

## 2 ESTADO DEL ARTE

En esta parte se presentan conceptos básicos, teoría fundamental y metodología actual de diseño sísmico. Las referencias claras mas empleadas son (Barbat, 1994) en la parte de sismología, y en la parte de métodos de análisis y evaluación (Moreno, 2007)

### 2.1 Terremotos y zonas sísmicas

Los terremotos pueden definirse como movimientos caóticos en la corteza terrestre, caracterizados por una variación en el tiempo de sus amplitudes y frecuencias. Un terremoto se produce debido a un choque ocurrido a una cierta profundidad bajo la superficie terrestre, en un punto denominado foco o hipocentro (figura 2.1).

La proyección del foco en la superficie se llama epicentro. En la figura 1.1 se muestran algunas distancias relacionadas con el fenómeno sísmico, tales como la distancia epicentral  $D_1$  o  $D_2$ , la distancia focal  $R$  y la profundidad focal  $H$ .

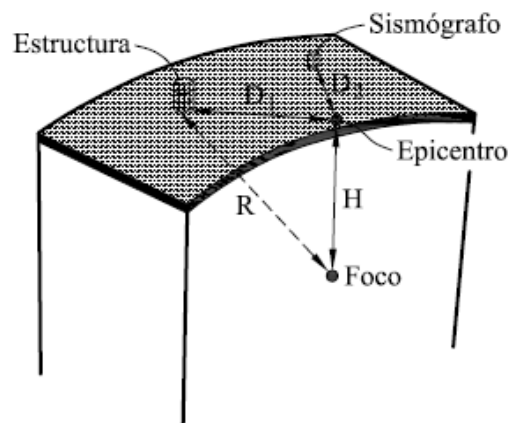


Figura 2.1

Las principales zonas sísmicas en el mundo coinciden con los contornos de las placas tectónicas y con la posición de los volcanes activos de la Tierra, tal como se muestran en la figura 2.2. Esto se debe al hecho de que las causas de los terremotos y de las erupciones volcánicas están fuertemente relacionadas con el proceso tectónico del

planeta. Los tres principales cinturones sísmicos del mundo son: el cinturón Circumpacífico, el cinturón Transasiático (Himalaya-Irán-Turquía-Mar Mediterráneo-Sur de España) y el cinturón situado en el centro de Océano Atlántico.

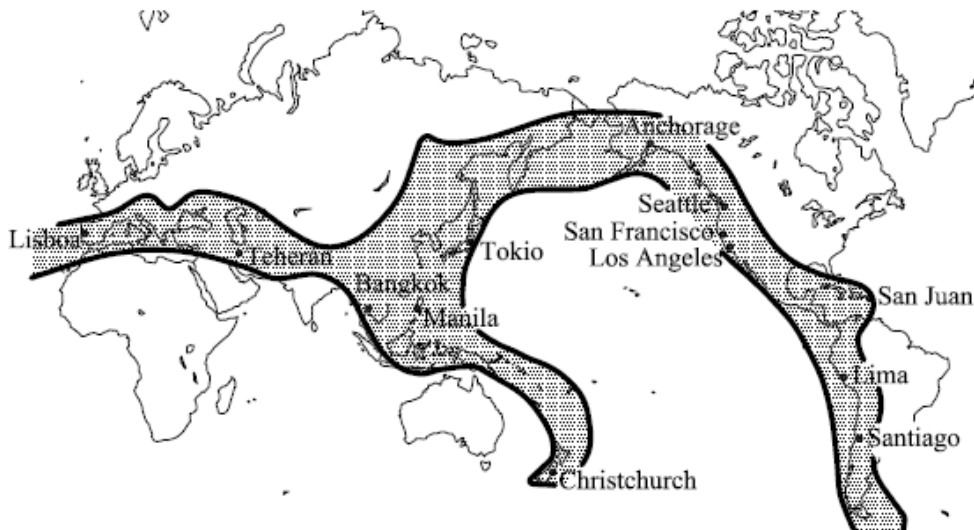


Figura 2.2

La intensidad sísmica es la medida de los efectos de los terremotos en el medio y principalmente en las estructuras. La sismicidad es la frecuencia de ocurrencia del fenómeno sísmico.

## 2.2 Dinámica estructural

Se dice que una acción tiene carácter dinámico si su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia en las estructuras, de magnitud comparable a la de las fuerzas estáticas.

Entre las cargas pueden distinguirse entre las deterministas y las no deterministas. Una carga dinámica tiene características deterministas cuando su variación temporal es completamente conocida en cada instante de tiempo. Por el contrario, una carga dinámica es no determinista si algunos de sus parámetros o su variación con el tiempo han sido definidos estadísticamente.

Se define como respuesta dinámica cualquier cantidad que pueda caracterizar el efecto de las cargas dinámicas en una estructura. En la figura 2.3 se ilustra que la

respuesta sísmica de una estructura es la respuesta dinámica producida por un movimiento del terreno en su base y puede consistir en desplazamientos, aceleraciones, tensiones, deformaciones, etc.

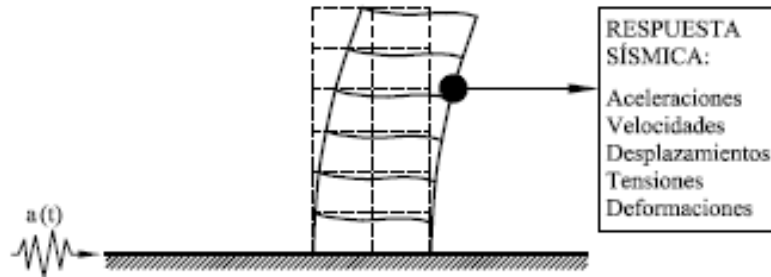


Figura 2.3

La evaluación del comportamiento requiere solucionar numéricamente las ecuaciones diferenciales que describen dichas vibraciones, una vez definidas las acciones dinámicas de una manera adecuada al cálculo numérico.

La definición de un modelo dinámico depende del tipo de estructura analizado y pretende no sólo proporcionar una descripción realista del comportamiento estructural, sino también el permitir desarrollar una serie de relaciones simples entre las acciones y las respuestas.

### 2.3 Estructuras y modelos Estructurales

Cuando una estructura está sometida a la acción sísmica, su respuesta es el resultado de “filtrar” el movimiento sísmico del terreno a través de la estructura. En consecuencia, el análisis sísmico implica la definición previa tanto del movimiento del terreno como de las características estructurales. Como en otras ramas de la mecánica aplicada, el sujeto de análisis no es la propia estructura, sino un modelo mecánico de la misma que, en este caso, es un modelo dinámico, tal como puede verse esquematizado en el diagrama de la figura 2.4

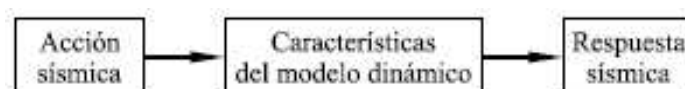


Figura 2.4

La relación entre acciones y respuestas se expresa cuantitativamente por medio de un modelo matemático. Las características físicas a tener en cuenta en la definición del modelo matemático son la masa, el amortiguamiento y la rigidez de una estructura.

#### 2.4 Métodos de análisis sísmico

La mayoría de los actuales códigos sísmicos y diseños sísmicos están basados en el análisis elástico de estructuras. Estos que incluyen el análisis estático y dinámico emplean la fuerza lateral equivalente de allí que a estos se les denomina como método basados en fuerzas. Para tener en cuenta la inclusión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura. Estos métodos están bien documentados en la literatura de la ingeniería sísmica y son extensamente usados. Cuando la respuesta inelástica o no lineal es importante, el análisis elástico debe usarse con precaución. (SEAOC, 1995).

En el análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En el análisis no lineal, las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar.

La metodología de diseño basada en desplazamiento, utiliza como punto de partida del diseño sísmico, el desplazamiento en vez de la fuerza, suponiendo que el control de desplazamientos o deriva, es la clave para controlar la capacidad por demanda y el daño de la estructura. En el diseño sísmico tradicional basado en fuerzas, la estructura es diseñada elásticamente para una respuesta de aceleración reducida y entonces, el desplazamiento es revisado como parte del criterio de aceptabilidad. En la metodología basada en desplazamiento, el proceso de diseño es inverso, se diseña el edificio con control de desplazamientos y entonces se revisa para las fuerzas.

#### 2.4.1 Análisis lineal estático

La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad (*gdl*) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa. Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal.

#### 2.4.2 Análisis lineal dinámico

La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal o bien un análisis histórico-temporal (*time-history*). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos requieren que se incluyan suficientes modos de vibración como para movilizar un 90% de la masa efectiva. El análisis histórico-temporal implica una evaluación paso a paso en el tiempo de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimientos de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico.

#### 2.4.3 Análisis estático no lineal

Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis (ver por ejemplo *ATC-40*,

*FEMA-273*) pero todos ellos tienen en común que las características no lineales (fuerza deformación) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad (*pushover*).

El máximo desplazamiento que probablemente, puede ser experimentado durante el sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

#### 2.4.4 Análisis dinámico no lineal

Con este método la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal diferencia es que el sismo de entrada sólo puede ser modelado usando una función histórica-temporal, en cual implica una evaluación paso a paso en el tiempo de la respuesta del edificio. Es la técnica de análisis más sofisticada disponible. Es posible incluir la participación de los componentes no estructurales y, además, se puede incluir la interacción suelo-estructura.

Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados *2D* o *3D* y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo, así como también, en la representación de la acción sísmica.

La respuesta puede ser muy sensible a las características del sismo de entrada, por lo tanto, se requieren varios análisis histórico temporal usando diferentes registros de acelerogramas. Este tipo de análisis para predecir las fuerzas y desplazamientos bajo un movimiento sísmico es muy costoso. El principal valor de un análisis dinámico no lineal es que constituye una potente herramienta de investigación, que permite simular

el comportamiento de una estructura en detalle, es decir, para describir los desplazamientos esperados así como la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos verticales y de cortante y la forma de la curva histerética.

#### 2.4.5 Ingeniería sísmica basada en prestaciones

El diseño sísmorresistente tiene como objetivo garantizar unas prestaciones o funciones del edificio en caso de un sismo. Los primeros procedimientos de diseño consideraban un único objetivo: evitar el colapso estructural. Hasta hace poco los códigos de diseño no consideraban necesario diseñar para niveles de servicio bajo cargas sísmicas. El uso explícito de múltiples objetivos de prestaciones se introdujo en los años 90.

La ingeniería basada en prestaciones (*PEB*) fue creada por el comité *Vision 2000* (*SEAOC*, 1995) comienza con la concepción de un proyecto y dura toda la vida del edificio, es decir, comienza con la selección de los objetivos de prestaciones y con la identificación del peligro sísmico.

Los objetivos de las prestaciones se seleccionan y expresan en términos de los niveles esperados de daño.

La ingeniería sísmica basada en prestaciones, involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes, permitiendo ciertos límites de daño. La limitación de los estados de daño se refiere al término de niveles de prestaciones. El comité *Vision 2000*, define cuatro niveles de prestaciones:

- Nivel completamente operacional: Las instalaciones continúan en operación con daños despreciables
- Nivel operacional: Las instalaciones continúan en operación con daños menores
- Nivel de seguridad para la vida: La seguridad es protegida, el daño es de moderado a severo.

- Nivel cerca al colapso: La seguridad está en riesgo, el daño es severo, pero el colapso estructural está prevenido.

Dentro de la ingeniería basada en prestaciones existen varias metodologías disponibles para el diseño (basado en prestaciones) entre estas: La del diseño global, la del diseño basado en desplazamientos, la basada en energía y la metodología general fuerza – resistencia.

En la ingeniería basada en prestaciones, la clave para la verificar el diseño sísmico adecuado es el análisis de aceptabilidad. Los valores límite de los diferentes parámetros de respuesta estructural completan los criterios de aceptabilidad del diseño. Los parámetros de respuesta son medidas de la respuesta estructural que pueden estar correlacionados con los niveles de daño y con los objetivos de las prestaciones. Los parámetros más críticos son la deriva, el desplazamiento, la ductilidad de demanda, la energía de demanda y la aceleración.

## 2.5 Respuesta Dinámica de estructuras

La respuesta dinámica se suele caracterizar principalmente por medio de la aceleración y del desplazamiento de respuesta de un sistema estructural sujeto a movimientos sísmicos. Las propiedades de una estructura, tales como la rigidez, la masa, la resistencia y el amortiguamiento, influyen en la respuesta dinámica y en el desempeño esperado.

### 2.5.1 Sistema de un grado de libertad

El sistema más sencillo y fundamental es el de un oscilador simple, el cual está representado por una masa soportada por un elemento estructural vertical (columna).



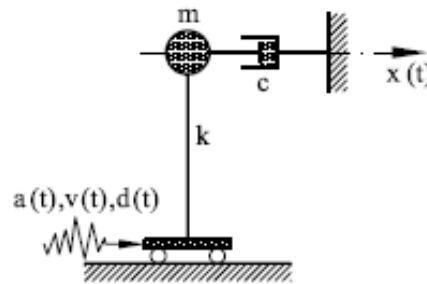


Figura 2.5

Este sistema se utiliza para estudiar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (*SDOF: single degree of freedom*). En el sistema idealizado, la masa ( $m$ ) representa el peso del sistema dividido por la aceleración de la gravedad, y el pilar representa la rigidez ( $k$ ).

La segunda ley de Newton establece que la fuerza de inercia desarrollada en la masa durante un instante de tiempo, es proporcional al producto de la masa ( $m$ ) por su aceleración ( $\ddot{x}$ ).

La amplitud de vibración libre, en ausencia de fuerzas externas, decae con el tiempo, indicando que existe un mecanismo que disipa la energía. La disipación de energía puede ser explicada por la fricción de los miembros en movimiento, la viscosidad de los materiales, la disipación de la energía histerética durante la respuesta inelástica, pero realmente, aún hoy en día, la fuente real no está claramente identificada. En cualquier caso, la disipación de la energía dentro de una estructura causa una vibración libre amortiguada y una cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente ( $c$ ) que englobe los anteriores efectos.

La ecuación dinámica de equilibrio se escribe como:

$$m(\ddot{u}) + c(\dot{u}) + ku = -m(\ddot{x}_o) \quad 2.1$$

Donde  $\ddot{x}$  es la aceleración del terreno correspondiente al registro obtenido por un acelerómetro durante un terremoto ( $\ddot{u}$ ),  $\dot{u}$ , ( $u$ ), son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos al movimiento del terreno. La ecuación 2.1 indica

que el sistema que es excitado en su base por un movimiento sísmico, es equivalente a un sistema fijado en la base que tiene unas cargas dinámicas aplicadas en su masa.

