup>1</sup>	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.0015	0.02
< 0.1	C	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Para que una junta sea considerada conformada, los sunchos deben estar espaciados  $\leq hc/3$  en la junta.
2. La relación  $\frac{P}{A_s f_c}$  es la relación de la fuerza axial de diseño en la columna por encima de la junta entre el producto del área gruesa de la sección transversal de la junta y el concreto

**Cuadro 21: Criterio de aceptación numérica de las articulaciones plásticas en losas en una dirección y conexiones losa - columna, en radianes**

Tipo de componente		Nivel de desempeño				
		Primario			Secundario	
		OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Losas controladas por flexión y conexiones losa - columna</b>						
$\frac{V_g}{V_o}$	Continuidad del refuerzo					
≤ 0.2	Sí	0.01	0.015	0.02	0.03	0.05
≥ 0.4	Sí	0.0	0.0	0.0	0.03	0.04
≤ 0.2	No	0.01	0.015	0.02	0.015	0.02
≥ 0.4	No	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>2. Losas controladas por desarrollo inadecuado a lo largo de su luz libre</b>						
		0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
<b>3. Losas controladas por juntas inadecuadas losa - columna</b>						
		0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1.  $V_g$  = corte gravitacional que actúa en la sección crítica de la losa y  $V_o$  = es el corte directo.
2. Sí significa que por lo menos una de las barras de la cama de abajo es continua en cada dirección hasta la columna.

**Cuadro 22: Criterio de aceptación numérica de las articulaciones plásticas en muros de concreto reforzado y segmentos de muros controlados por flexión, en radianes**

Tipo de componente			Nivel de desempeño				
			Primario			Secundario	
			OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Muros y segmentos de muros controlados por flexión</b>							
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P_1}{t_w l_w f_c}$	$\frac{v}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	Límite del elemento <sup>2</sup>					
$\leq 0.1$	$\leq 3$	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 3$	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 3$	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 3$	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

- $A_s$  = área de sección transversal del refuerzo en tensión,  $A_s'$  = área de sección transversal del refuerzo en compresión,  $P$  = fuerza axial que actúa en el muro y  $t_w$  = espesor del muro.
- El término C indica que el refuerzo límite efectivo satisface el ACI 318 y el término NC indica que el refuerzo límite efectivo no satisface el ACI 318.

**Cuadro 23: Criterio de aceptación numérica para relaciones de deformación tangencial para muros de concreto reforzado y segmentos de muros controlados por corte, en radianes**

Tipo de componente		Nivel de desempeño				
		Primario			Secundario	
		OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Muros y segmentos de muros controlados por corte</b>						
Todos los casos		0.004	0.006	0.0075	0.0075	0.015

**Cuadro 24: Criterio de aceptación numérica para desplazamientos por corte para muros de concreto reforzado y segmentos de muros controlados por corte, en pulgadas**

Tipo de componente		Nivel de desempeño				
		Primario			Secundario	
		OI	SV	EE	SV	EE
<b>1. Muros y segmentos de muros controlados por corte</b>						
Todos los casos		0.2	0.3	0.4	0.4	0.8

Cuadro 25: Criterio de aceptación numérica para rotaciones de las cuerdas para vigas acopladas de concreto reforzado, en radianes

Tipo de componente	Nivel de desempeño					
	Primario			Secundario		
	OI	SV	EE	SV	EE	
<b>1. Vigas acopladas controladas por flexión</b>						
Refuerzo longitudinal y transversal <sup>1</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$					
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal conformado	$\leq 3$	0.006	0.015	0.025	0.025	0.040
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal conformado	$\geq 6$	0.005	0.010	0.015	0.015	0.030
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal no conformado	$\leq 3$	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal no conformado	$\geq 6$	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Refuerzo diagonal	N/A	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050
<b>2. Vigas acopladas controladas por corte</b>						
Refuerzo longitudinal y transversal <sup>1</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$					
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal conformado	$\leq 3$	0.006	0.012	0.015	0.015	0.024
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal conformado	$\geq 6$	0.004	0.008	0.010	0.010	0.016
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal no conformado	$\leq 3$	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal no conformado	$\geq 6$	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. El refuerzo longitudinal consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga. Los requerimientos para el refuerzo transversal conformado son: (1) los estribos se deben colocar a lo largo de toda la viga a un espaciamiento no mayor a  $d/3$  y (2) la fuerza de los estribos  $V_s$  debe ser por lo menos tres cuartos del corte de diseño.

## G. Técnicas de modelaje de estructuras para aplicar un análisis inelástico

Para poder realizar un análisis no lineal estático es imprescindible modelar la estructura que se está evaluando en un programa de computación avanzado. Esta sección presenta las principales técnicas de modelaje de estructuras para desarrollar modelos analíticos de edificios de concreto reforzado.

### 1. Cargas verticales y laterales

El análisis no lineal de una estructura debe incluir los efectos simultáneos de las cargas verticales y laterales. Las cargas verticales deben incluir las cargas vivas y muertas. Debido a la naturaleza de las interacciones, no es apropiado llevar un análisis de carga vertical y carga lateral por separado y luego superponer

los resultados. Las cargas verticales deben ser aplicadas al modelo y mantenidas mientras se imponen las cargas laterales.

La carga muerta debe tomarse como el peso propio de la estructura sin factores de carga, pero sí con estimados reales de piso, techo y otros pesos no estructurales. Las cargas vivas deben tomarse según el tipo de estructura y su ocupación actual. El Cuadro 26 muestra valores de cargas vivas de servicio utilizadas en los Estados Unidos (ATC-40, 1996) y el Cuadro 27 muestra las cargas vivas especificadas en el Código del Distrito Federal, México (Meli, 1985). Las cargas laterales comúnmente se colocan a la altura de los niveles del edificio. Además se deben aplicar en incrementos para que los analistas puedan desarrollar un mecanismo inelástico. Los efectos de las cargas verticales cuando actúan como desplazamientos laterales (efecto  $P-\Delta$ ) deben ser modelados.

