

Diseño sismorresistente basado en el desempeño de las estructuras

William Lobo Quintero

Profesor Titular, Universidad de los Andes, Mérida

RESUMEN

En este trabajo se presenta la concepción de diseño basada en desempeño, se muestran y se discuten las variantes metodológicas actuales y se destaca la necesidad de promover su incorporación dentro de la filosofía de las normas nacionales Covenin. Para este fin, se detallan los problemas del diseño usual basado en fuerzas con control de desplazamientos, y se proponen otros temas, como la diferenciación del periodo característico de respuesta dúctil T_+ , de acuerdo a las formas espectrales, la influencia de los efectos de fuentes cercanas, de las aceleraciones verticales y el uso innovador de respuestas límites, para definir un desempeño solicitado por propietarios y usuarios.

1. INTRODUCCIÓN

En un trabajo presentado en la UCAB en 1997, con el objeto de mejorar la concepción de las normas sismorresistentes venezolanas, se propuso la incorporación del diseño bajo dos estados límites, el primero, para garantizar el estado elástico en condiciones de servicio bajo sismos menores y un diseño con demandas de ductilidad adecuadas, para condiciones de seguridad, bajo sismos fuertes. Al mismo tiempo, se recomendó revisar las bases del factor de respuesta R , el factor de amplificación del desplazamiento C_d , incorporar en forma transparente [a sobrerresistencia estructural, los amortiguamientos espectrales, e ir a un diseño por desplazamientos, utilizando métodos simplificados como la Estructura

Sustituta o [a Estructura Equivalente, para substituir con éxito las metodologías existentes de análisis no lineal (Lobo Quintero, 1997).

Estos y otros conceptos se han venido desarrollando y ampliando en el tiempo, siendo incorporados en las normativas más recientes. Dos primeros documentos de interés, han sido las guías para la rehabilitación de edificaciones FEMA 273 y 274, como contribución a la década para la reducción de los desastres naturales. En estos se busca satisfacer niveles de desempeño, como comportamientos esperados en términos de daños ocurridos en componentes estructurales y no estructurales. Este esfuerzo, deja un menú de soluciones posibles y técnicas analíticas aplicables, que buscan dar soluciones confiables al desempeño sísmico de las estructuras rehabilitadas (FEMA, 1996).

Otro par de volúmenes importantes, corresponde al ATC 40, 1996, referidos a la evaluación sísmica y restauración de edificaciones existentes de concreto armado. Los objetivos de desempeño se presentan como riesgos específicos, y se investigan edificaciones con objetivos múltiples, para proporcionar a los propietarios un marco de juicio adecuado acerca de los riesgos, beneficios y costos. Se da una metodología basada en desempeño, que utiliza métodos de análisis no lineal, dando un enfoque más sofisticado y más directo para resolver las incertidumbres que dejan los procedimientos lineales tradicionales.

El Taller Internacional acerca de las metodologías de diseño sísmico para la generación de nuevos códigos, realizado en Bled, Slovenia en 1997, ha sido el marco que recomienda el desarrollo de una

metodología general con criterios explícitos y cuantificables, considerando niveles múltiples de riesgo y desempeño, con una debida consideración al sistema estructura-suelo-fundación, a los elementos no estructurales y a los contenidos dentro de las edificaciones. Se ha considerado que el enfoque más deseable para alcanzar los objetivos de la ingeniería sísmica basada en desempeño es el diseño con control de deformaciones (Fajfar y Krawinkler, 1997).

Para definir, un diseño sismorresistente que esté basado en el desempeño de estructuras, en este trabajo se muestran los fundamentos de las versiones mencionadas arriba y se agregan otras más recientes.

2. LIMITACIONES DEL DISEÑO POR FUERZAS

Hasta el presente la mayoría de las normas, aplican procedimientos de diseño basados en fuerzas sísmicas, con una revisión posterior de las derivas laterales, para asegurar niveles de desempeño aceptables, pero quedan algunos problemas asociados (Priestley, 2000):

- 1°. Dos edificios diseñados para un mismo código, con igual ductilidad y bajo un mismo sismo, experimentan niveles de daños diferentes. Esto es incompatible con el uso de espectros de diseño de riesgo uniforme.
- 2°. En general, las derivas normativas gobiernan el diseño, dejando a los factores de reducción de respuesta sólo como límites indicativos.
- 3°. El análisis Modal 3-D es esencialmente elástico, subestima la influencia de modos superiores y es poco beneficioso en los diseños por capacidad.
- 4°. Según Paulay 1997, el factor de reducción de respuesta R , subestima la respuesta torsional en sistemas no restringidos transversalmente, pero la sobrestima en los sistemas dúctiles restringidos.
- 5°. Generalmente, se toman las deformaciones para los componentes estructurales y las derivas laterales para los no estructurales. No están claras las relaciones entre resistencia y daño.
- 6°. Son inválidas las hipótesis de que la rigidez depende de la resistencia y de que las deformaciones cedentes son independientes de las resistencias.
- 7°. Es de dudosa validez, considerar que las características elásticas son el mejor indicador del desempeño inelástico.
- 8°. El diseño basado en fuerzas puede validarse incrementando los esfuerzos de diseño en iteraciones sucesivas.