La frecuencia angular propia ( $\omega$ ) de este sistema viene dada como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 2.2$$

Suponiendo una respuesta elástica lineal, la aceleración pico absoluta y el desplazamiento de respuesta relativo para un movimiento sísmico, puede ser calculado en función del período de vibración ( $T = 2\pi/\omega$ ) y del amortiguamiento viscoso.

### 2.5.2 Sistema de varios grados de libertad

La formulación de equilibrio dinámico para un sistema *SDOF* (ecuación 2.1) puede ser extendida a un sistema con múltiples grados de libertad (*MDOF*). Las estructuras típicas en la ingeniería civil no son siempre esquematizadas como *SDOF*, sino que se necesitan modelar como *MDOF*. Por ejemplo, los edificios de varios pisos son analizados como sistemas *MDOF*.

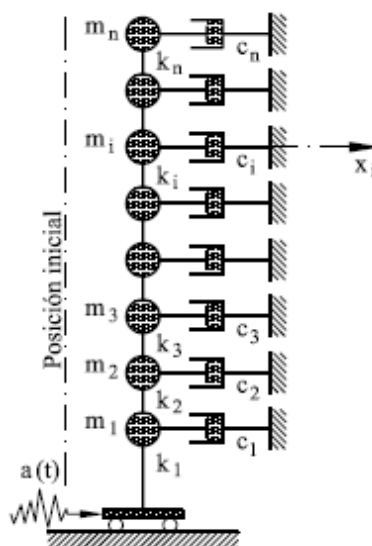


Figura 2.6

La ecuación dinámica de equilibrio del sistema *MDOF* se escribe como:

$$[M](\ddot{u}) + [C](\dot{u}) + [K](u) = -[M][\gamma](x_s) \quad 2.3$$

Donde  $[M]$ ,  $[C]$  y  $[K]$  son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema.

$x_0$  es el vector que contiene la aceleración sísmica en la base de la estructura y  $[\gamma]$  es una matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes.

En el caso de edificios de varios pisos, con forjados rígidos, es posible esquematizar la estructura considerando una sola masa concentrada en cada piso, obteniendo así el mismo número de grados de libertad. En este caso hipotético, un edificio de  $n$  plantas, con diafragma horizontal, infinitamente rígido en su plano, y columnas infinitamente rígidas axialmente, pueden ser descritas con solo tres grados de libertad por piso (2 traslaciones y 1 rotacional).

## 2.6 Comportamiento no lineal de estructuras

Clough (1995) Para desarrollar una visión de la conducta sísmica de sistemas de cedencia no lineales, considere un sistema *SDOF*, como se muestran en la figura 2.7 sujeto a una base rígida y a un movimiento sísmico; sin embargo, en este caso, asumimos que los pilares responden de manera elasto-plástica tal que la combinación de la fuerza de cortante basal permita mostrar la relación fuerza desplazamiento mostrada en la figura 2.8

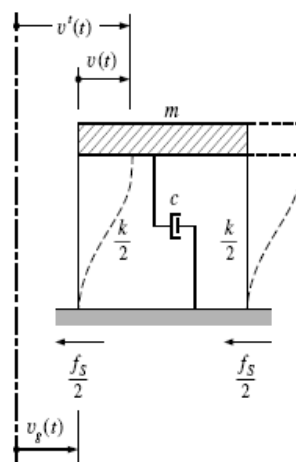


Figura 2.7

La ecuación que describe el movimiento no lineal del sistema es:

$$v + 2\xi v + \frac{f_s(v)}{m} = -v_g(t) \quad 2.4$$

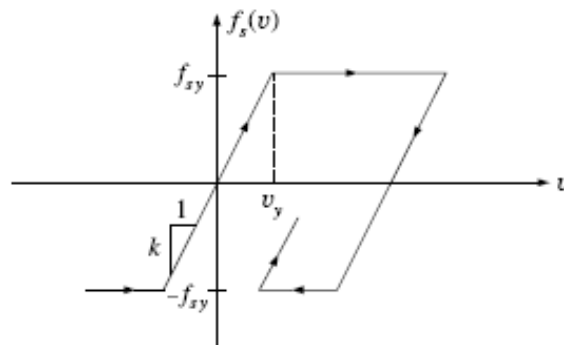


Figura 2.8

Donde  $\omega = \sqrt{k/m}$  y  $\xi = c/2m\omega$  son la frecuencia natural y el amortiguamiento, respectivamente, en el rango lineal. Esta ecuación puede ser resuelta para algún conocido conjunto de parámetros y movimiento sísmico usando procedimientos de integración paso a paso. En el gráfico fuerza desplazamiento veamos el valor máximo de desplazamiento relativo

El valor máximo del desplazamiento así obtenido es expresado en términos de un factor de ductilidad de desplazamiento  $\mu$  definido por:

$$\mu = \frac{|v(t)|_{\max}}{v_y} \quad 2.5$$

Donde  $v_y$  es el desplazamiento en el cual la cedencia inicia. Claramente por definición la respuesta tiempo-historia entera es elástica si  $\mu \leq 1$ ; sin embargo, si  $\mu > 1$ , el sistema tendrá respuestas en el rango inelástico dentro de cierto intervalo durante la respuesta tiempo-historia. En el último caso la máxima fuerza desarrollada en el sistema será igual a la fuerza de cedencia  $f_{sy}$ , consistente con la relación que muestra la figura 2.7.

Idealización bi-lineal de la curva Momento Curvatura del hormigón armado:

Para propósitos de diseño, generalmente es de suficiente precisión usar una aproximación bi-lineal de la respuesta momento curvatura, esto consiste en un tramo elástico y un tramo post-cedencia plástico. Para hormigón reforzado y secciones de masonería, es importante que el tramo elástico no esté basado en rigideces de secciones iniciales o no fisuradas, pues este valor es solamente apropiado para niveles muy bajos de respuesta sísmica. El procedimiento normal es usar la rigidez secante que parte del origen hacia la primera cedencia y es entonces la rigidez elástica efectiva. La primera cedencia es definida como el punto sobre la curva de respuesta momento curvatura donde la tensión extrema del refuerzo (barras de refuerzo más alejadas del eje neutro) logren primero la deformación de cedencia, o cuando las fibras extremas de hormigón a compresión (a la distancia más alejada del eje neutro) logren la deformación de 0.002, cualquiera de ellos que ocurra primero. El momento y curvatura de primera cedencia serán denotados  $M_y$  y  $\phi'_y$  respectivamente. Esta línea definida como la rigidez elástica es extrapolada sobre el momento de capacidad nominal, la cual es definida por una deformación de 0.0035 en la fibra extrema a compresión o una deformación de 0.01 en una barra de refuerzo extrema, la que ocurra primero. La correspondiente curvatura es denominada curvatura de cedencia  $\phi_y$ .

El rango plástico es definido por la unión entre el punto de cedencia nominal ( $M_y, \phi_y$ ) hasta el punto de resistencia última o rotura:  $M_u, \phi_u$ .

Este procedimiento es ilustrado para una sección rectangular de un pilar en la figura 2.8, y la porción inicial es mostrada en la figura 2.8.b para ampliar el rango elástico. En la figura 2.8.b se observa la curvatura de cedencia nominal y define como:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y \quad 2.6$$

La rigidez elástica es la pendiente del tramo inicial. Que es:

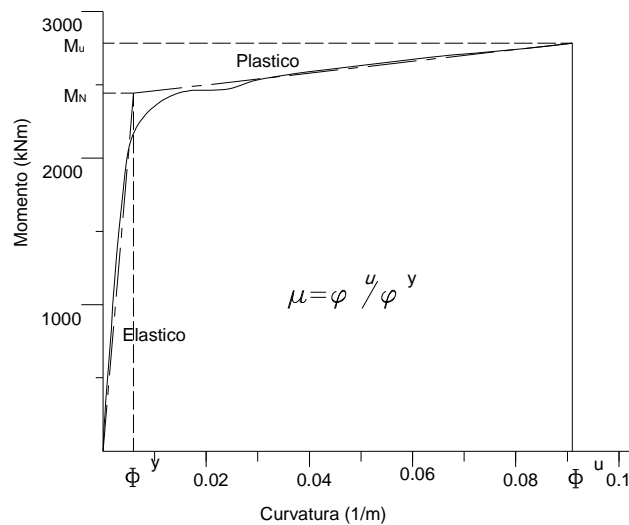
$$EI_{el} = \frac{M_u}{\phi'_y} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad 2.7$$

Y la rigidez del tamo plástico esta dado por:

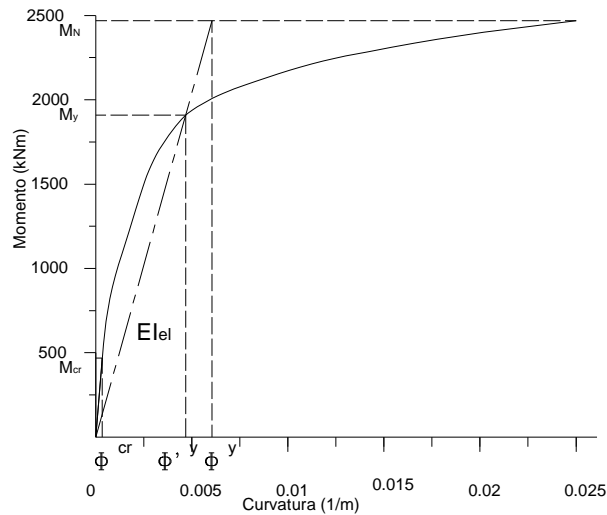
$$EI_{pl} = \frac{M_u - M_N}{\phi_u - \phi_y} \quad 2.8$$

El pilar representado en la figura 2.8 tenía una sección cuadrada de 800 x 800 mm con porcentaje de refuerzo longitudinal de 1.88 %, y un porcentaje en área de refuerzo transversal de 0.436% (equivalente a 0.872%). Las propiedades de los materiales son  $f'_c = 30\text{MPa}$ ,  $f_y = f_{yh} = 425\text{MPa}$ , y una carga axial de 2 MN.

En la figura 2.8.b el momento de fisuración  $M_{cr}$  y la curvatura  $\phi_{cr}$  también se han identificado. Nótese que la rigidez elástica definida por la ecuación 2.7 es solamente el 40% de la rigidez inicial de la sección no fisurada.



a.- Respuesta total Momento Curvatura



b.- Respuesta momento curvatura sección inicial

Figura 2.9 Ejemplo de curva momento curvatura de un pilar de sección 800x800mm

#### Respuesta Fuerza Desplazamiento del Momento Curvatura

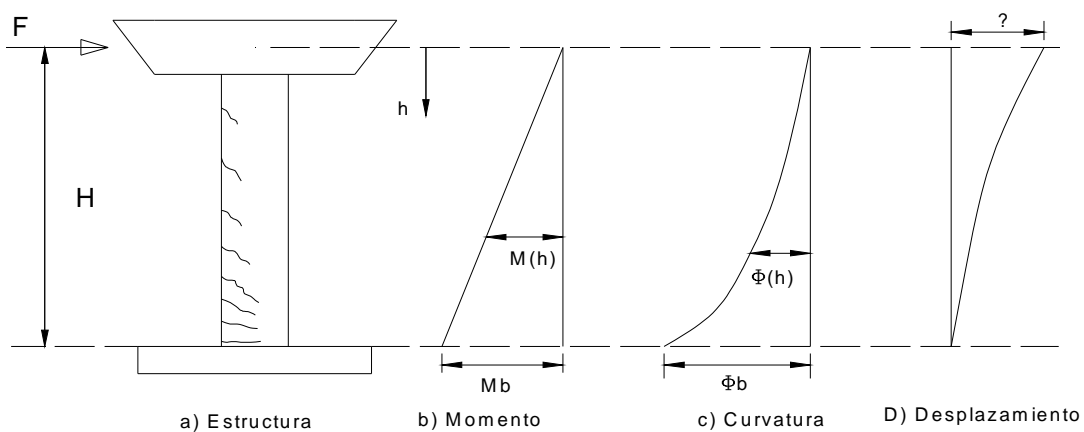


Figura 2.10 Obtención de desplazamientos de la distribución de curvatura

El desplazamiento en lo alto de un simple pilar de puente sujeto a una fuerza lateral específica  $F$  se ilustra en la figura 2.10 y hace posible parecer obvio el método para obtenerlo desde de la relación momento curvatura, y de la construcción de la respuesta fuerza-desplazamiento

El procedimiento, aunque relaciona el pilar del puente para simplicidad, es general para pilares y muros, y puede ser fácilmente adaptado a la respuesta fuerza rotación, el cual puede ser más general para vigas. Usando la nomenclatura de la figura 2.10 y midiendo la distancia  $h$  bajando hasta la línea de aplicación de la fuerza de inercia, el momento en  $h$ , y en la base ( $h=H$ ) estará dado por:

$$M_{*h} = F \cdot h; \quad \text{y} \quad M_b = F \cdot H \quad 2.9$$

La curvatura sobre toda la altura  $h$  podría entonces ser leída desde la relación momento curvatura para producir la distribución de curvatura  $\phi_{(h)}$  mostrado en la figura

2.10.c, la cual puede ser integrada para dar el desplazamiento en lo alto,  $\Delta$ , como:

$$\Delta = \int_0^H \phi_{(h)} h \cdot dh \quad 2.10$$

Repitiendo el proceso para valores de  $0 \leq F \leq M_u/H$  será supuesto para dar toda la respuesta fuerza desplazamiento.

Desafortunadamente este proceso no produce predicciones fuerza-desplazamiento que concuerden bien con los resultados experimentales. Hay una cantidad de razones para esto:

La solución a este problema es usar una simple aproximación basada en el concepto de "Rótula plástica", de longitud  $L_p$ , sobre la cual la deformación y curvatura se consideraron para ser igual al valor máximo en la base del pilar. La longitud de rótula plástica incorpora la longitud de penetración de deformación  $L_{so}$  que se muestra en la figura 2.10. Adicionalmente, la distribución de curvatura sobre lo alto de la columna se asumió lineal, en acuerdo con la aproximación bi-lineal de la respuesta momento curvatura. Esto tiende a compensar el incremento en desplazamiento resultante de la tensión cambiante, y, por lo menos parcialmente, la deformación cortante.