**Cuadro 26: Cargas vivas de servicio según el tipo de ocupación**

Ocupación	Carga viva (lb/pie <sup>2</sup> )	Carga viva (kg/m <sup>2</sup> )
Área general de oficina	13.6	66.4
Área de oficina	16.9	82.5
Vestíbulos	9.4	45.9
Sala de conferencia	11.1	54.2
Área para archivos	43.7	213.4
Bodegas	28.9	141.1
Bibliotecas	34.6	168.9
Para todos los ambientes	17.8	86.9

**Cuadro 27: Cargas vigas unitarias especificadas en el Reglamento del Distrito Federal, México**

Destino del piso o cubierta	Carga viva media (lb/pie <sup>2</sup> )	Carga viva media (kg/m <sup>2</sup> )
Habitación (casas de habitación, apartamentos, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), oficinas, despachos y laboratorios.	14.34	70

**Cuadro 27: Continuación**

Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público), cuando sirven a no más de 400 m <sup>2</sup> de área habitable.	8.20	40
Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	8.20	40
Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares).	8.20	40
Comercios, fábricas y bodegas con área tributaria ( $A_T$ ) hasta 20 m <sup>2</sup> .	$0.8w_m^1$	$0.8w_m^1$
Comercios, fábricas y bodegas con área tributaria ( $A_T$ ) mayor de 20 m <sup>2</sup> .	$0.7w_m^1$	$0.7w_m^1$
Tanques y cisternas.	$0.7w_m^1$	$0.7w_m^1$
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.	3.07	15
Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%.	1.02	5
Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%.	1.02	5
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	3.07	15
Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	8.20	40
Andamios y cimbra para concreto	3.07	15

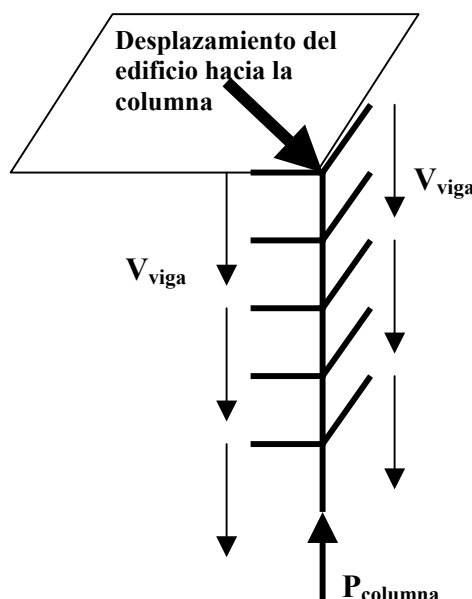
1.  $w_m = 120 + 420/\sqrt{A_T}$ , donde  $A_T$  es el área tributaria.

## 2. Consideraciones globales en edificios

Los modelos analíticos para evaluación o readecuación pueden estar representados por características tridimensionales como distribución de masa, fuerza, rigidez y deformación, a través de un arreglo de desplazamientos globales y locales. También se pueden utilizar modelos bidimensionales si éstos presentan

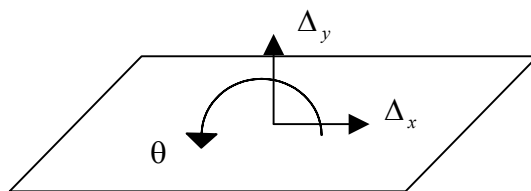
respuestas laterales. El modelo puede estar representado por una serie de subestructuras, las fuerzas y deformaciones de cada subestructura se usen para chequear efectos locales.

Cuando se realiza un análisis en dos dimensiones, es importante considerar ciertos aspectos tridimensionales de la estructura. La carga axial en la esquina de las columnas puede ser afectada por la respuesta tridimensional, debido a que las cargas axiales acumulan cargas de otros marcos. Si el edificio se desplaza a lo largo de un eje diagonal, en un punto, a la hora de un sismo las vigas en las dos direcciones desarrollarán articulaciones plásticas, en donde la carga axial de la columna es igual a la suma de los cortes plásticos de las vigas en ambas direcciones. El ingeniero puede utilizar modelos tridimensionales, los cuales ya toman en cuenta estos efectos. Para estructuras con rigideces y fuerzas simétricas se puede utilizar un modelo bidimensional o tridimensional. A continuación se muestra el efecto de la carga axial en las esquinas de las columnas:



*Figura 25: Carga axial en esquinas de columna debido a la transferencia de carga de marcos interceptados*

En general, un edificio se debe modelar, analizar y evaluar como una unión tridimensional de elementos y componentes. El modelaje, el análisis y la evaluación de edificios (con diafragmas rígidos) en dos dimensiones son aceptables si los efectos torsionales son demasiado pequeños para ser modelados. Los elementos verticales del marco en edificios con diafragma flexible pueden ser modelados en dos dimensiones por separado o se pueden modelar en tres direcciones con el modelaje del diafragma como elemento flexible. Se requiere el modelaje explícito de las conexiones al utilizar procedimientos no lineales si la conexión es más débil que los componentes que la forman o si la flexibilidad de la conexión resulta en un aumento considerable de la deformación entre los componentes que la forman. Para modelar en tres dimensiones, se debe modelar cada eje en dos dimensiones por separado y efectuar condensación de matrices, para luego ensamblar la matriz del edificio y considerar tres grados de libertad en el centroide del diafragma rígido, como se muestra en la Figura 26.



**Figura 26: Modelo en 3 dimensiones de un diafragma rígido**

El efecto de la torsión horizontal debe ser considerado. El momento total de cualquier nivel del edificio debe ser igual a la suma de los dos momentos torsionales siguientes:

- La torsión real, que es el momento resultante de la excentricidad entre los centros de masa de los niveles superiores, incluido el nivel que se está analizando y el centro de rigidez de los elementos sísmicos verticales de los niveles inferiores.
- La torsión accidental, que es el momento torsional accidental producido por el movimiento horizontal de los centros de masa, en todos los niveles, incluido el

nivel que se está analizando. Debe ser igual a un mínimo del 5% de la dimensión horizontal, medida perpendicularmente a la dirección de la carga aplicada.

En edificios con diafragmas rígidos, el efecto de la torsión real y torsión accidental se debe considerar si la deformación máxima lateral sobrepasa el desplazamiento promedio por más del 10%. Para el análisis lineal de edificios con diafragmas rígidos, cuando la relación  $\delta_{\max} / \delta_{\text{avg}} > 1.20$ , el efecto de la torsión accidental debe ampliarse por el siguiente factor:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 < 3.0 \quad (39)$$

Donde:

$\delta_{\max}$  = desplazamiento máximo en cualquier punto del diafragma en el nivel x.