3. OBJETIVOS DEL DESEMPEÑO

Según la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1996), las recomendaciones para alcanzar los objetivos de diseño, son las de resistir: 1) Sismos *menores* sin daños. 2) Sismos *moderados* sin daño estructural, pero con alguno no estructural. 3) Sismos *fuertes* con daños estructurales y no estructurales significativos, y 4) Sismos *severos* que afecten la edificación sin derrumbarla. Estos se han propuesto en diversas normativas y no están bien definidos, para tomar las demandas sísmicas en cada nivel de desempeño, en cuanto a espectros de riesgo uniforme, probabilidades de excedencia, vidas de diseño y períodos de retorno. Los daños ocurridos durante el sismo de Kobe 1995, determinaron implicaciones que afectan la concepción de la ingeniería basada en desempeño (Otani, 1997):

a) Diferencias entre las expectativas del propietario y del ingeniero estructural: Este último debe explicar al dueño los daños esperados para diferentes intensidades, incluyendo los elementos no estructurales.

b) Naturaleza del Código Sísmico: La sobrerresistencia eleva costos innecesarios que el propietario puede utilizar con otros propósitos. Este puede seleccionar los objetivos de desempeño y es responsabilidad del ingeniero estructural diseñar para que ellos se alcancen.

e) Restauración de edificaciones existentes: Las edificaciones antiguas fallaron por aplicar tecnologías superadas y es urgente rehabilitarlas después de un tamizado.

d) Desempeño de viga débil-columna fuerte: Cuando la estructura sobrevive su alto costo de reparación obliga a estudiar otros mecanismos. Se sugiere un primer piso blando porque los daños sólo afectan a este piso.

e) Daños en elementos no-estructurales: Su caída bloquea las salidas de emergencia, deben reponerse y no repararse, retardan mucho la ocupación post-sísmica.

f) Niveles de resistencia a fuerza lateral: Para limitar los daños es preferible alta resistencia y baja ductilidad. El propietario debe saber que diseñar con

alta ductilidad significa reparar aun para los sismos más frecuentes.

g) **Reparación:** Esta no depende necesariamente del nivel de los daños, sino de las necesidades de los dueños.

En FEMA 273, se definen tres niveles de desempeño, cuya identificación se hace sobre la curva de capacidad mostrada en la Fig. 1. La **Ocupación inmediata** es un estado de daños menores, con degradación limitada de rigidez y resistencia. En **Seguridad de vidas**, la edificación debe ser reparable y significar un bajo nivel de riesgo para los ocupantes. La **Prevención de colapso** es un estado incipiente de falla total, con degradación substancial de rigidez y resistencia, que se toma en el instante en que se inicia la degradación rápida. La seguridad de vidas se considera en un 75% de la prevención de colapso, para dar un margen de seguridad de 1.33 (Hamburger, 1997).



Fig. 1. Niveles de Desempeño (FEMA, 273).

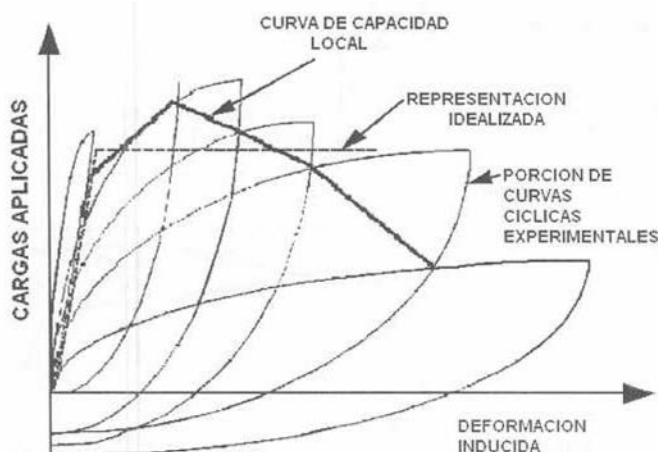


Fig. 2. Curva de capacidad local (FEMA, 273).