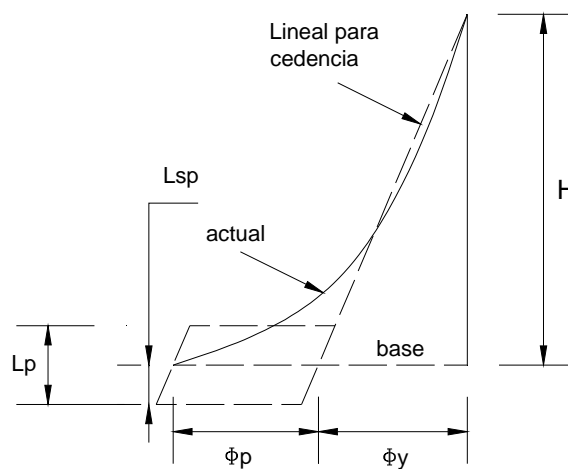


Figura 2.11



La longitud de penetración de deformación  $L_{SP}$ , puede tomarse como:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa}) \quad 2.11$$

Donde  $f_{ye}$  y  $d_{bl}$  son el esfuerzo de cedencia y el diámetro del refuerzo longitudinal y la longitud de la rótula plástica,  $L_p$ , para vigas y columnas, esta dada por:

$$L_p = kL_c + L_{SP} \geq 2L_{SP} \quad 2.12$$

$$\text{Donde: } k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad 2.13$$

Y donde  $L_c$  es la longitud desde la sección crítica hasta el punto de contraflexión en el miembro. La ecuación 2.13 enfatiza la importancia del índice de última tensión de resistencia en relación a la resistencia de cedencia del refuerzo a flexión. Si este valor es alto, la deformación plástica se extiende fuera de la sección crítica como el refuerzo sobre la deformación de endurecimiento en la sección crítica, incrementando la longitud de la rótula plástica. Si el acero de refuerzo tiene un índice bajo de resistencia última a resistencia de cedencia, la plasticidad se concentra dentro de la sección crítica, resultando una longitud de rótula plástica corta.

En las figuras 2.9 y 2.10,  $L_c = H$ . El límite bajo de  $L_p = 2L_{SP}$  implica deformaciones de penetración bajo ambas direcciones en la base, y además sobre la columna, y se amplía cuando  $L_c$  es corta. La respuesta fuerza desplazamiento, para un pilar cantilever de la figura 2.9 puede entonces ser ensamblada desde la respuesta momento curvatura usando las siguientes ecuaciones:

$$F = M/H \quad 2.14$$

$$\Delta_y = \phi_y (H + L_{SP})^2 / 3 \quad 2.15$$

$$\Delta_U = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \phi_p L_p H = \Delta_y + (\phi_U - \phi_y) L_p H \quad 2.16$$

La ecuación 2.16 implica que el centro de rotación plástica ocurra al final del miembro. Esto puede ser exacto cuando  $L_p = 2L_{sp}$ , y es una aproximación aceptable en todos los casos. Sin embargo, cuando  $0.08L_c \geq L_{sp}$ , se obtiene una mejor estimación del desplazamiento plástico por reemplazo de  $H$  en la ecuación 2.16 por la distancia desde el centro de la rótula plástica hasta el punto de contraflexión para miembros en flexión simple, y por el centro a la distancia central de la rótula plástica sobre el final del miembro para miembros en doble flexión.

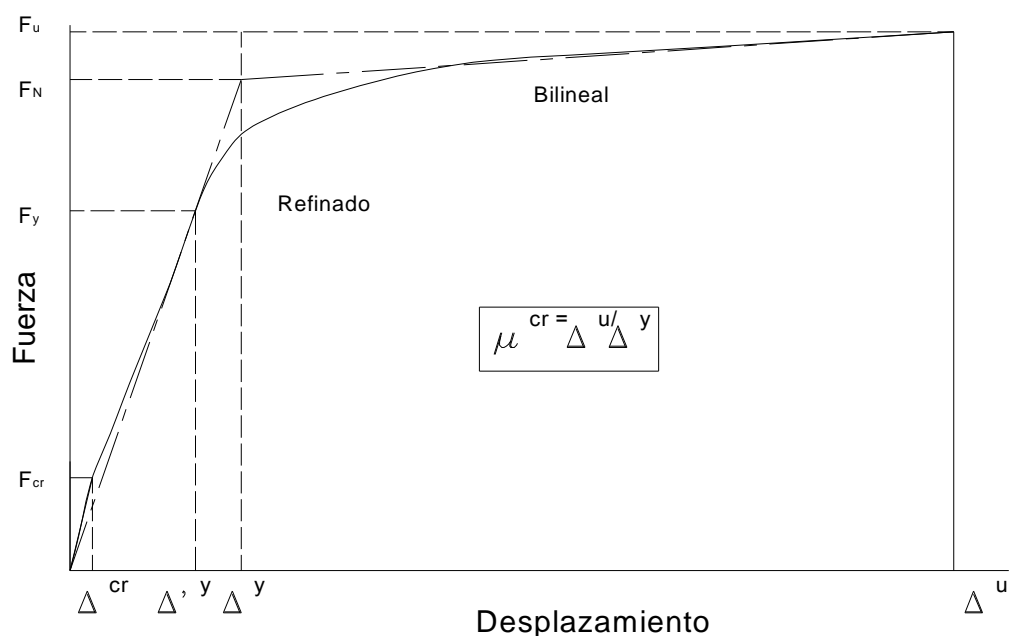


Figura 2.12

La respuesta resultante fuerza desplazamiento bi-lineal se muestra como la línea de punto y raya en la figura 2.12. Normalmente esta es adecuada para propósitos de diseño. Sin embargo, una mayor precisión en la representación es posible, como mostramos por la línea sólida en la figura 2.12. En esta "redefinida" aproximación, apropiada para la predicción de la respuesta experimental, la porción elástica es representada por una característica bi-lineal, con la fuerza de fisuración y el desplazamiento sobre la esquina, unida a la fuerza y desplazamiento de primera cedencia. Antes de la primera cedencia, el desplazamiento es basado en la curvatura

plástica efectiva relacionada con la curvatura de primera cedencia, y tomando en cuenta el incremento de fuerza, así:

$$\text{Fisuración} \quad \Delta_{cr} = \phi_{cr} H^2 / 3, \quad F_{cr} = M_{cr} / H \quad 2.17$$

$$\text{Primera cedencia} \quad \Delta'_y = \phi'_y (H + L_{sp})^2 / 3 \quad F_y = M_y / H \quad 2.18$$

$$\text{Pasada la cedencia} \quad \Delta = \Delta'_y \frac{M}{M_y} + \left[ \phi - \phi'_y \frac{M}{M_y} \right] L_p H \quad F = M / H \quad 2.19$$

Otra vez la precisión puede ser mejorada por el reemplazo de  $H$  en la ecuación 2.19 por la distancia desde el centro de la distancia de rótula plástica hasta el punto de contraflexión.

En ambos casos, bi-lineal y la representación fina, la capacidad de ductilidad de desplazamiento es relacionada al desplazamiento de cedencia nominal (ecuación 2.15)

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad 2.20$$

## 2.7 Rigidez elástica de secciones fisuradas de hormigón

Contrariamente a la común asunción hecha en el diseño sísmico basado en fuerzas, la rigidez elástica de una sección fisurada de hormigón es esencialmente proporcional al esfuerzo, y el concepto de una constante curvatura de cedencia independiente del esfuerzo son ambos validos, y de importancia en términos del Método de diseño directo basado en desplazamientos.

### 2.7.1 Pilares circulares de hormigón armado

Los pilares de hormigón armado son los elementos más comunes que resisten fuerzas laterales para puentes en zonas sísmicas. Para investigar la rigidez efectiva de un pilar circular, se lleva a cabo un parámetro de análisis variando el índice de carga axial y el índice de refuerzo a flexión para un pilar típico de puentes.

Se muestra en la figura 2.13 una selección de curvas momento curvatura resultantes del análisis mediante programas para dos niveles de índice de refuerzo a flexión, y un nivel de índice de carga axial. Solamente la parte inicial de la curva momento curvatura ha sido incluida, para permitir que la región elevada e inmediatamente después de la cedencia también sea claramente diferente. Además en la figura 2.13 se muestran las aproximaciones bi-lineales calculadas para cada curva. Note que la aparente sobre estimación por la representación bi-lineal de la curva actual es producto del restringido rango de curvaturas graficadas, y es resuelto cuando se grafica toda la curva. Será visto que el momento resistente es fuertemente influyente por el índice de carga axial, y además por la cantidad refuerzo. Sin embargo, la curvatura de cedencia de la representación bi-lineal de la curva momento curvatura no parece variar entre las curvas.

En la figura 2.13 se grafican datos del grupo total de análisis para momento de capacidad nominal, y equivalente bi-lineal curvatura de cedencia. El momento de capacidad nominal adimensional y adimensional curvatura de cedencia son respectivamente definidos como:

$$M_{DN} = \frac{M_N}{f'_{ce} D^3} \quad 2.21$$

$$\phi_{Dy} = \phi_y D / \epsilon_y \quad 2.22$$

Donde  $\epsilon_y = f_{ye} / E$  es la deformación de cedencia en el acero de refuerzo a flexión.

La influencia de ambos índices de carga axial y índice de refuerzo en el momento de capacidad nominal es, como se esperaba, sustancial en la figura 2.13.a, con ocho partes entre máximo y mínimo valor. En el otro lado, se ve que la curvatura de cedencia adimensional es comparativamente insensible a la variación de índice de carga axial o de refuerzo.

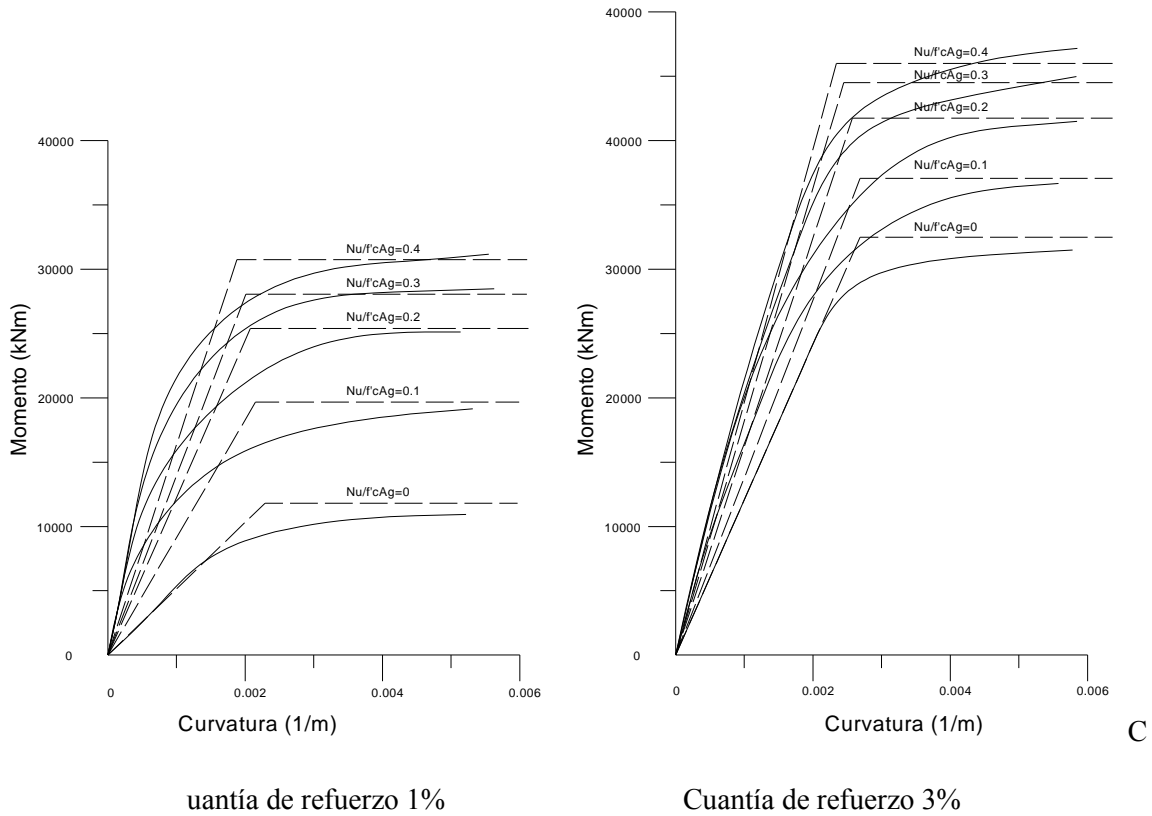


Figura 2.13. Selección de curvas momento curvatura de Pilares circulares de puentes.

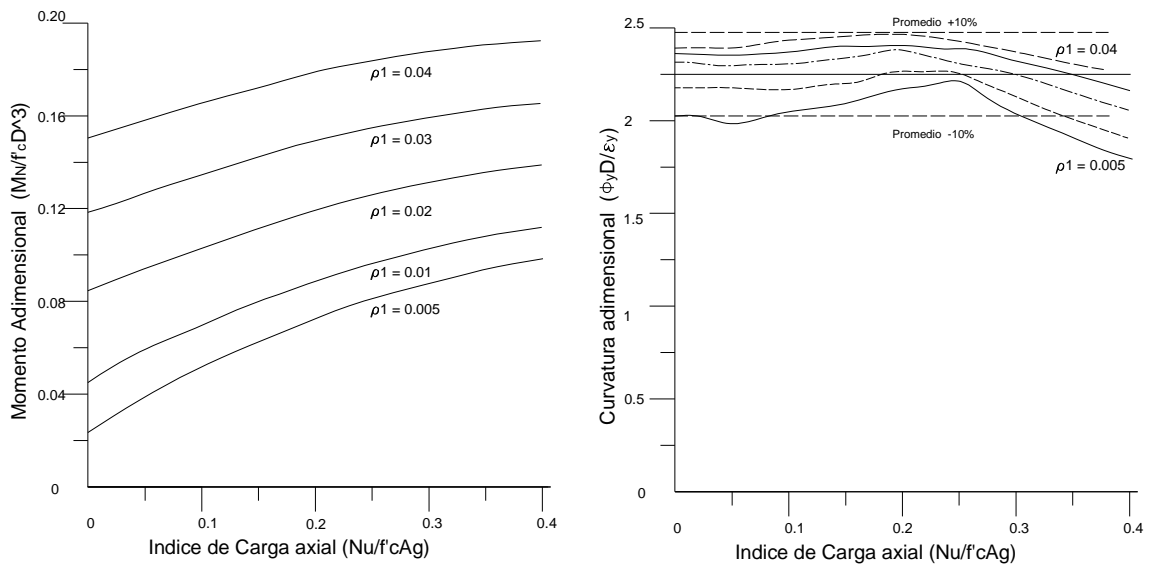


Figura 2.14 Momento nominal adimensional y curvatura de cedencia para una pilar circular de un puente.