$\delta_{\text{avg}}$  = desplazamiento promedio en los puntos extremos del diafragma en el nivel x.

Si la relación  $\delta_{\max} / \delta_{\text{avg}} > 1.50$ , se deben utilizar modelos tridimensionales para el análisis y evaluación de la distribución de masas y rigideces. Debido a esta limitación, el efecto de la torsión puede ser determinado con la utilización de un análisis en dos dimensiones. Para el análisis estático y dinámico lineal, las fuerzas de diseño y los desplazamientos deben ser aumentados multiplicándolos por la relación  $\delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$  calculada para el edificio. Para el análisis estático no lineal, el desplazamiento debe aumentarse multiplicando el valor máximo de la relación  $\delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$  calculada para el edificio. Para el análisis dinámico no lineal, la amplitud de la aceleración del suelo debe aumentarse multiplicando el valor máximo de la relación  $\delta_{\max} / \delta_{\text{avg}}$  calculada para el edificio.

### **3. Modelaje de elementos**

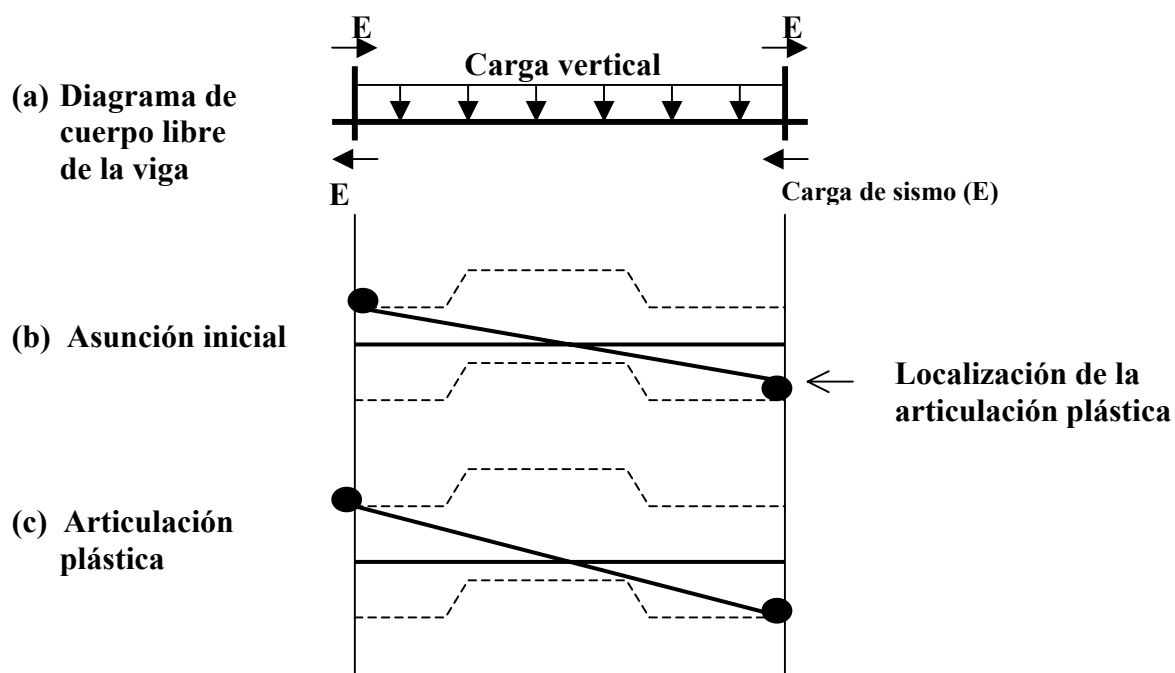
#### **a. Marcos viga – columna**

El modelo de este elemento debe representar la capacidad de resistencia, rigidez y deformación de vigas, columnas, juntas viga - columna y cualquier otro componente que forme parte del marco. Las vigas y columnas deben modelarse considerando las rigideces de corte y de flexión y además se deben asumir juntas rígidas entre estos componentes. El modelo analítico puede representar un marco de viga y columna al usar líneas con propiedades concentradas en el centro. En algunos de los casos los centros de las vigas y columnas no coinciden y esto hace que el modelo no sea resistente a cargas laterales. Las excentricidades grandes pueden representarse al modelar la excentricidad en específico o con un modelo del marco concéntrico con capacidad reducida de rigidez, resistencia y deformación. Cuando las secciones de las vigas y columnas no se interceptan, sino se conectan por medio de una losa, esta última debe ser modelada directamente. La junta entre la viga y la columna debe ser modelada como una zona rígida con dimensiones horizontales iguales a las dimensiones de la sección transversal de la columna y dimensiones verticales iguales al peralte de las vigas. La losa actúa como un diafragma que determina las interacciones de los distintos marcos presentes en la estructura. La losa actuará como un patín de una viga en tensión y compresión y ésta es la acción que se debe representar en el modelo.

Las vigas deben desarrollar una respuesta inelástica asociada con flexión corte y traslapes de desarrollo. Las columnas deben desarrollar una respuesta inelástica asociada con flexión, carga axial, corte y falla por los traslapes de desarrollo. Además, las fuerzas de las juntas de viga y columna pueden limitar las fuerzas que se desarrollan en los marcos adyacentes. Los modos de respuesta inelástica se pueden identificar al examinar un diagrama de cuerpo libre de la viga sujeta a cargas verticales y rotaciones debidas a cargas laterales. La fuerza flexionante de

la viga varía a lo largo de su luz, lo que puede tener influencia en cómo desarrolla la respuesta inelástica y provocar una articulación plástica.

En principio, se asume que la articulación plástica se forma en los extremos de los miembros. El diagrama de momento estático se debe construir de acuerdo a la carga vertical. Si el diagrama de momento estático sobrepasa a la fuerza, entonces la articulación plástica se puede formar a lo largo de la viga. Para modelar este comportamiento, es necesario asignar grados de libertad nodales a lo largo de la luz de la viga, para que así la articulación plástica pueda ocurrir y ser monitoreada en los nodos interiores. Cuando controla la flexión inelástica, la respuesta se puede representar directamente con articulaciones concentradas o distribuidas. El análisis se corre hasta que se llega a la cedencia en uno o en más de los nodos modelados. Para modelar la respuesta después de la cedencia, se coloca otra articulación en el punto de cedencia y se vuelve a correr el programa hasta que ocurra la nueva cedencia. Este proceso se repite y los resultados se superponen para obtener la solución completa.