La curva de capacidad representa el comportamiento global de la estructura y se obtiene mediante un procedimiento estático no lineal, pero su comportamiento depende de las componentes individuales. Para su aceptación, se construyen las curvas de capacidad local, como las envolventes del comportamiento histerético del componente, determinado en el primer cuadrante (Fig. 2). En este caso, con relaciones entre demanda sísmica Q_s y capacidad resistente Q_r (Fig. 3). Las deformaciones posteriores a la cedencia se expresan en términos de los parámetros **a**, **b** y **c**, o en **d** y **e** para deformaciones totales. Estos valores se pueden determinar en tablas en FEMA 273. Las curvas (a) y (c) representan comportamiento dúctil y se consideran como **deformación controlada**, si es $b \geq 2a$. La curva (b) es semi-dúctil y la curva (d) es frágil; pero ambas son de **fuerza controlada** a menos que en (b) se tenga $e > 2f$.

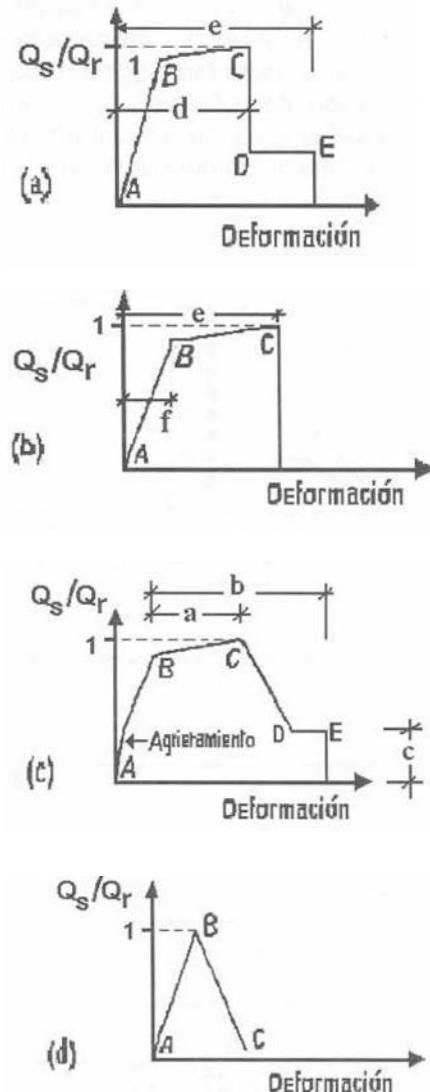


Fig. 3. Curvas idealizadas de capacidad local.

En la Fig 3(a), se tiene una respuesta lineal hasta la cedencia en B, endurecimiento por deformación entre B y C, una degradación de resistencia o falla inicial del componente hasta D, el colapso final y la pérdida de capacidad a cargas de gravedad en E. El tramo DE se conoce como **resistencia residual**, se toma en un 20% de la resistencia nominal y su propósito es sostener una capacidad remanente a cargas gravitacionales.

Los *criterios de aceptación* se toman en FEMA 273 en las componentes, sin incorporar el comportamiento global, a pesar de que en una estructura real, éstas actúan en serie o en paralelo, pudiéndose subestimar el comportamiento. Por ejemplo, en las gráficas de la Fig. 4, la componente (1) tiene una deformación cedente de 3 cm con 4 cm en la falla, y una resistencia cedente de 10 kN. En este orden, la curva (2) presenta 2 cm, 10 kN, endurecimiento a 20 kN y al final 5 cm, y ϵ (3) : 1 cm, 30 kN, 40 kN y 5 cm. A la derecha, se muestra la curva de capacidad basada en componentes en paralelo, que tienden a incrementar la capacidad, aunque degradan la rigidez. Según FEMA 273, la **prevención de colapso** se toma en 4 cm y **seguridad de vidas** en 3 cm; en cambio, al tomar la curva global, se tiene la primera en 5 cm y la segunda en 3.75 cm.