Así la curvatura de cedencia es insensible al momento capacidad. El valor promedio de la curvatura adimensional de  $\phi_{Dy} = 2.25$  es graficado en la figura 2.14.b junto con líneas 10% superior y 10% inferior al promedio. Se ve que todos los datos excepto

aquellos que tienen cuantía baja de refuerzo concuerdan muy bien con el índice muy alto de carga axial cayendo dentro de los límites de  $\pm 10\%$ .

Se debe notar que aunque los datos han sido generados para un pilar de dimensiones y esfuerzos del material específicos, los resultados adimensionales pueden ser aplicados a otras dimensiones de pilares y resistencia de materiales dentro del rango normal esperado para un diseño estandar. El resultado no puede, sin embargo aplicar a materiales de alta resistencia (como  $f'_c > 50$  MPa o  $f_y > 600$  MPa, debido a variaciones en la caracterización esfuerzo deformacionales)

Los datos en la figura 2.13 y 2.14 pueden ser usados para determinar la rigidez efectiva de los pilares como una función del índice de carga axial y la cuantía de refuerzo, usando la ecuación 2.7. El índice de rigidez efectiva para la rigidez de la sección no fisurada inicial es así dado por:

$$\frac{EI_{ef}}{EI_{total}} = \frac{M_N}{\phi_y EI_{total}} \quad 2.23$$

Los resultados son mostrados en la figura 2.15 para los rangos de la carga axial y cuantía de refuerzo considerados. Será visto que el índice de rigidez elástica efectiva varía entre 0.13 y 0.91. Para el valor más común de las variables, sin embargo, el índice estará entre 0.3 y 0.7

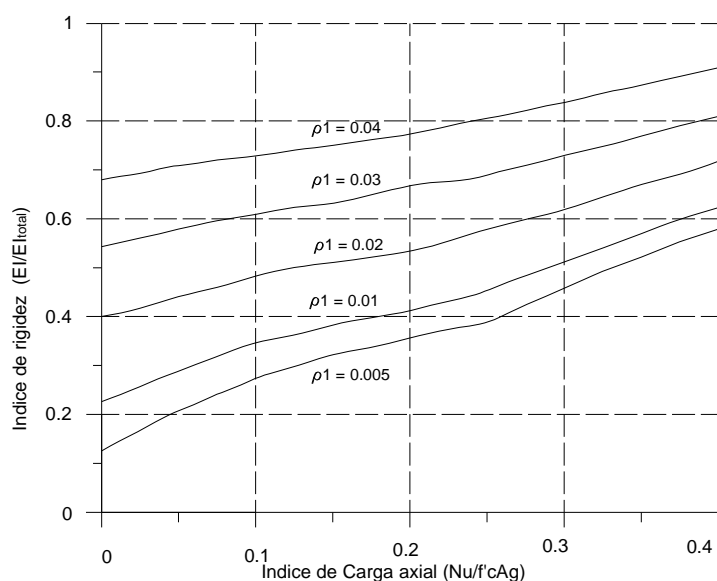


Figura 2.15 Índice de rigidez efectiva para un pilar circular de puentes.

Se debe notar que por conveniencia en el cálculo de los índices de rigidez de la figura 2.15, la rigidez bruta de la sección no fisurada tiene que calcularse sin la inclusión de los efectos de rigidización del acero de refuerzo de flexión. Esto es:

$$I_{bruta} = \frac{\pi D^4}{64} \quad 2.24$$

Desde que el refuerzo incrementa el momento de inercia de la sección no fisurada como mucho con 60% para la cuantía de acero máximo 4%, los índices de rigidez relacionados para una verdadera sección no fisurada será baja, particularmente para las cuantías de refuerzo altas. El valor del módulo de elasticidad de hormigón usado en el cálculo de la figura 2.15. fue:

$$E = 5000\sqrt{f'_c} \quad \text{MPa} \quad 2.25$$

### 2.7.2 Pilares Rectangulares de hormigón

Pilares rectangulares dúctiles pueden utilizarse en el diseño de puentes y en los niveles bajos de edificios de múltiples plantas. Para propósitos de estudios el caso especial de pilares rectangulares tendrá refuerzo a flexión uniformemente distribuidos alrededor del perímetro

Los datos del grupo total de análisis para el momento de capacidad nominal y curvatura de cedencia bi-lineal equivalente son graficados adimensionalmente en la figura 2.16. El momento capacidad nominal adimensional, y la curvatura de cedencia adimensional son respectivamente definidos como:

$$M_{DN} = \frac{M_N}{f'_c b h^2} \quad 2.26$$

$$\phi_{Dy} = \phi_y h / \epsilon_y \quad 2.27$$

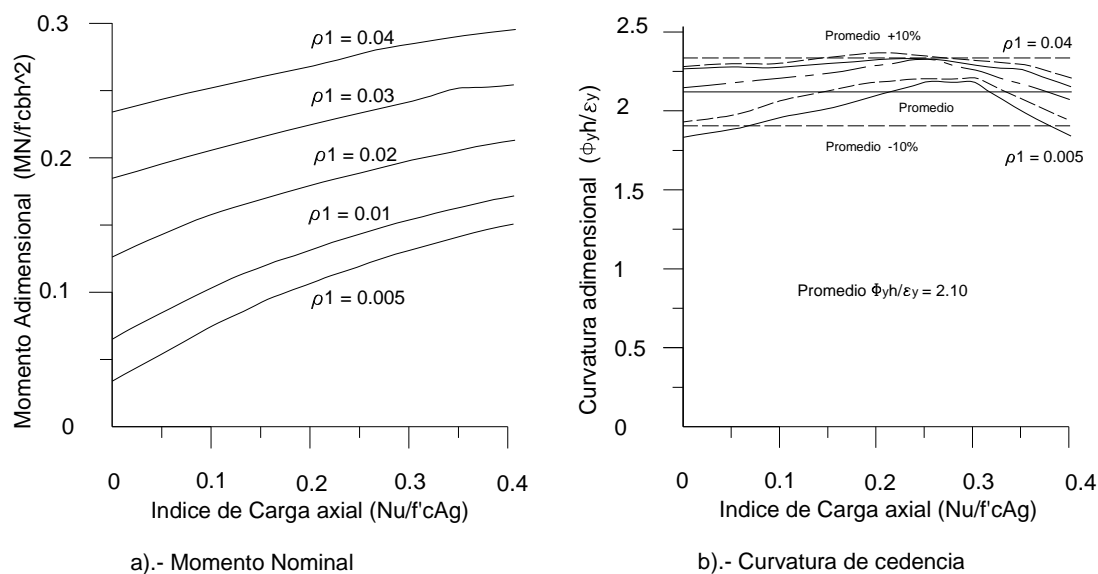


Figura 2.16 Momento nominal adimensional y curvatura de cedencia para pilares rectangulares largos.

Donde  $b$  y  $h$  son la base y el canto del pilar respectivamente

Las tendencias para el pilar rectangular, se evidencia en la figura 2.16, son similares a las mostradas en la figura 2.14 para pilares circulares. El momento de capacidad nominal es fuertemente dependiente de ambos índices de carga axial y de la cuantía de refuerzo, con aproximadamente un incremento de un octavo en el momento capacidad desde el índice mínimo de carga axial y cuantía al los índices máximos de carga axial y cuantía. La curvatura de cedencia adimensional es solamente débilmente dependiente del índice de carga axial y cuantía de refuerzo, así en consecuencia la curvatura de cedencia es insensible al momento de capacidad nominal. El valor medio de la curvatura adimensional de  $\phi_{Dy} = 2.10$  es graficado en la figura 2.16.b, junto con las líneas 10% mayores y 10% menores al valor medio. Se ve que todos los datos excepto aquellos de  $\rho_i = 0.005$  para ambos bajo y alto índice de carga axial caen dentro del límite de  $\pm 10\%$  del valor medio.

Como con los pilares circulares, los resultados adimensionales de la figura 2.16 pueden ser esperados para aplicar a otros pilares de distintas dimensiones y materiales resistentes dentro del rango normal de materiales resistentes. Pueden



esperarse pequeños errores para pilares de dimensiones pequeñas, donde los índices de recubrimiento a las dimensiones internas serán significativamente grandes que para los datos presentados aquí. Como con los datos del pilar circular, los resultados no se aplicarán a pilares rectangulares con alta resistencia de concreto o alta resistencia del acero de refuerzo.

Los datos de la figura 2.16. se han usado para desarrollar las curvas del índice de rigidez efectiva de la sección, basados en la ecuación 2.23. Para facilidad de aplicación de resultados, la rigidez de la sección bruta no fisurada fue calculada ignorando los efectos de rigidización del refuerzo a flexión como:  $I_{bruta} = bh^3/12$ , con los módulos de elasticidad mostrados en la ecuación 2.27

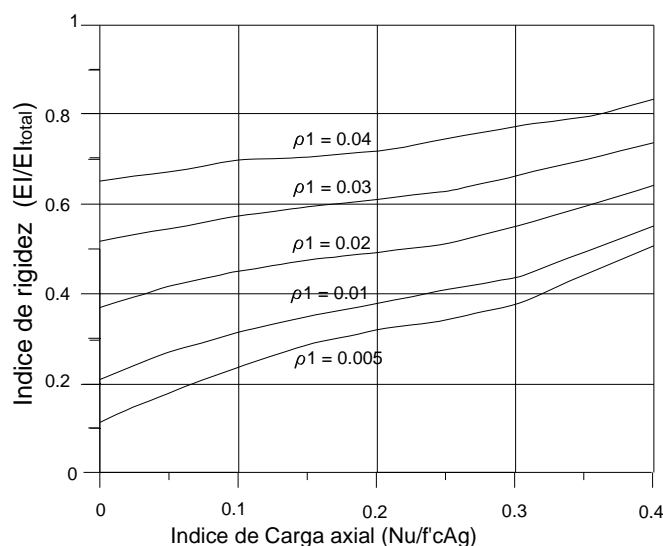


Figura 2.17 Índice de rigidez efectiva para un pilar rectangular largo.

El rango de rigidez efectiva calculado en acuerdo con la ecuación 2.23 es desde 0.12 hasta 0.86 veces la rigidez bruta de la sección, indicando que la rigidez efectiva tiene fuerte dependencia del índice de carga axial y del cuantía de refuerzo. Claramente la común asunción de rigidez de la sección constante independiente del esfuerzo a flexión es enteramente inapropiada.

Los resultados de la figura 2.16 pueden ser aplicados a otros pilares de dimensiones diferentes que como los usados para generar el grafico por sustitución apropiada de las dimensiones de la sección dentro de la ecuación 2.23.

## 2.8 Deriva de plantas de edificios conformada de elementos

La invariabilidad comparativa de la curvatura de cedencia adimensional de vigas y pilares indica que la deriva de cedencia de plantas conformadas de elementos puede similarmente ser esencialmente independientes de la cuantía de refuerzo y de la resistencia. La Figura 2.27 muestra un nudo de hormigón de encuentro viga/pilar extendida media longitud de vano de ancho a cada lado del nudo, y media altura de planta arriba y abajo del nudo. Esto puede ser considerado un elemento característico de un edificio de compuesto de elementos. Desde que el ancho de vano sea normalmente superior a la altura de planta, y la curvatura del pilar típicamente sea menor que la curvatura de la viga como una consecuencia del procedimiento de diseño por capacidad, la flexibilidad de la viga es probable a ser el mayor contribuyente de la deformación.

En la figura 2.18.b se muestra la forma de la deflexión. La deriva de cedencia  $\theta_y$  puede ser expresado como

$$\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + 2\Delta_c / L_c + 2\Delta_s / L_s \quad 2.28$$

Donde  $\theta_{by}$  y  $\theta_{jy}$  son la rotación del centro del punto debido a la flexión de la viga y la deformación a cortante del punto respectivamente,  $\Delta_c$  es la deformación a flexión de lo alto del pilar relativo a la tangente rotacional del centro del nudo, y  $\Delta_s$  es la deformación adicional de lo alto del pilar debido a la deformación cortante de vigas y pilares. Para permitir la penetración del refuerzo longitudinal dentro de la región del nudo, se asumió que la curvatura de cedencia en la viga desarrolla en el centroide del nudo, y se reduce linealmente a cero en la mitad del la viga, como se muestra en la figura 2.18.c

La deriva de cedencia debida a la flexión de la viga es así:

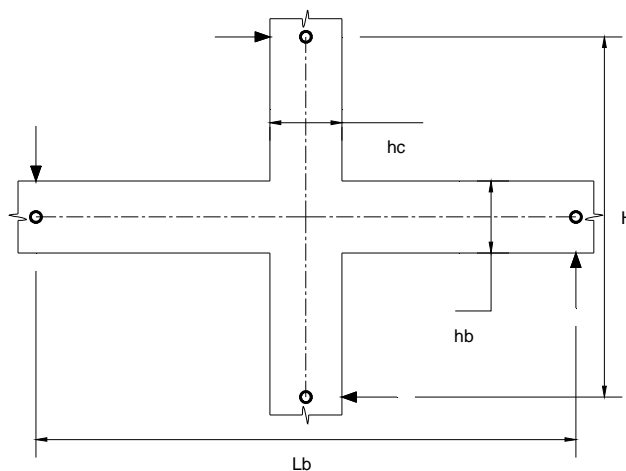
$$\theta_{bj} = \frac{\phi_y (0.5L_b)}{3} = \frac{\phi_y L_b}{6} \quad 2.29$$

Para los elementos de hormigón, ignorando el endurecimiento de la deformación:

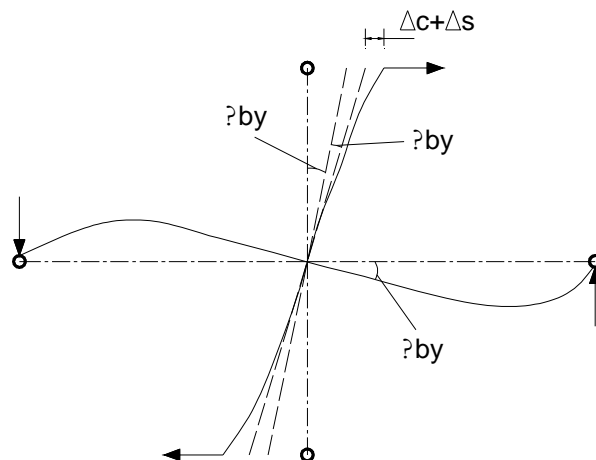
$$\theta_{by} = 0.283\varepsilon_y \left[ \frac{L_b}{h_b} \right] \quad 2.30$$

Cálculos típicos basados en un índice de longitud altura/vano de 0.533 (altura de pisos 3.2 m, longitud de vano 6 m) y una curvatura de pilar máxima de  $0.75\phi_y$ , indica un desplazamiento del pilar de  $\Delta_c$  que adicionará alrededor de 40% de la deriva de cedencia en la ecuación 2.28. Adicionalmente se asumió, basado en la experiencia, que la deformación del nudo y la deformación cortante de los miembros aumentan 25% y 10% de curvatura de cedencia respectivamente. Como consecuencia, la deriva de cedencia de un elemento de hormigón armado puede ser estimado como:

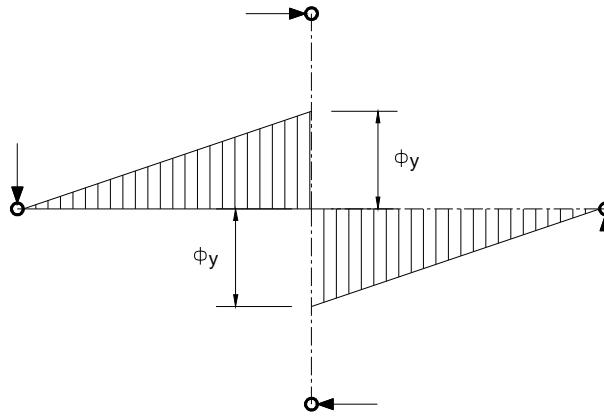
$$\theta_y = (1.0 + 0.4 + 0.25 + 0.1) \times 0.283\varepsilon_y \left[ \frac{L_b}{h_b} \right] = 0.5\varepsilon_y \left[ \frac{L_b}{h_b} \right] \quad 2.31$$



a).- Dimensiones y cargas en un nudo de encuentro



b).- Componentes de la deriva



c).- Distribución asumida de la curvatura de la viga

Figura 2.18 Componentes de deformación elástica para derivas de un encuentro viga pilar.