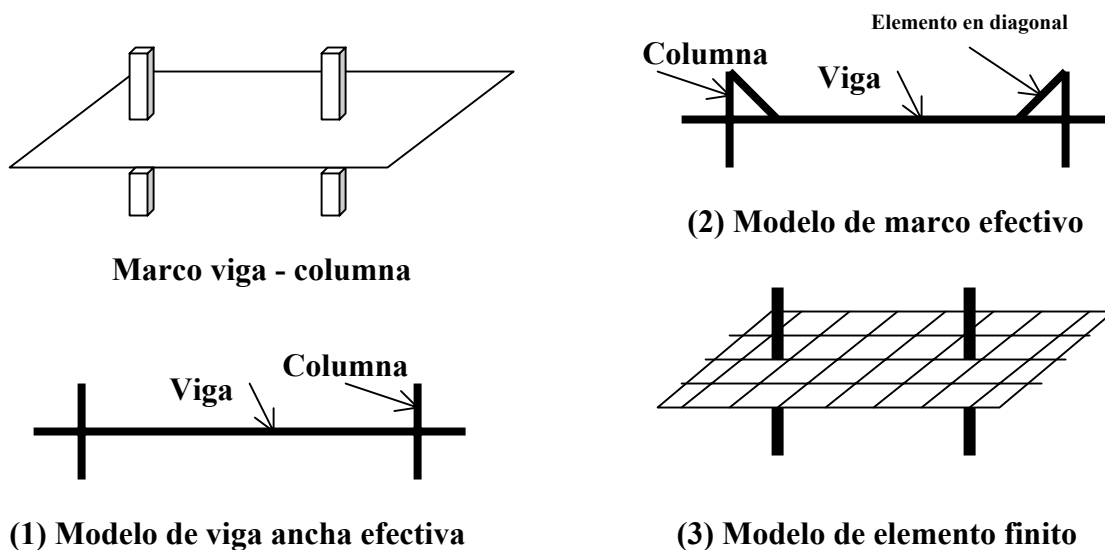
*Figura 27: Procedimiento para localizar la articulación plástica*

El modelo de la respuesta inelástica de columnas es similar al procedimiento descrito en la figura anterior. La mayoría de las columnas ceden en la parte inferior o en la parte intermedia. El modelo analítico debe permitir la articulación de las columnas en todos los niveles del edificio. La flexión inelástica a lo largo de la longitud no soportada de las columnas no se considera, debido que no se aplica carga lateral en esta área. En las juntas, la articulación debe ser modelada cuando existe un potencial de falla por corte.

#### **b. Marcos columna – losa**

El modelo de un marco de columna y losa debe ser lo suficientemente detallado como para representar la capacidad de resistencia, rigidez y deformación de la losa, las columnas, las juntas y cualquier otro componente que forme parte del marco. Estos marcos deben modelarse en consideración a las rigideces de corte y de flexión y además se deben modelar los anclajes y empalmes. Las juntas entre las columnas y la losa se deben considerar rígidas. Este tipo de marco se puede modelar de tres maneras:

- 1) En el modelo de la viga ancha efectiva la columna y la losa se modelan como elementos rígidos conectados en la junta.
- 2) En el modelo del marco equivalente las columnas y la losa son representadas por elementos conectados entre sí por medio de un elemento en diagonal.
- 3) En el modelo del elemento finito la columna se representa como componentes individuales y la losa como un conjunto de elementos. Estos modelos se muestran en la Figura 28.



*Figura 28: Modelos de marco viga - columna*

### c. Muros de corte de concreto

El modelo de un muro de corte debe representar su capacidad de resistencia, rigidez y deformación en el plano en que se está aplicando la carga. El comportamiento fuera del plano de carga no debe ser considerado. Los muros son considerados esbeltos cuando la relación altura/longitud  $\geq 4$  y no esbelto cuando esta relación es  $\leq 2$ . Los muros esbeltos están controlados por un comportamiento flexionante y los muros no esbeltos por un comportamiento cortante. El modelo analítico se puede representar por una columna ancha localizada en la parte central del muro o por medio de un modelo de elemento finito. Cuando la interacción con otros elementos es importante, se debe considerar otro tipo de modelos, como el modelo de elemento múltiple, el cual usa dos o tres elementos verticales para representar la rigidez y la fuerza axial y de flexión del muro y, por lo menos, un elemento horizontal para representar la fuerza cortante del muro.

### d. Diafragmas rígidos

El modelo de un diafragma debe representar su capacidad de resistencia, rigidez y deformación en el plano en que se está aplicando la carga. Cuando un diafragma es considerado como rígido, se deben modelar las

deformaciones axiales, cortantes y por flexión. En general, el analista debe considerar cómo el diafragma se conecta con los elementos que soportan cargas verticales y laterales. El modelo analítico generalmente puede representar al diafragma como una viga horizontal con luz simple, soportada por elementos verticales con diferentes rigideces.

#### **4. Modelaje de componentes**

Los componentes de los elementos deben ser modelados tomando en cuenta las propiedades de los materiales que los forman y se deben utilizar los métodos analíticos disponibles. En general, el modelo debe representar la resistencia, rigidez y deformación de los componentes en base al material existente. Es decir que es necesario usar los valores nominales de diseño de los códigos de construcción para la evaluación de material con que están hechos los componentes. Específicamente, el comportamiento de un componente debe modelarse usando relaciones no lineales de carga – deformación definidas al usar una serie de segmentos de líneas rectas, como se muestra en la Figura 23. En esta figura,  $Q_c$  se refiere a la resistencia del componente y  $Q$  a la demanda del sismo. La respuesta es lineal hasta el punto de cedencia B, seguido de una etapa de cedencia hasta el punto C, una degradación de la resistencia hasta el punto D y el colapso final y pérdida de la capacidad de carga en el punto E. Es aceptable utilizar un modelo bilineal simple que incluya solamente los segmentos entre los puntos A-B-C, si el análisis asegura que la respuesta no se extenderá más allá del punto C en cualquiera de los componentes.

La degradación es diferente a la ductilidad. Los componentes que ceden son capaces de mantener su resistencia durante varios ciclos, pero no pueden soportar carga adicional. En componentes primarios la inelasticidad no se acepta, es decir no se permite pasar después del punto B, pero para elementos secundarios el análisis puede proseguir siempre y cuando se tome en cuenta la degradación y las fuerzas de los componentes degradados se distribuyan en otros componentes.

## 5. Modelaje de materiales

### a. Concreto

La evaluación de las propiedades del concreto debe incluir la determinación de la capacidad de compresión, módulo de elasticidad, densidad de los agregados y variabilidad. El refuerzo transversal ayuda a la deformación última del concreto ( $E_{cu}$ ) y a la resistencia a la compresión del concreto ( $f_{cc}$ ). Estos términos se definen según las siguientes ecuaciones:

$$E_{cu} = 0.005 + \frac{0.1\rho'' f_y}{f'_c} \leq 0.02 \quad (40)$$

$$f_{cc} = \left(1 + \frac{\rho'' f_y}{f'_c}\right) f'_c \quad (41)$$

$E_{cu}$  se puede definir también así:  $E_{cu} = 0.02$  para  $s/d_b \leq 8$  y  $E_{cu} = 0.005$  para  $s/d_b \geq 16$ , donde  $s$  es el espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal y  $d_b$  el diámetro de las varillas de refuerzo. Se puede inferir que las deformaciones de los componentes con agregados de poco peso pueden ser un 25% menores que las deformaciones de componente con agregados de peso normal.

### b. Refuerzo

La evaluación del refuerzo debe considerar el grado, las deformaciones y condiciones en la superficie, colocación y detalle del refuerzo. La deformación máxima en refuerzo no debe asumirse por encima de 0.05.

## 6. Rigidez inicial en los componentes

La rigidez inicial de un componente se puede representar por un valor secante definido por el punto de cedencia efectivo del componente. El valor de la rigidez se puede determinar en base a las propiedades de los materiales, dimensiones, cantidades, límites y niveles de esfuerzo y deformación. El Cuadro

28 muestra valores aproximados de rigidez inicial según el tipo de componente y el tipo de rigidez.

**Cuadro 28: Rigidez inicial de los componentes**

Componente	Rigidez flexionante	Rigidez cortante <sup>1</sup>	Rigidez axial
Vigas no preesforzadas	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Vigas preesforzadas	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columnas en compresión	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columnas en tensión	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Muros no agrietados	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Muros agrietados	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Losas planas no preesforzadas	----	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Losas planas preesforzadas	----	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$

1. Para la rigidez cortante, la cantidad  $0.4E_c$  se usa para representar el módulo de corte  $G$ .

## 7. Fuerza en los componentes

Las fuerzas y sus deformaciones asociadas en una estructura se clasifican como deformaciones controladas y fuerzas controladas. Las acciones de deformaciones controladas se permiten para sobrepasar los límites bajo cargas de sismo. La fuerza esperada se define como la resistencia máxima esperada del rango de deformaciones a las cuales está sujeto el componente. El esfuerzo de cedencia longitudinal del refuerzo debe ser 1.25 veces el esfuerzo nominal de cedencia. Las acciones de deformaciones controladas están limitadas a la flexión de vigas, columnas, losas y muros, a la distorsión del corte en muros y a la rotación en las conexiones de columna y losa. Las acciones de fuerzas controladas no deben exceder los límites elásticos debido a las cargas del sismo. La demanda de ductilidad del componente se clasifica en tres niveles, como se muestra en el cuadro siguiente. Algunos procedimientos definen a la resistencia en términos de la demanda de ductilidad, como se muestra en el Cuadro 29.

**Cuadro 29: Clasificación de la demanda dúctil en los componentes**

Valor Máximo del desplazamiento	Clasificación
< 2	Demanda de ductilidad baja
2 a 4	Demanda de ductilidad moderada
> 4	Demanda de ductilidad alta

### a. Cargas axiales y flexionantes

Es aceptable calcular la fuerza flexionante en elementos, con o sin cargas axiales, con un comportamiento de carga específico, con deformaciones que varíen linealmente y asumir que los esfuerzos estén definidos según la relación esfuerzo – deformación. La fuerza flexionante se puede calcular al utilizar el bloque de esfuerzo rectangular del ACI 318, de acuerdo a las siguientes condiciones:

- 1) La deformación máxima a compresión del concreto tiene que estar entre 0.003 y 0.005.
- 2) El esfuerzo máximo en la zona de compresión del concreto debe ser igual a un 85% de la fuerza a compresión esperada.
- 3) El comportamiento del refuerzo elastoplástico con un esfuerzo de cedencia sumido debe ser igual a 1.4 veces el valor nominal.

### b. Corte y torsión

Las fuerzas de corte y torsión deben calcularse según el ACI 318. En regiones de cedencia con demandas moderadas o altas de ductilidad, el refuerzo transversal debe asumirse como inefectivo para resistir fuerzas de corte o de torsión, donde el espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal sobrepasa más de la mitad del peralte efectivo del componente. En regiones con baja ductilidad, el refuerzo transversal debe asumirse como inefectivo para resistir fuerzas de corte o de torsión, donde el espaciamiento longitudinal del refuerzo sobrepasa el peralte efectivo del componente en la dirección del corte. La fuerza cortante en columnas de edificios existentes se puede calcular utilizando las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s \quad (42)$$

Donde:

$$V_c = 3.5\lambda \left( k + \frac{N}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (43)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{0.6s} \quad (44)$$

Donde  $k = 1$  en regiones de baja ductilidad y  $k = 0$  en regiones con alta y moderada ductilidad,  $\lambda = 0.75$  para concreto con agregados de peso liviano y  $\lambda = 1$  para concreto con agregados de peso normal donde  $N$  es la fuerza de compresión axial en libras. La fuerza de corte en las columnas debe chequearse en los extremos y en su longitud media. La fuerza cortante en muros de edificios existentes se puede calcular utilizando las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s \quad (45)$$