### Sumario

Las siguientes curvaturas de cedencia son aplicables para la aproximación bi-lineal equivalente de la respuesta fuerza/deformación:

$$\phi_y = 2.25\varepsilon_y / D \quad 2.32$$

$$\phi_y = 2.10\varepsilon_y / h_c \quad 2.33$$

Para hormigón armado la deriva de cedencia puede ser expresada con adecuada aproximación como:

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad 2.34$$

### 2.9 Análisis relacionados a los requerimientos de diseño de capacidad

La filosofía básica del *DDBD* es usada como un medio para determinar el esfuerzo requerido de sectores donde se planea la rotación inelástica (rótulas plásticas). Para asegurar que las rótulas plásticas no ocurran en otras partes de la estructura, y para asegurar que modos indeseables de deformación inelástica, tales como fallas por cortante no se desarrollen, el esfuerzo fiable de estos sectores y acciones es puesta para ser mas grande que los niveles de fuerza en estas ubicaciones, correspondientes al esfuerzo máximo viable siendo desarrollado en las rótulas plásticas. Esto es en

reconocimiento que en el diseño dúctil el esfuerzo actual, más que el esfuerzo de diseño conservador, será desarrollado en los terremotos de nivel de diseño.

Esta premisa es graficada en la figura 2.19, que examina la respuesta fuerza desplazamiento de un pilar simple bajo la respuesta sísmica lateral. Si el pilar tenía esfuerzos muy elevados, este puede responder elásticamente a las fuerzas de inercia, y tener el desplazamiento máximo y fuerza correspondiente al punto A en la figura 2.19.c. Sin embargo el esfuerzo de diseño es muy bajo, y si el esfuerzo actual iguala exactamente el esfuerzo requerido, la respuesta máxima esperada es definida por el punto B. Si el esfuerzo actual excede el esfuerzo de diseño, entonces será este esfuerzo el que es desarrollado, a menos que el esfuerzo actual exceda el que corresponde al punto A. La respuesta correspondiente al esfuerzo actual es definida por el punto C. Note que los diferentes esfuerzos de A y B implican diferentes rigideces.

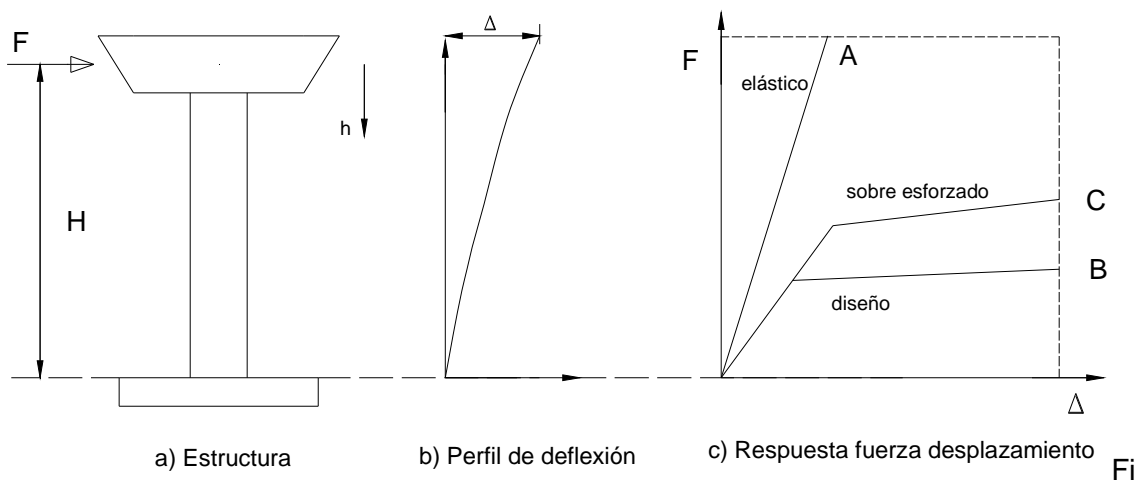


Figura 2.19 Esfuerzo desarrollado en el terremoto de diseño por un pilar simple *SDOF*

Existen muchas razones por la que el esfuerzo de flexión actual puede exceder el esfuerzo de diseño:

- Los esfuerzos de los materiales (esfuerzo de compresión del hormigón, esfuerzo de cedencia del acero) pueden exceder los valores nominales o característicos usados en el diseño.

- El esfuerzo de flexión dependiente puede incorporarse un factor de reducción de esfuerzos. (o factor parcial de los materiales)
- Deformaciones que endurecen de refuerzo o acero estructural no pueden haber sido consideradas en la determinación de la capacidad de flexión de la sección.
- Las dimensiones de la sección o el contenido de refuerzo pueden exceder los valores exactos requeridos para igualar el esfuerzo requerido.

Una sección o acción que son protegidos por capacidad necesitarán tener en cuenta estos posibles incrementos de esfuerzo a flexión de las rótulas plásticas, y ser diseñadas para la acción apropiada en equilibrio con el esfuerzo realizado de las rótulas plásticas. En suma a esto, el diseño básico para las rótulas plásticas puede ser basado en un sistema de un grado de libertad *SDOF* estimando la respuesta, como en el caso con *DDBD*. Las amplificaciones de la acción requieren protección de la capacidad debido a los efectos de los modos altos que también pueden tenerse en cuenta.

El requerimiento general para protección de la capacidad es definido por:

$$\phi_s S_D \geq S_R = \phi^0 \omega S_E \quad 2.35$$

Donde  $S_E$  es el valor de la acción de diseño a proteger, correspondiente a la distribución de fuerzas laterales de diseño hallada del proceso de *DDBD*,  $\phi^0$  es el índice de sobre esfuerzo de capacidad de momento que requiere la capacidad de las rótulas plásticas,  $\omega$  es la amplificación de la acción a ser considerada, debido a los efectos de los modos altos.  $S_D$  es el esfuerzo de diseño de la acción a proteger la capacidad, y  $\phi_s$  es un factor de reducción del esfuerzo relacionando el esfuerzo fiable y el esfuerzos de diseño de la acción.

Con el diseño convencional, el valor del factor de sobre esfuerzo  $\phi^0$  puede ser largo, por las razones mostradas en los cuatro puntos anteriores. Desde que *DDBD* es basado en el requerimiento de esfuerzo en la demanda de desplazamiento máximo,

con menores asunciones conservadoras sobre la esfuerzos de los materiales y factores de reducción de esfuerzos, son apropiados factores de sobre esfuerzos bajos, reduciendo los costos de implementación de diseño de capacidad.

### 2.9.1 Factores de sobre esfuerzo actuales

Para algunas estructuras simples el gasto de diseño complica la determinación del índice de sobre esfuerzo a flexión para diseño de capacidad tal vez excesivo. En estos casos es permitido usar valores actuales conservadores de índice de sobre esfuerzo  $\phi^0$ . Asumido que el diseño es basado en un modelo de endurecimiento por deformación para el refuerzo a flexión se recomienda que el valor actual sea  $\phi^0 = 1.25$ . Si el endurecimiento por deformación es ignorado en la determinación requerida de las propiedades de la sección, es recomendado que  $\phi^0 = 1.6$  sea asumido.

### 2.9.2 Amplificación dinámica (Efectos de modos altos)

La amplificación dinámica debido a la respuesta de los modos altos es dependiente del tipo de estructura a ser diseñada. Como tal, es separadamente acordada para los tipos estructurales diferentes.

### 2.10 Consideraciones de equilibrio en el diseño de capacidad

El equilibrio debe ser satisfecho en todos los estados de diseño, si el nivel de diseño o sobre esfuerzo es considerado. Esto se ilustra en la figura 2.20 para un portal de elementos de una planta dedicado a ambas cargas, gravedad y sísmicas, en niveles de diseño y sobre esfuerzo. Se asume que los pilares son dúctiles, y llegan a su capacidad en ambos casos de diseño y respuesta de sobre esfuerzo. Para simplicidad los momentos de capacidad en lo alto y bajo de los pilares son asumidos como iguales.

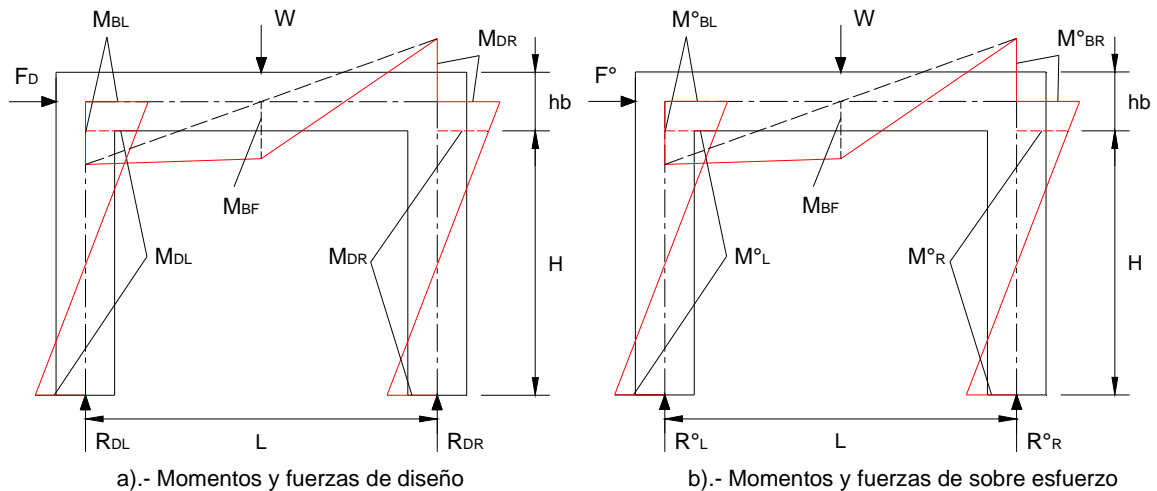


Figura 2.20 Equilibrio de fuerzas y momentos en un portal de elementos (momentos dibujados relativos a la línea de centro del miembro en la cara de tensión del miembro)

a).- Respuesta a nivel de diseño: La fuerza lateral de diseño  $F_D$  está en equilibrio con la suma de las cortantes en los dos pilares. Los momentos de diseño en los pilares se forman en la base del pilar y en la cara baja de la viga. Desde que el cortante en el pilar es la pendiente de momento de flexión, la siguiente ecuación de equilibrio se aplica:

$$F_D = \frac{2M_{DL} + 2M_{DR}}{H} \quad 2.36$$

Donde  $H$  es la altura del claro de la cara baja de la viga, y  $M_{DL}$  y  $M_{DR}$  son los momentos de capacidad de diseño en los pilares izquierdo y derecho respectivamente. Note que  $M_{DL} \neq M_{DR}$ , desde que la fuerza axial en los dos pilares son distintos. Note también los momentos de gravedad no influyen en la ecuación 2.36, desde que la capacidad del pilar es desarrollada indiferente de todo del índice de sismicidad y de los momentos de gravedad en los pilares.

Para determinar los momentos de capacidad de los dos pilares, es así necesario determinar la fuerza axial en los pilares.