Donde:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}t_w l_w \quad (46)$$

$$V_s = \frac{A_v \beta_n f_y l_w}{s} \quad (47)$$

Donde  $\lambda = 0.75$  para concreto con agregados de peso liviano y  $\lambda = 1$  para concreto con agregados de peso normal,  $t_w$  es el espesor del muro y  $l_w$  es la longitud del muro en pulgadas. La fuerza de corte nominal  $V_n$  en muros debe estar entre los siguientes valores:

$$4\lambda\sqrt{f'_c}t_w l_w < V_n < 10\lambda\sqrt{f'_c}t_w l_w$$

Cuando un muro tiene un porcentaje bajo de refuerzo horizontal ( $\rho_n$ ), menor que 0.0025, la contribución del refuerzo debe reducirse con el factor  $\beta_n$ . El valor de  $\beta_n$  debe disminuir linealmente desde un valor de 1.0 para  $\rho_n = 0.0025$  a un valor de 0.0 para  $\rho_n = 0.0015$ . Para  $\rho_n \leq 0.0015$ , no habrá contribución del refuerzo a la fuerza cortante del muro.

### c. Conexiones viga – columna

Las fuerzas cortantes de las juntas de viga y columna se pueden calcular según el ACI-352, según las modificaciones entre las construcciones antiguas y las más nuevas. Para los cálculos de los esfuerzos de corte nominal, el área horizontal efectiva de la junta ( $A_j$ ) se define por la igualdad del peralte de la junta con la dimensión de la columna en la dirección del marco y un ancho de junta igual al espesor de la menor del ancho de la columna, el ancho de la viga, más el peralte de la junta o la menor del doble de la distancia perpendicular desde el eje longitudinal de la viga a uno de los lados de la columna. Las fuerzas deben ser calculadas con base en las articulaciones plásticas flexionantes de los marcos adyacentes. La fuerza de corte nominal en la junta  $V_n$  se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_n = \lambda \gamma \sqrt{f'_c} A_j \quad (48)$$

Donde  $\lambda = 0.75$  para concreto con agregados de peso liviano y  $\lambda = 1$  para concreto con agregados de peso normal,  $A_j$  es el área horizontal efectiva de la junta y  $\gamma$  se define en el Cuadro 30. En este cuadro  $\rho$  es la relación volumétrica del refuerzo de confinamiento horizontal en la junta.

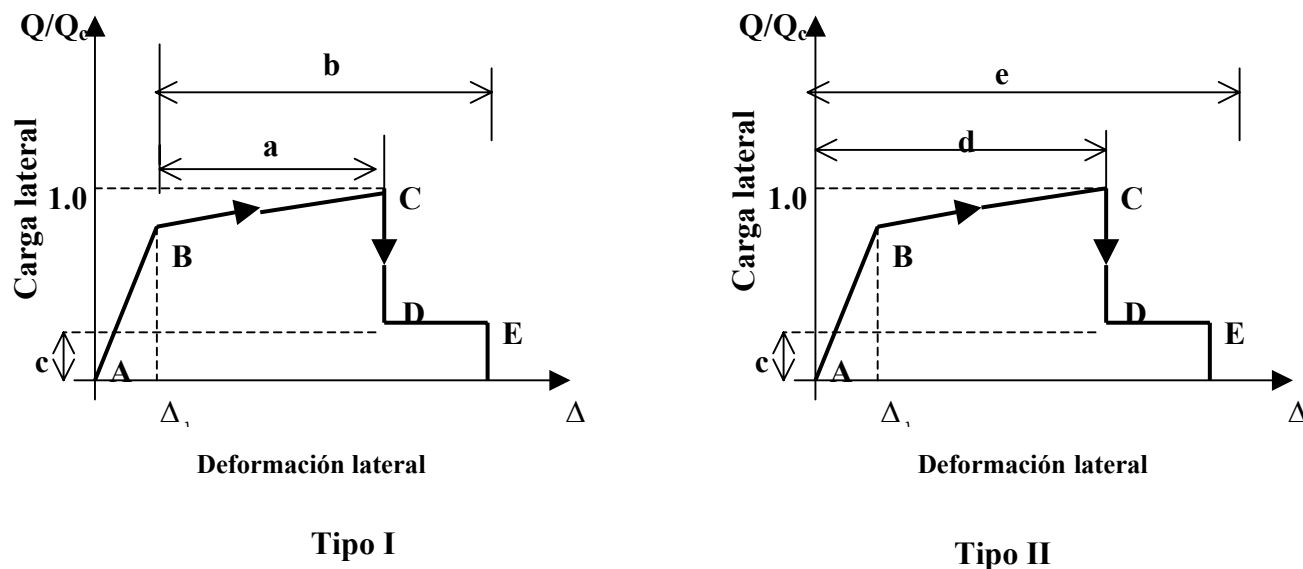
**Cuadro 30: Valores de  $\lambda$  para usarlos en la Ecuación 45**

$\rho$	Valores de $\gamma$				
	Junta interior con vigas transversales	Junta interior sin vigas transversales	Junta externa con vigas transversales	Junta externa sin vigas transversales	Junta articulada
< 0.003	12	10	8	6	4
$\geq 0.003$	20	15	15	12	8

## 8. Capacidad de deformación en elementos

El análisis debe ser capaz de generar la relación carga – deformación de los elementos. Las dos maneras en que se definen las deformaciones, como se puede observar en la Figura 29, son las siguientes:

- **Tipo I:** En esta curva, las deformaciones están expresadas directamente en términos de deformación, curvatura, rotación y elongación. Los parámetros  $a$  y  $b$  se refieren a las deformaciones que ocurren después de la cedencia. Los valores  $a$ ,  $b$  y  $c$  se definen numéricamente en los Cuadros 31 al 37.
- **Tipo II:** En esta curva, las deformaciones están expresadas en términos del ángulo de corte y la relación tangencial de deformación. Los parámetros  $d$  y  $e$  se refieren a la deformación total medida desde el origen. Los parámetros  $c$ ,  $d$  y  $e$  se definen numéricamente en los Cuadros del 31 al 37.