El equilibrio de fuerzas verticales requiere que la fuerza axial en los pilares deba ser igual a los cortantes de vigas en el punto centroide de viga/pilar. Para encontrar los



cortantes de vigas se presta atención primero que los momentos de vigas y columnas pueden también estar en equilibrio en los puntos centroides, y que los momentos de columnas en los puntos centroides excedan los momentos en las caras bajas de las vigas:

$$M_{BL} = M_{DL} \frac{(0.5H + 0.5h_b)}{0.5H} = M_{DL} (H + h_b)/H \quad 2.37.a$$

$$M_{BR} = M_{DR} (H + h_b)/H \quad 2.37.b$$

Note que los momentos de carga de gravedad resultantes de las cargas  $W$  otra vez no tiene influencia en los momentos de los nudos, que son totalmente definidos por los momentos de capacidad de los pilares. El cortante en las vigas puede ser descompuesto en las de cargas de gravedad y las de fuerzas sísmicas.

$$\text{Gravedad} \quad V_B = W/2 \quad 2.38.a$$

$$\text{Sísmicas} \quad V_B = \frac{(M_{BL} + M_{BR})}{L} \quad 2.38.b$$

El signo del cortante de carga de gravedad cambia en los dos extremos de la viga, mientras que el cortante sísmico es constante. La reacción en la base del pilar (despreciando el peso del pilar) será así:

$$R_{DL} = \frac{W}{2} - \frac{(M_{BL} + M_{BR})}{L}; \quad R_{DR} = \frac{W}{2} + \frac{(M_{BL} + M_{BR})}{L} \quad 2.39$$

Los momentos de capacidad de las rótulas de pilares deben ser calculados con un valor apropiado de la fuerza axial dada por la ecuación 2.41. Esto puede involucrar iteraciones, aunque normalmente uno o dos ciclos son suficientes. En la fase de diseño inicial, cuando la fuerza de diseño  $F_d$  es conocida, y los momentos de diseño de la columna son requeridos, es útil renombrar que la relación momento fuerza axial es probable que sea linealmente cercano sobre el rango de la fuerza axial esperada, y consecuentemente el contenido de refuerzo a flexión requerido (para un diseño de hormigón reforzado), puede ser encontrada de la combinación aproximada:

$$M_D \cong F_D \cdot H/4; \quad N_u = R_{med} = W/2 \quad 2.40$$

Esto debe entonces ser revisado con un análisis detallado, usando la relación de la ecuación 2.37 y 2.39

b).- Respuesta de sobre esfuerzo: Los principios empleados en las secciones anteriores indican que cuando el momento de capacidad sobre esforzado es estimado en los lugares de las rótulas plásticas, la fuerza axial debe ser ajustada para reflejar el aumento del cortante sísmico en las vigas resultante del incremento de la capacidad del momento de las rótulas plásticas. Con respecto a la figura 2.20 .b las siguientes relaciones se aplican para la fuerza de respuesta sísmica y cortante de vigas sísmico respectivamente:

$$F^0 = \frac{2(M_L^0 + M_R^0)}{H} \quad 2.41$$

$$V_B^0 = \frac{(M_L^0 + M_R^0) \cdot (1 + h_b/H)}{L} \quad 2.42$$

Las capacidades de momentos de sobre esfuerzo sísmicos, y la demanda de cortante en pilares de sobre esfuerzo para un diseño de capacidad así necesita ser determinado junto con las fuerzas axiales de pilares revisadas:

$$R_L^0 = W/2 - V_B^0; \quad R_R^0 = W/2 + V_B^0 \quad 2.43$$

El esfuerzo de cortante requerido para los pilares es dado directamente de la distribución de momentos de sobre esfuerzos como:

$$V_L^0 = 2M_L^0/H; \quad V_R^0 = 2M_R^0/H \quad 2.44$$

Y el esfuerzo de cortante máximo en vigas requerido, en la derecha final de la viga es:

$$V_{BR}^0 = V_B^0 + W/2 \quad 2.45$$

Los principios aplicados en esta sección son requisitos de equilibrio sencillos fundamentales, y deben ser sensibles y visibles para todo diseñador. Desafortunadamente nosotros encontramos que ese equilibrio no tiene el mismo énfasis como (por decir) el método de análisis matricial en el currículo ingenieril.

## 2.11 Esfuerzos dependientes de las acciones de protección de la capacidad

La discusión en la protección de la capacidad se ha concentrado así lejos de la demanda. La ecuación 2.35 requiere que la capacidad dependiente de la acción de protección de la capacidad,  $\phi_s S_D$ , sea menor e igual a la demanda. Note que en este caso el uso de índice de reducción de esfuerzo,  $\phi_s$  es justificado, desde que las consecuencias del esfuerzo de las acciones requeridas son menores que las de la demanda puede ser catastrófico. Un ejemplo es el esfuerzo cortante de un edificio o pilar de puente. Esfuerzo de cortante insuficiente para poder con cortantes asociados con flexión de sobre esfuerzo en las rótulas plásticas pueden resultar en fallas de cortante esperadas por reducción en la capacidad al soportar cargas de gravedad hasta el punto que la falla ocurra

### 2.11.1 Esfuerzos de flexión

Miembros donde las rótulas plásticas no son prescritas deben tener adecuados esfuerzos de flexión para asegurar que la rótula plástica no esperada no ocurra. Esto es asegurar los indeseables modos de deformación, como mecanismos de piso blando, en los elementos del edificio no desarrollados.

Es conveniente y básico para todos los aspectos del diseño estructural la determinación del esfuerzo a flexión nominal  $M_N$ , se recomienda incluir en el diseño análisis de secciones avanzadas, basadas en análisis momento curvatura, y la adición de los efectos del esfuerzo de endurecimiento por deformación del refuerzo. La capacidad puede ser basada en esfuerzos nominales, o esfuerzos característicos de los materiales, más que los realizados valores usados (mencionados anteriormente) para determinar los esfuerzos de las rótulas plásticas. Para secciones de hormigón, la capacidad nominal debe ser determinada en una deformación de fibra extrema de compresión de 0.004, o una deformación del refuerzo de 0.015, cualquiera que ocurra primero. Un factor de reducción de esfuerzo de flexión de  $\phi_f = 0.9$  debe ser

adecuado para poder adecuarse al material bajo de esfuerzos, aunque el valor dependa de los requerimientos del código local para esfuerzos de materiales, y calidad de construcción esperada.

### 2.11.2 Esfuerzo cortante en el nudo entre viga/pilar

La integridad de los nudos entre vigas/pilares es esencial para el éxito de la actuación de edificios, puentes, embarcaderos y elementos industriales, y requiere consideraciones de cuidado de la fuerza de transferencia a través de la región del nudo.

### 2.11.3 Esfuerzos de cortante de miembros de hormigón: Modelo *UCSD* modificada

Existe también un gran número de información relacionada con el esfuerzo de cortante de miembros de hormigón en la literatura de investigación. Con un significado diverso entre métodos de diseño y ecuaciones de diseño requeridas para códigos nacionales diferentes. Muchas de estas no reconocen la ductilidad de la flexión afectada por los esfuerzos de cortante en las regiones plásticas de las rótulas, ni la influencia de las fuerzas axiales resultantes de la gravedad y del pretensado, es a menudo tratado bastante diferentemente. Aquí se resume un nuevo método para determinar los esfuerzos cortantes de pilares de hormigón, generalmente referido como el modelo *UCSD* modificado, Independientes estudios han indicado que este método proporciona un mejor acuerdo con los resultados experimentales que otros métodos.

En el modelo *UCSD* modificado, los esfuerzos cortantes en las secciones de hormigón se hallan de la ecuación aditiva:

$$V_{des} = \phi_s V_{cap} = \phi_s (V_c + V_s + V_p) \quad 2.46$$

Donde  $V_c$ ,  $V_s$  y  $V_p$  son los esfuerzos cortantes provistos por los mecanismos de hormigón, mecanismo de atadura de refuerzo transversal, y mecanismo de fuerza axial respectivamente. Estos son descritos a continuación:

a).- Mecanismo resistente de cortante del hormigón,  $V_c$ : El componente clave del esfuerzo del mecanismo resistente a cortante del hormigón en miembros flectados y fisurados es proporcionado por el engranaje agregado en las abruptas grietas de flexión y cortante. En las regiones de rótulas plásticas, los esfuerzos de los engranajes agregados se reducen a las grietas flexión cortante ensanchada bajo la ductilidad. El esfuerzo es además dependiente del índice de aspecto del elemento definido como la distancia desde la sección crítica al punto de contra flexión, dividido por el canto de la sección, (ejemplo  $M/(VD)$ ), donde  $M$  y  $V$  son el momento y cortante en la sección crítica y  $D$  es el canto total de la sección) y de la cuantía volumétrica de refuerzo longitudinal

$\rho_l = A_{st}/A_g$ . El esfuerzo es así dado por:

$$V_c = k\sqrt{f'_{ce}} \cdot A_e = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_{ce}} \cdot (0.8A_g) \quad 2.47$$

$$\text{Donde } 1.0 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5 \quad 2.47.a$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1.0 \quad 2.47.b$$

Y  $\gamma$  es dado en la figura 2.21 para pilares de hormigón. Note que en la figura 2.21, la primera variable es la demanda de ductilidad de curvatura, la cual es directamente relacionada con el ancho de la fisura a flexión y cortante en las regiones de las rótulas plásticas. Una variable secundaria es el modo de ductilidad, ha sido hallado que el esfuerzo del mecanismo resistente a cortante del hormigón de miembros sujetos a la demanda de ductilidad en dos direcciones ortogonales (ductilidad biaxial) se degrada más rápidamente que las secciones sujetas a la ductilidad uniaxial. Esto se ve en la figura 2.21

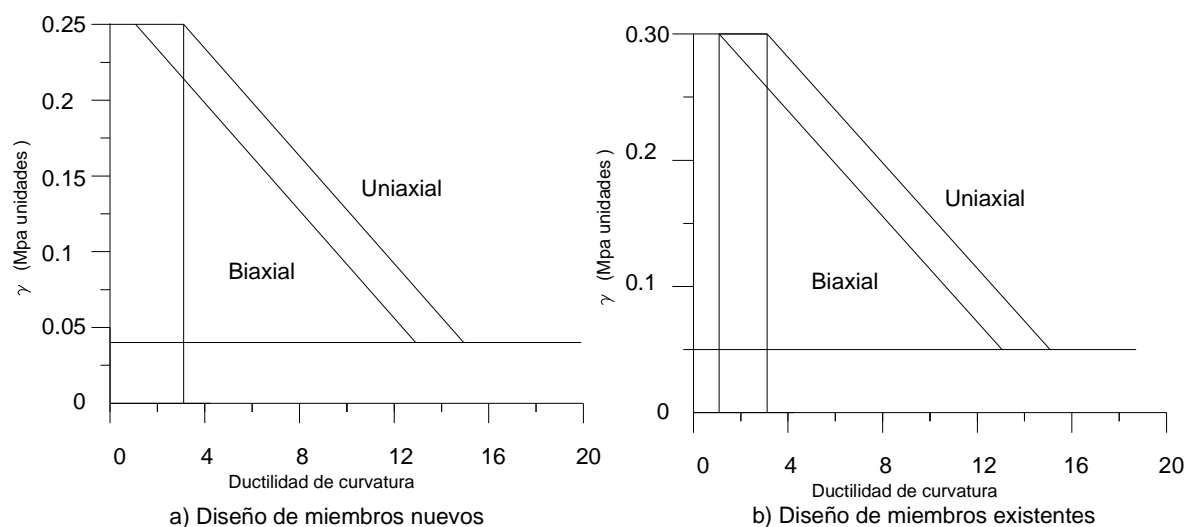


Figura 2.21 Componentes de la ductilidad en el mecanismo resistente de cortante de pilares (Modelo UCSD modificado)

La figura 2.21 también distingue entre diseño de miembros nuevos, y evaluaciones de miembros existentes. Un método menos conservador es apropiado para el último, desde que las consecuencias del excesivo conservacionismo es evaluado tal vez forzosamente innecesario.

Para secciones de vigas de hormigón, se sugiere que el esfuerzo dado por la ecuación 2.47 se reduzca por 20% a compensar para las condiciones de hormigón confinado cuando son menos satisfactorios que para los pilares, y esa tensión, mas que la sección de refuerzo total al ser usada para determinar  $\beta$

Note que la reducción del esfuerzo cortante con ductilidad solo aplica a las regiones de rótulas plásticas de miembros designados para ductilidad. En partes de los miembros entre las rótulas plásticas, y en miembros protegidos contra el rotulamiento plástico por un método de diseño de capacidad, el valor de  $\gamma$  usado en la ecuación 2.48 será el valor en la ductilidad de curvatura de 1.0

b).- Componentes de carga axial,  $V_p$ , En algunas ecuaciones de diseño para esfuerzos cortantes en hormigón la carga axial en la sección es combinada en una ecuación compuesta con el mecanismo resistente al cortante del hormigón. Esto puede implicar

que el buen conocimiento del esfuerzo cortante realizado con incremento del de compresión axial reduzca con la ductilidad de flexión. Esto no es sustentado por la experimentación. En el modelo *UCSD*, el esfuerzo cortante realizado resultante de la compresión axial es considerado como una componente independiente (ver ecuación 2.46), resultante de una compresión diagonal de puntal, como se ilustra en la figura 2.22 para pilares, y en la figura 2.23 para vigas de un portal de elementos (la extensión a las otras vigas con momento reverso sísmico a lo largo de la longitud es obvia). Se notará que la fuerza axial en las vigas a menudo serán bajas, y es tradicional ignorar sus influencias en el esfuerzo cortante. Sin embargo, en algunas estructuras, particularmente en puentes curvos, la influencia puede ser substancial. Esto será particularmente el caso si la viga es pretensada.

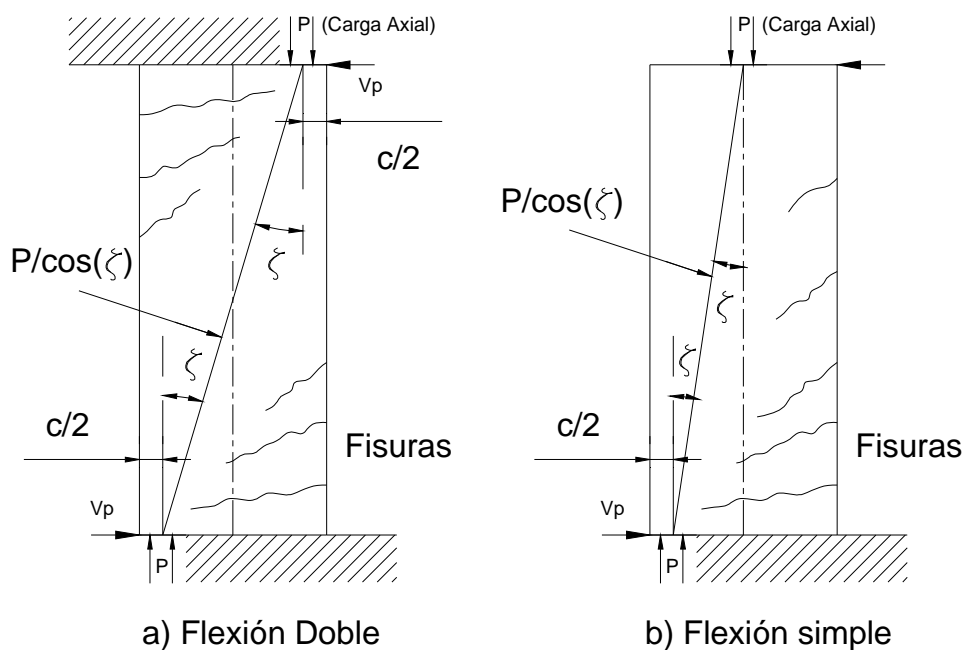


Figura 2.22 Contribución de la fuerza axial al esfuerzo cortante del pilar

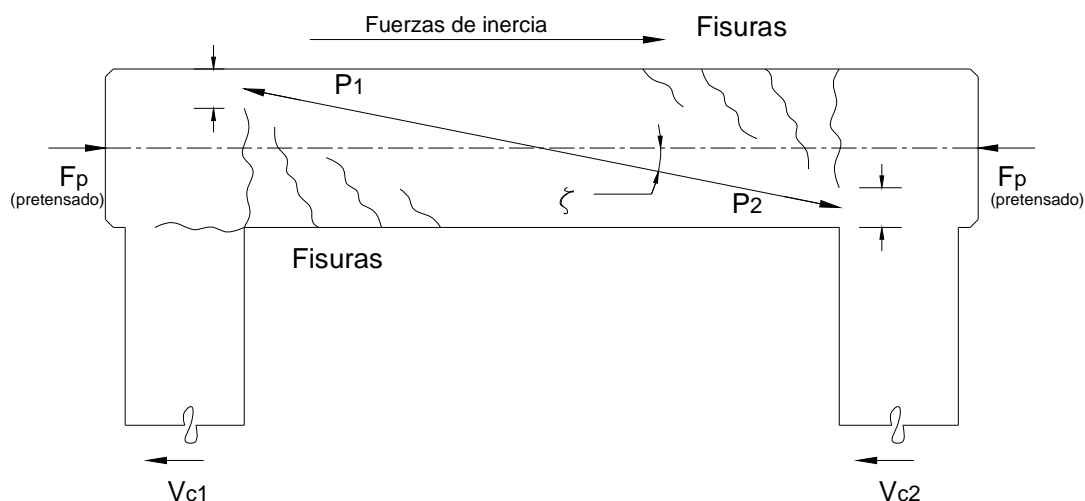


Figura 2.23 Contribución de la fuerza axial al esfuerzo cortante de un pórtico de elementos

En las figuras 2.22 y 2.23 la inclinación media de la envolvente de puntal de la fuerza axial es mostrada con un ángulo  $\zeta$  al eje del miembro. Para el pilar de la figura 2.22.a que es impedido a la rotación en lo alto y bajo, la fuerza axial es efectivamente aplicada al pilar a lo largo del centro de la zona compresión de flexión en lo alto y sale a lo largo del centro de compresión a flexión en la base. La componente horizontal de puntal actúa para resistir la fuerza cortante aplicada, así engrandeciendo el esfuerzo cortante del pilar. Para el pilar en cantilever de la figura 2.22.b, la carga axial es aplicada en el centro del pilar en lo alto, pero otra vez sale a lo largo del centro del compresión a flexión en la base. El ángulo del puntal con el eje del pilar es menor que en la figura 2.22.a y consecuentemente la resistencia de la cortante lateral es menor. En la figura 2.23 debido a la fuerza de inercia uniformemente distribuida, la fuerza axial varía en todo lo largo de la viga, la cual será sometida a tensión axial en un cabo, y compresión axial en el otro, a no ser pretensada, como sugiere la figura 2.23. La componente vertical de cualquier puntal inclinado adiciona a, o resiste la fuerza cortante aplicada, dependiendo en si de la fuerza axial es de compresión o tensión. En evaluaciones de estructuras existentes la componente de fuerza axial debe ser relacionada. Para estructuras nuevas un método más conservador, donde la



componente de fuerza axial es reducida por un 15% ha sido propuesto. La siguiente ecuación así aplica para  $V_p$  :

Diseño  $V_p = 0.85P \cdot \tan \zeta$  2.48.a

Evaluación  $V_p = P \cdot \tan \zeta$  2.48.b

Donde  $\zeta$  es el ángulo entre la biela y el eje del miembro.

c) Mecanismo de resistencia al cortante por refuerzo transversal de confinamiento: El esfuerzo de refuerzo transversal de confinamiento es ilustrado en la figura 2.24 para pilares rectangulares y circulares. La ilustración del pilar rectangular en la figura 2.24.a es también importante para vigas de sección rectangular o sección en  $T$ . La fisura de flexión y cortante crítica cruza la sección en un ángulo promedio de  $\theta$  al eje vertical. Para transferir algo de esfuerzo cortante las capas de refuerzo transversal cruzan la fisura. La fuerza máxima que puede ser transferida por una capa de área  $A_v$ , depende de los esfuerzos de cedencia del refuerzo transversal, y de la orientación de las barras de la capa con respecto al eje a lo largo del cual el cortante es aplicado. Por ejemplo, en la sección vertical denominada 1 en la figura 2.25.a, el estribo octogonal, el cual forma parte de la capa que proveerá resistencia en  $45^\circ$  en la dirección de aplicación del cortante, y el área efectiva de este estribo en esta sección será  $A_h/\sqrt{2}$  donde  $A_h$  es el área de la barra de estribo, mientras que el estribo rectangular exterior será completamente efectivo en ambas secciones 1 y 2. Se puede ver que para el caso de un estribo perimetral o uno octogonal, el área media efectiva es  $A_v = 3.61A_h$ . Si sin embargo, el refuerzo transversal consiste de un estribo perimetral y dos superpuestos estribos internos (ver la figura 2.25.a) el área media efectiva es  $A_v = 4.67A_h$ .

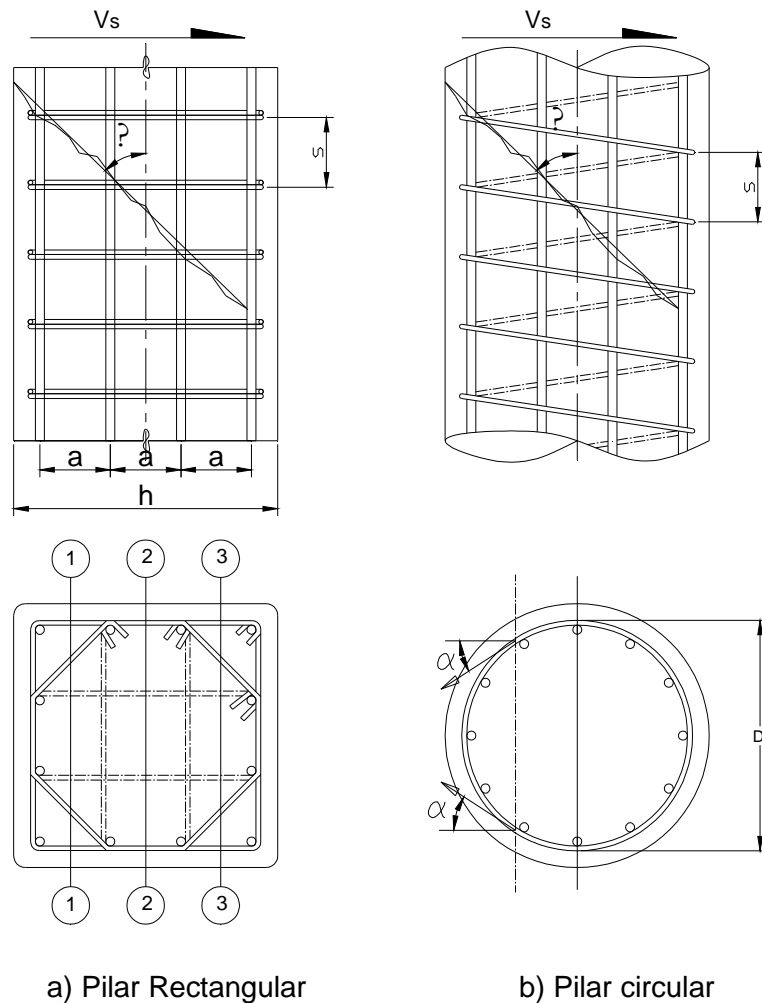


Figura 2.24 La efectividad del refuerzo transversal de resistencia al cortante de pilares

Con un pilar circular (figura 2.25.b), la orientación de las fuerzas resistentes de los estribos a las fisuras de cortante flexión depende de la posición del estribo individual donde la fisura intersecta a esta. En la línea central del pilar, la fuerza del estribo  $A_h f_{yh}$  es paralela a la fuerza cortante aplicada, pero como la distancia desde la línea central del pilar incrementa, la inclinación  $\alpha$  a la dirección de aplicación de la fuerza también incrementa, y la fuerza efectiva que restringe la fisuración,  $A_h f_{yh} \tan \alpha$  decrece. Dado aquello hay dos fuerzas contenedoras de la fisura, 2.25.b la media restringe la fuerza, tomando todas las posibles ubicaciones de los estribos o espirales con respecto a la fisura intersectada, puede verse ser:

$$F = \frac{\pi}{2} A_h f_{yh} \quad 2.49$$

Si el ángulo de fisura a flexión cortante con el eje del miembro es  $\theta$ , para cualquiera pilar rectangular o circular, el canto desde el la fibra a compresión extrema al eje neutral es  $C$ , y el recubrimiento al centro del estribo perimetral es  $c_o$ , entonces el número de capas de estribos cruzados por la ruptura inclinada es

$$n = \frac{(D - c - c_o)}{s} \cdot \cot(\theta) \quad 2.50$$

Donde  $s$  es el espaciamiento entre estribos o espirales alo largo del eje del miembro.

La resistencia total a cortante proporcionada por el refuerzo transversal para el pilar rectangular puede así ser estimada como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} (D - c - c_o) \cdot \cot(\theta)}{s} \quad 2.51.a$$

Donde  $A_v$  es el área efectiva de los estribos en una sola capa, como se discutió anteriormente, y para un pilar circular con estribos o espirales

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_h f_{yh} (D - c - c_o) \cdot \cot(\theta)}{s} \quad 2.51.b$$

La ecuación 2.51.a puede ser considerada “exacta”, pero la ecuación 2.51.b es aproximada desde que la fuerza efectiva promedio esta dada por la ecuación 2.49 es exacta solamente si la ruptura penetra el total del ancho del pilar. Sin embargo, se ha mostrado que el error es pequeño, y conservador. Aunque prácticas normales en los Estados Unidos adoptan un ángulo de  $\theta = 45^\circ$ , esto se ha encontrado ser incesariamente conservador, con tal que el refuerzo longitudinal no se termine prematuramente. La práctica Europea es basada en la Teoría de la Plasticidad y un ángulo variable  $\theta$ . Se ha hallado que diseños suficientemente conservadores pueden ser obtenidos tomando  $\theta = 35^\circ$ . Para evaluaciones de estructuras existentes el valor menos conservador de  $\theta = 30^\circ$  es apropiado. Los principios y ecuaciones en resumen de esta sección pueden también ser aplicadas a secciones de vigas de hormigón.

d).- Factor de reducción de esfuerzo para capacidad de cortante: Para diseños es apropiado incluir un factor de reducción de esfuerzos en suma a la conservación aplicada en las ecuaciones para las componentes individuales de resistencia al cortante descritas anteriormente. Se recomienda que este sea tomado como  $\phi_s = 0.85$  (ver ecuación 2.46). Para evaluaciones de estructuras existentes, donde el esfuerzo a cortante requerido sea determinado en acuerdo con las medidas de protección de capacidad, no es necesario la aplicación del factor de reducción de esfuerzo cortante, desde que una “buena estimación” de actuación será requerido.

e).- Comparación de ecuaciones de evaluación con datos de pruebas de pilares circulares: La figura 2.26 compara las predicciones de esfuerzos cortantes de la ecuación 2.46 usando los valores evaluados de los componentes del esfuerzo, y un factor de reducción de esfuerzo  $\phi_s = 1.0$ , con datos experimentales para un amplio rango de pilares circulares. Fallas de cortante frágil y dúctiles son aquellas para que el esfuerzo cortante inicial (ductilidad de curvatura =1) era menor que o mayor que, respectivamente, el cortante correspondiente al esfuerzo de flexión. Las propiedades de los materiales medidas, más que nominales e indiferente de cual variable es usada para organizar las pruebas resultantes, son usadas en la predicción que son muy satisfactorias,. Note que el pilar fallará en flexión teniendo esfuerzos bajo los esfuerzos cortantes previstos. Esto no indica un actuación insatisfactoria, desde que el esfuerzo estaba dictado por la capacidad a flexión que era menor que el esfuerzo cortante. El esfuerzo cortante de diseño, incluyendo factor  $\phi_s = 0.85$ , es mostrado por la línea discontinua, y es un menor destino para todas fallas a cortante.

## 2.12 Metodología para la evaluación del riesgo sísmico

A continuación se describe una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificios, por medio de curvas de fragilidad. Las curvas de

fragilidad describen la probabilidad de alcanzar o exceder diferentes estados de daño. Para construir estas curvas es necesario definir unas medidas objetivas que indiquen, cuándo el daño de una estructura pasa de un estado a otro; estas medidas se conocen como umbrales de daño o estados límite de daño.

Para realizar una evaluación de la integridad estructural, en términos de estados límite de daño, se relaciona el daño con la capacidad estructural del edificio. La capacidad estructural se representa por una curva de capacidad, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal.

Con los espectros de demanda, los cuales dependen de la acción sísmica considerada y la curva de capacidad, se determina la respuesta pico del edificio, la cual representa la respuesta máxima de la estructura ante la acción sísmica a la que está sometida. Esta respuesta se conoce como punto de desempeño.

A partir de las curvas de fragilidad y el punto de desempeño se obtienen matrices de probabilidad de daño. Las matrices de probabilidad de daño permiten construir escenarios de daño que, a su vez, permiten estimar las pérdidas esperadas, como por ejemplo, las víctimas y costes económicos. Finalmente, los escenarios de riesgo sísmico son útiles para la prevención y el desarrollo de planes de emergencia.

#### 2.12.1 Curvas de capacidad

Una curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. Típicamente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal. Este análisis se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura, que representen las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso. El objetivo de este procedimiento es cuantificar la capacidad de la estructura para absorber una acción lateral como, en este caso, la de un sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a la de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme (ver figura 2.26)

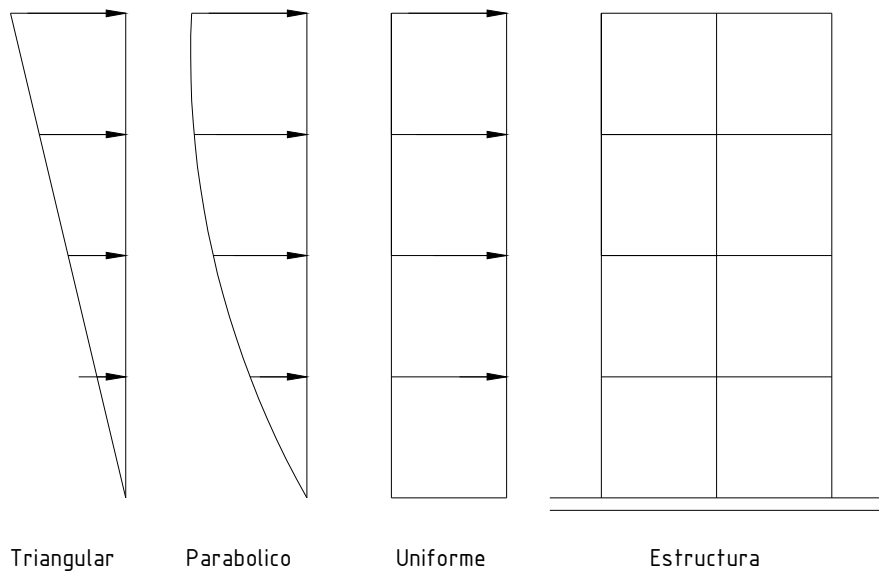


Figura 2.26: Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis Pushover

La forma de distribución de las fuerzas laterales (triangular, parabólica, uniforme) aplicadas a una estructura, influyen en la determinación de las curvas de capacidad. No existe un único patrón de fuerzas que sea universalmente aceptado. Una solución práctica es utilizar el menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad mediante la envolvente de los resultados obtenidos (Fajfar, 2000)

En la figura 2.27 se muestra una representación típica de una curva de capacidad, con el cortante en la base en el eje de las ordenadas, mientras que en el eje de abscisas se representa el desplazamiento lateral en el último piso del edificio.