*Figura 29: Relaciones carga – deformación para componentes*

**a. Vigas**

Las vigas pueden ser modeladas con articulaciones plásticas que representen características importantes del componente sujeto a carga lateral. El modelo debe ser capaz de representar la respuesta inelástica a lo largo de la longitud del componente, excepto en lugares en donde el equilibrio muestra que la cedencia es restringida a los extremos del componente. En el modelo, en donde no se espera la cedencia a lo largo de la luz de la viga, se deben colocar las articulaciones plásticas solamente en los extremos y viceversa. Cuando la deformación se toma como rotación en la zona de la articulación plástica, la capacidad de rotación de la misma se muestra en el Cuadro 31. En este cuadro, los parámetros a, b y c se refieren a las medidas de la Figura 29, Tipo I.

**b. Columnas**

Las columnas pueden ser modeladas con articulaciones plásticas concentradas o distribuidas. El modelo también debe representar los efectos de la variación de las propiedades de rigidez y de fuerza. Cuando la deformación se toma como una rotación en la zona de la articulación plástica, la capacidad de dicha rotación se muestra por el Cuadro 32. Las columnas se modelan con propiedades lineales y elásticas a lo largo de su altura y con articulaciones rotacionales en sus extremos. En este cuadro, los parámetros a, b y c se refieren a las medidas de la Figura 29, Tipo I.

**c. Juntas viga – columna**

Si las juntas son más fuertes que los componentes adyacentes, la región de la junta puede ser modelada como una zona rígida. Si no se presenta lo anterior, se debe presentar la respuesta de carga y deformación. La junta se puede modelar con la utilización de resortes como elementos que unan las vigas y las columnas. Cuando la deformación se toma como el corte total en la junta, la capacidad de rotación total se muestra en el Cuadro 33. En este cuadro, los parámetros c, d y e se refieren a las medidas de la Figura 29, Tipo II.

#### d. Muros de corte de concreto

El modelo de los muros depende de si el muro está controlado por flexión o corte. Si está controlado por flexión la relación de carga – deformación debe ser la del Tipo I, Figura 29. La rotación en el punto B de esta figura corresponde al punto de cedencia,  $\theta_y$ , el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I} \right) (l_p) \quad (49)$$

Donde  $M_y$  es el momento de cedencia del muro, que se calcula como el momento en donde el refuerzo en la zona límite cede.  $E_c I$  es la rigidez flexionante y  $l_p$  representa la longitud de la articulación plástica, que se puede tomar como 0.5 veces el peralte flexionante del componente. La capacidad de rotación de la articulación, dentro de la longitud  $l_p$ , se muestra en el Cuadro 35. En este cuadro, los parámetros a, b y c se refieren a las medidas de la Figura 29, Tipo I.

Cuando el muro está controlado por corte, es más apropiado utilizar la relación de corte y deformación como medida de la deformación, la cual es simplemente la distancia que se desplazará el muro en la parte superior y se muestra en el Cuadro 36. En este cuadro, los parámetros c, d y e se refieren a las medidas de la Figura 29, Tipo II.

**Cuadro 31: Parámetros para modelar vigas de concreto reforzado**

Tipo de componente			Parámetros para modelar <sup>3</sup>		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Fuerza residual
			a	b	c
<b>1. Vigas controladas por flexión<sup>1</sup></b>					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V^4}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2
<b>2. Vigas controladas por corte<sup>1</sup></b>					
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.0	0.02	0.2
Espaciamiento de estribos > d/2			0.0	0.01	0.2
<b>3. Vigas controladas por un inadecuado desarrollo a lo largo de su luz<sup>1</sup></b>					
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.0	0.02	0.0
Espaciamiento de estribos > d/2			0.0	0.01	0.0
<b>4. Vigas controladas por un inadecuado empotramiento en la junta viga – columna<sup>1</sup></b>					
			0.015	0.03	0.2

1. Cuando más de una de las condiciones 1, 2, 3 y 4 ocurren para un componente dado, usar el mínimo valor de la tabla.
2. Los términos C y NC se refieren a abreviaciones para detalles conformados y no conformados respectivamente. Un componente es conformado si dentro de su región plástica flexionante: (1) los estribos están espaciados ≤ d/3 y (2) para componentes con demanda de ductilidad moderada y alta, la fuerza generada por los estribos ( $V_s$ ) es tres cuartos del corte de diseño. Si esto no se cumple el componente es no conformado.
3. Se permite la interpolación lineal en los valores mostrados en la tabla.
4.  $V$  = fuerza cortante de diseño.
5. Para concreto de peso ligero, usar el 75 % de los valores tabulados en la tabla.

**Cuadro 32: Parámetros para modelar columnas de concreto reforzado**

Tipo de componente			Parámetros para modelar		
			Angulo de rotación plástica (rad)	Fuerza residual	
			a	b	c
<b>1. Columnas controladas por flexión<sup>1</sup></b>					
$\frac{\rho^2}{A_g f'_c}$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	---
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	---
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	---
<b>2. Columnas controladas por corte<sup>1</sup></b>					
Espaciamiento de sunchos ≤ d/2					
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			0.0	0.015	0.2
Otros casos			0.0	0.0	0.0
<b>3. Columnas controladas por un inadecuado desarrollo a lo largo de su altura<sup>1</sup></b>					
Espaciamiento de sunchos ≤ d/2			0.01	0.02	0.4
Espaciamiento de sunchos > d/2			0.0	0.01	0.2
<b>4. Columnas con carga axial que excede 0.70P<sub>o</sub><sup>1</sup></b>					
Refuerzo conformado en toda la longitud			0.015	0.025	0.02
Otros casos			0.0	0.0	0.0

1. Para calificar, (1) los sunchos no deben estar empalmados en la zona del recubrimiento y (2) los sunchos deben tener ganchos para anclarse después de la colocación del concreto de recubrimiento.
2. P = fuerza axial de diseño.