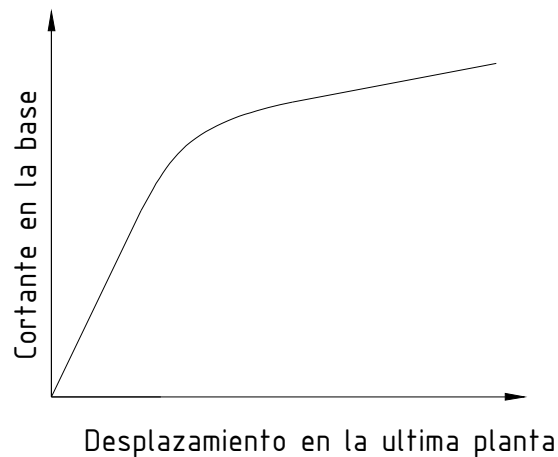


Figura 2.27: Curva de capacidad

Para facilitar una comparación directa con el espectro de demanda (el cual se utiliza para encontrar el desplazamiento de demanda en un sistema en el rango inelástico, utilizando el espectro de respuesta del movimiento sísmico), la curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad mediante un cambio de variable, de forma que el cortante en la base se transforma a aceleración espectral y el desplazamiento en el último piso a desplazamiento espectral. Esto se hace utilizando las propiedades modales, como se describen en la siguiente sección.

### 2.12.2 Espectro de capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad a un espacio de coordenadas espectrales conocido como *ADRS* (*Acceleration displacement response spectra*) o como curva AD (aceleración – desplazamiento). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral (figura 2.28)

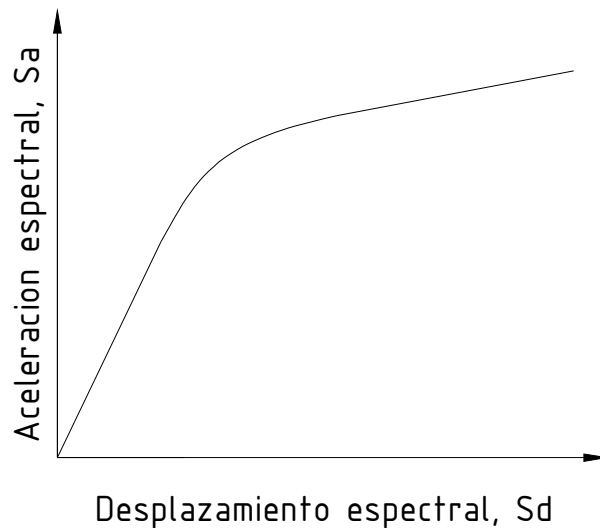


Figura 2.28: Espectro de capacidad

Para llevar a cabo esta transformación se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura: modos de vibración y el factor de participación modal. Por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura.

Una forma de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad es por medio de las ecuaciones 2.52 y 2.53:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad 2.52$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}} \quad 2.53$$

Donde  $S_a$ ,  $S_d$  son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente,  $V$  es el cortante en la base,  $W$  es la masa total,  $\alpha_1$  es la masa efectiva del primer modo de vibración,  $\Delta_{techo}$  es el desplazamiento en el último piso,  $PF_1$  es el factor de participación modal y  $\phi_{1,techo}$  es el desplazamiento modal en la última planta del edificio. En estas ecuaciones,  $S_a$  representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma,  $S_d$  es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento del techo es  $\Delta_{techo}$



### 2.12.3 Espectro de capacidad bilineal

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura, el espectro de capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control: capacidad de cedencia ( $D_y, A_y$ ) y capacidad última ( $D_u, A_u$ )

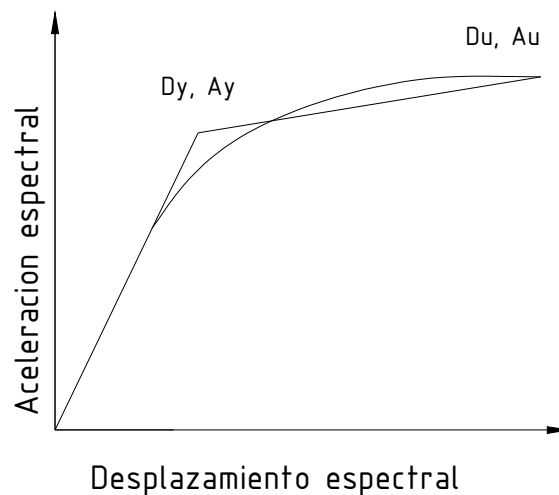


Figura 2.29: Representación bilineal de la curva de capacidad.

El punto de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. Este punto viene definido por ( $D_y, A_y$ ), donde  $D$  se refiere al desplazamiento,  $A$  a la aceleración y el subíndice  $y$  se refiere a la cedencia.

El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso. Este punto viene definido por ( $D_u, A_u$ ), donde el subíndice  $u$  se refiere a la capacidad última.

Los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura.

En esta metodología, la representación bi-lineal de la curva del espectro de capacidad se determinó con un criterio de balance de energía. Así, se busca una curva bi-lineal que pueda absorber la misma energía que la curva de capacidad real (área bajo la curva) y que tenga el mismo punto de colapso. Partiendo de la rigidez elástica, el

punto de cedencia se define de forma que el área bajo la curva de capacidad y el área bajo su aproximación bilineal coincidan. En otras palabras, se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo de la curva de capacidad.

El punto de desplazamiento último se obtiene cuando la estructura alcanza su capacidad última o cuando alcanza su máxima ductilidad de desplazamiento ( $\mu_d$ ), definida como:

$$\mu_d = \frac{D_u}{D_y} \quad 2.54$$

Una estructura tiene ductilidad, cuando es capaz de responder inelásticamente a una acción sísmica prevista en su diseño, sin una degradación significativa de la resistencia.

#### 2.12.4 Espectro de demanda

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que éste va a experimentar. El método del espectro de capacidad permite la obtención de esta respuesta máxima.

El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño, de la zona de estudio, con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo. El espectro es reducido para simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Cuando una estructura es conducida al rango inelástico debido a un movimiento del suelo, el amortiguamiento efectivo puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso e histerético.

La energía disipada por los ciclos de histéresis puede ser representada como amortiguamiento viscoso equivalente, y donde  $\xi_{eq}$  asociado a un desplazamiento máximo:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_I \quad 2.55$$

Donde  $\xi_0$  es el amortiguamiento histérico representado como amortiguamiento viscoso equivalente, y donde  $\xi_I$  es el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura en el rango elástico, el cual, para estructuras de hormigón armado y mampostería, usualmente, se asume 0.05 (5%)

Cuando un edificio cede en respuesta a la demanda sísmica, éste disipa energía con el amortiguamiento histerético. Aquellos edificios que tienen una curva de histéresis estable durante su cedencia cíclica, tienen capacidad de disipar más energía que aquellos con curvas de histéresis con estrechamientos en el origen (efecto pinching) causada por la degradación de la resistencia y rigidez. Para considerar este tipo de respuestas menos dúctiles, se introduce un factor de modificación ( $k$ ) para definir el amortiguamiento viscoso efectivo ( $\xi_{eff}$ ). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente definido en la ecuación 2.55 se modifica para tener en cuenta esta degradación. Así pues, el amortiguamiento viscoso efectivo dado por la ecuación 2.56:

$$\xi_{eff} = k\xi\xi_0 + \xi_I \quad 2.56$$

El valor de  $\xi_0$  puede ser obtenido a partir de:

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s0}} \quad 2.57$$

Donde  $E_D$  es la energía disipada por el amortiguamiento histerético, que corresponde al área del paralelogramo de la figura 2.30.

$$E_D = 4(S_{ay}S_{dpt} - S_{apt}S_{dy}) \quad 2.58$$

$E_{s0}$  Corresponde a la máxima energía de deformación absorbida por la estructura, que es el área triangular sombreada de la figura 2.30.

$$E_{s0} = \frac{1}{2} (S_{spi}S_{api}) \quad 2.59$$

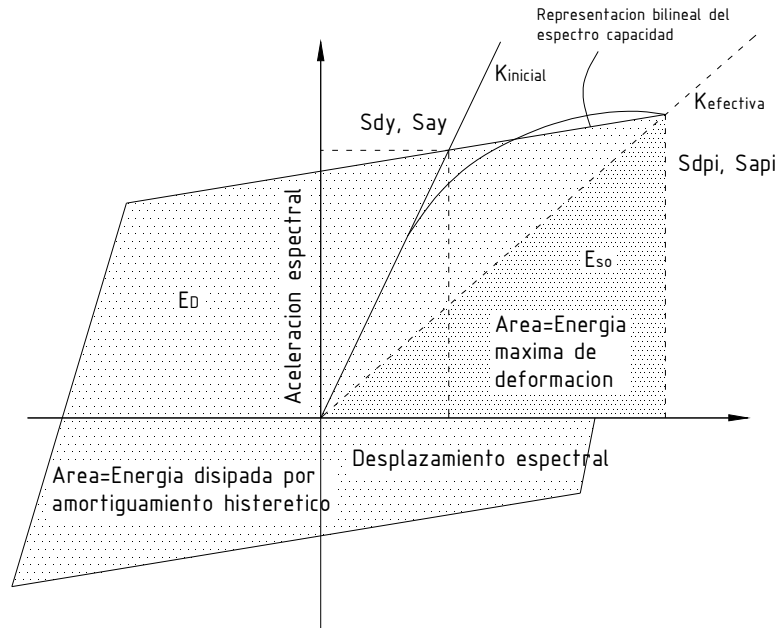


Figura 2.30 Energía disipada

Como se dijo anteriormente, el factor  $k$  depende del comportamiento global de los ciclos de histéresis del edificio. El ATC-40 (1996) ofrece tres categorías para definir el comportamiento de edificación, éstas son:

- Tipo A: Edificios con, razonablemente, una curva de histéresis completa
- Tipo B: Edificios con reducción moderada del área de la curva de histéresis
- Tipo C: Edificios que presentan un comportamiento histerético pobre con una reducción substancial del lazo de histéresis.

La siguiente tabla muestra los valores para el factor de modificación del amortiguamiento dependiendo del comportamiento estructural:

Tabla 2.1: Valores para el factor de modificación del amortiguamiento (ATC-40)

Comportamiento Estructural	$\xi_0$ (%)	$k$
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - 0.51 \times \frac{E_p/4}{2 \times E_{SO}}$
Tipo B	$\leq 25.0$	0.67
	$> 25.0$	$0.845 - 0.446 \times \frac{E_p/4}{2 \times E_{SO}}$

Tipo C	Cualquier valor	0.33
--------	-----------------	------

A partir de aquí se obtiene el espectro de demanda reducido mediante la derivación numérica de los factores de reducción espectral, los cuales dependen del amortiguamiento efectivo y están definidos en la siguiente ecuación:

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \quad SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \quad 2.60$$

Donde  $SR_a$  y  $SR_v$  son los factores de reducción en el dominio de aceleración constante y velocidad constante, respectivamente (figura 2.31)

Se deben comprobar que los valores resultantes de la derivación numérica de los factores de reducción espectral, sean mayores o iguales que los de la tabla

Tabla 2.2 Valores mínimos permitidos  $SR_a$  y  $SR_v$  (ATC-40)

Comportamiento Estructural	$SR_a$	$SR_v$
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

A partir de aquí se calcula el espectro de demanda reducido mediante la derivación numérica de los factores de reducción espectral, los cuales dependen del amortiguamiento efectivo y están definidos en la siguiente ecuación:

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \quad SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65}$$

Donde  $SR_a$  y  $SR_v$  son los factores de reducción en el dominio de aceleración y velocidad constante, respectivamente figura 2.31.

### 2.12.5 Punto de capacidad por demanda

Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto es conocido como punto de capacidad por demanda o punto de desempeño, en la literatura inglesa como *Performance Point*. El punto de desempeño (*PD*) representa el

máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda, figura 2.31

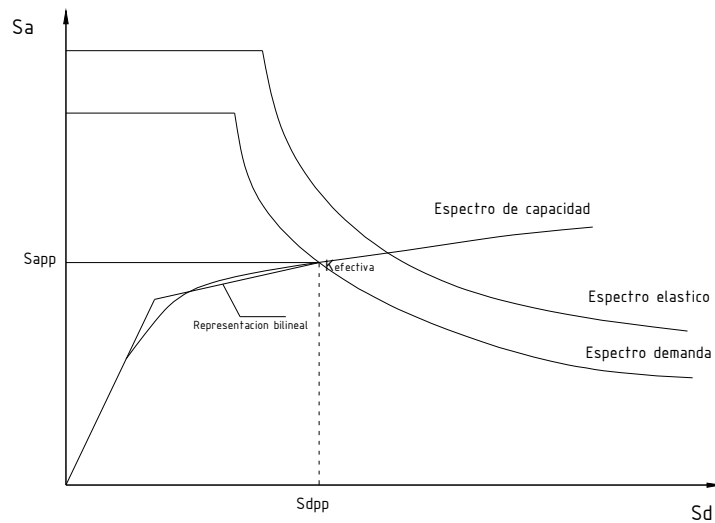


Figura 2.31: Espectros de capacidad y demanda y punto de desempeño

Obsérvense que los factores de reducción del espectro dependen del nivel de no linealidad a la que la estructura está trabajando, el cual, a su vez, depende de la intersección del mismo espectro de demanda con el espectro de capacidad. Lo que significa que el cálculo de *PD* es un proceso iterativo.

Existen varios métodos para calcular el *PD*, como el procedimiento *A* del *ATC-40* (1996). El método de obtención del punto de desempeño se basa en un proceso iterativo que puede ser programado.