**Cuadro 33: Parámetros para modelar juntas viga - columna de concreto reforzado**

Tipo de componente			Parámetros para modelar		
			Angulo de corte (rad)		Fuerza residual
			d	e	c
<b>1. Juntas interiores</b>					
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{V_n} \leq 1.2$	0.015	0.03	0.2
$\leq 0.1$	C	$\geq 1.5$	0.015	0.03	0.2
$\geq 0.4$	C	$\leq 1.2$	0.015	0.025	0.2
$\geq 0.4$	C	$\geq 1.2$	0.015	0.02	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\leq 1.2$	0.015	0.02	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\geq 1.5$	0.015	0.015	0.2
$\geq 0.4$	NC	$\leq 1.2$	0.015	0.015	0.2
$\geq 0.4$	NC	$\geq 1.5$	0.015	0.015	0.2
<b>2. Otras juntas</b>					
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	Refuerzo transversal	$\frac{V}{V_n} \leq 1.2$	0.01	0.02	0.2
$\leq 0.1$	C	$\geq 1.5$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.4$	C	$\leq 1.2$	0.01	0.02	0.2
$\geq 0.4$	C	$\geq 1.2$	0.01	0.015	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\leq 1.2$	0.005	0.01	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\geq 1.5$	0.005	0.01	0.2
$\geq 0.4$	NC	$\leq 1.2$	0.0	0.0	---
$\geq 0.4$	NC	$\geq 1.5$	0.0	0.0	---

1. La expresión  $\frac{P}{A_g f'_c}$  es la relación de la fuerza de corte de diseño en la columna por debajo de la junta dividido el producto del área de sección transversal de la junta por el esfuerzo de compresión del concreto. La fuerza axial de diseño se debe calcular de acuerdo a las fuerzas verticales y laterales.
2. La expresión  $\frac{V}{V_n}$  es la relación entre la fuerza cortante de diseño dividido el esfuerzo de corte para la junta.

**Cuadro 34: Parámetros para modelar losas en dos direcciones y juntas columna - losa de concreto reforzado**

Tipo de componente		Parámetros para modelar		
		Angulo de rotación plástica (rad)		Fuerza residual
		a	b	c
<b>1. Losas controladas por flexión y juntas columna - losa</b>				
$\frac{V_g}{V_o} \leq 0.2$	Continuidad del Refuerzo <sup>2</sup>			
$\leq 0.2$	Sí	0.02	0.05	0.2
0.2	Sí	0.0	0.04	---
$\leq 0.2$	No	0.02	0.02	---
$\geq 0.4$	No	0.0	0.0	---
<b>2. Losas controladas por desarrollo inadecuado a lo largo de su luz</b>				
		0.0	0.02	0.0
<b>3. Losas controladas por un empotramiento inadecuado en la junta columna - losa</b>				
		0.015	0.03	0.2

1.  $V_g$  = corte que actúa en la sección crítica de la losa y  $V_o$  = fuerza de corte de punzonamiento.
2. Sí significa que por lo menos una de las barras de la cama de abajo es continua en cada dirección hasta la columna.

**Cuadro 35: Parámetros para modelar muros y segmentos de muros de concreto reforzado controlados por flexión**

Tipo de componente			Parámetros para modelar		
			Angulo de rotación plástica (rad)		Fuerza residual
			a	b	c
<b>1. Muros y segmentos de muro controlados por flexión</b>					
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w t_w f'_c}$	$\frac{V}{t_w t_w \sqrt{f'_c}}$	Límite del Elemento <sup>2</sup>			
$\leq 0.1$	$\leq 3$	C	0.015	0.020	0.75
$\leq 0.1$	$\geq 6$	C	0.010	0.015	0.40
$\geq 0.25$	$\leq 3$	C	0.009	0.012	0.60
$\geq 0.25$	$\geq 6$	C	0.005	0.010	0.30
$\leq 0.1$	$\leq 3$	NC	0.008	0.015	0.60
$\leq 0.1$	$\geq 6$	NC	0.006	0.010	0.30
$\geq 0.25$	$\leq 3$	NC	0.003	0.005	0.25
$\geq 0.25$	$\geq 6$	NC	0.002	0.004	0.20

1.  $A_s$  = área de sección transversal del refuerzo longitudinal en tensión,  $A'_s$  = área de sección transversal del refuerzo longitudinal en compresión,  $f_y$  = esfuerzo permisible del refuerzo,  $P$  = carga axial en el muro de acuerdo a las combinaciones de carga y  $f'_c$  = esfuerzo de compresión permisible del concreto.
2. El término C indica que el límite del refuerzo si satisface los requerimientos del ACI 318. El término NC indica que el límite del refuerzo no satisface los requerimientos del ACI 318.

**Cuadro 36: Parámetros para modelar muros y segmentos de muros de concreto reforzado controlados por corte**

Tipo de componente		Parámetros para modelar	
		Deformación por corte (rad)	Fuerza residual
		d	e
<b>1. Muros y segmentos de muro controlados por corte</b>			
		0.0075	0.4

**Cuadro 37: Parámetros para modelar procedimientos no lineales – vigas acopladas**

Tipo de componente		Parámetros para modelar		
		Rotación de la cuerda (rad)		Fuerza residual
		d	e	c
<b>1. Vigas acopladas controladas por flexión</b>				
Refuerzo longitudinal y transversal <sup>1</sup>	$\frac{V^2}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
Refuerzo longitudinal convencional	$\leq 3$	0.025	0.040	0.75
Refuerzo transversal no conformado	$\geq 6$	0.015	0.030	0.50
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal no conformado	$\leq 3$	0.020	0.035	0.50
Refuerzo transversal conformado	$\geq 6$	0.010	0.025	0.25
Refuerzo diagonal	N/A.	0.030	0.050	0.80
<b>2. Vigas acopladas controladas por corte</b>				
Refuerzo longitudinal y transversal <sup>1</sup>	$\frac{V^2}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
Refuerzo longitudinal convencional	$\leq 3$	0.018	0.030	0.60
Refuerzo transversal no conformado	$\geq 6$	0.012	0.020	0.30
Refuerzo longitudinal con refuerzo transversal no conformado	$\leq 3$	0.012	0.025	0.40
Refuerzo transversal conformado	$\geq 6$	0.008	0.014	0.20

1. El refuerzo longitudinal consiste en acero superior e inferior paralelo al eje longitudinal de la viga. Los requerimientos para el refuerzo transversal conformado son: (1) los estribos se deben colocar a lo largo de toda la viga a un espaciamiento no mayor a  $d/3$  y (2) la fuerza de los estribos  $V_s$  debe ser por lo menos tres cuartos del corte de diseño.
2.  $V$  = fuerza cortante de diseño.