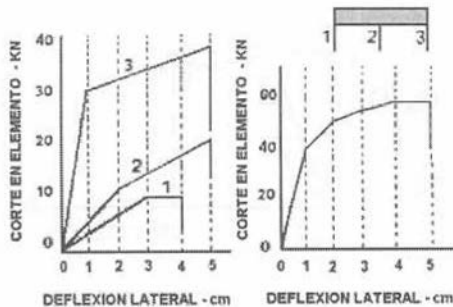


Fig. 4. Efecto de Componentes paralelas (Hamburger, 1997)



Fig. 5. Puntos Críticos en curva de capacidad (Reinhorn, 1977)

Cuando las componentes actúan en serie tienden a disminuir la respuesta (Hamburger, 1997). Hay que tomar en cuenta que los comportamientos dependen de las condiciones del elemento y del tipo de estructura y no es posible establecer una regla fija, tal como se deduce de la Fig. 5 (Reinhorn, 1997). Además, la capacidad es función de valores aleatorios y debe ser descrita según los términos más probables.

4. DEMANDA SISMICA

La Norma venezolana Covenin 1756-98, establece los espectros elásticos e inelásticos de aceleración mostrados en la Fig. 6, para suelos S1, S2, S3 y S4 (escala log-log). Los inelásticos, se han construido para un factor de reducción de respuesta $R = 6$ y un período de respuesta dúctil $T^* = 0.4$, con un coeficiente de uso $\alpha = 1$ y un factor de corrección de aceleración $\phi = 1$. El factor de reducción en la zona de periodos cortos ($T < T^*$) vale $R = 1 + [T/T^*]^c(\mu - 1)$, siendo $c = (R/\beta)^{0.25}$; μ es el factor de ductilidad tomado en lugar de F_t y β el factor de magnificación del suelo. Como el valor de T depende de la magnitud de sismo, del tipo de suelo y de la aceleración de diseño, su valor puede tomarse igual al período característico. T^* , y adaptarse según ATC-32, 1996, adaptando la zona plana de los espectros inelásticos mediante los valores: S1: $T^* = 0.40$; S2: $T^* = 0.55$; S3: $T^* = 0.60$; S4: $T^* = 0.85$, quedando las formas espectrales

Inelásticas, tal como se muestran en la Fig. 7. Por encima de los 3 segundos, para el espectro elástico, se asume un exponente $p=2$

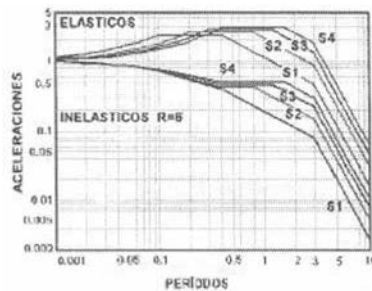
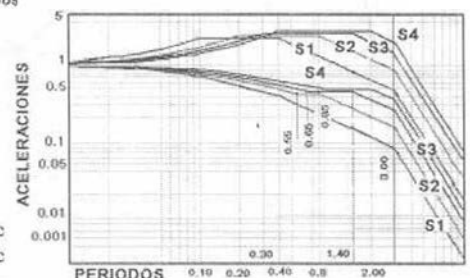


Fig. 6. Espectros elásticos e inelásticos $T^* = 0.40$.

Fig7. Espectros elásticos e inelásticos T^* diferente para cada suelo.



CARACTER.	FUENTE CERCANA	FUENTE LEJANA
INFLUENCIA PRINCIPAL	Dirección de falla	Estratificación
MOVIMIENTO SÍSMICO	IMPULSIVO	CÍCLICO
COMPONENTE VERTICAL	Valores altos	Valores reducidos
VELOCIDAD	Valores altos	Valores reducidos

Fig. 8. Efectos en el movimiento de la distancia a la fuente (Mazzolani, 2000).

Las experiencias vividas y la investigación de campo van delimitando los movimientos sísmicos provenientes de fuentes lejanas o cercanas, tal como se muestra en la Fig. 8. Generalmente, las normas deben considerar sismos de fuentes lejanas que se amplifican en suelos estratificados, tienen un carácter cíclico, reducen la relación entre componentes verticales y horizontales (V/H) y las velocidades quedan reducidas a 30 y 50 cm/s. En cambio, los de fuente cercana dependen mucho de la directividad sísmica, son del tipo impulsivo, determinan componentes verticales altas con velocidades grandes entre 300 y 400 m/s.

El comportamiento estructural a sismos de fuente lejana, excita el primer modo, hace despreciables las componentes verticales, las demandas máximas de ductilidad y las derivas laterales se presentan en la parte inferior. Es diferente para fuentes cercanas, donde predominan los modos superiores, se incrementan las fuerzas axiales, y hay mayores demandas de ductilidad y de derivas laterales en los pisos superiores, como se muestra en la Fig. 9 (Mazzolani, 2000). En UBC 1997, se clasifican las fuentes según las magnitudes esperadas, sus velocidades de desplazamiento anual, y se factoran los coeficientes sísmicos entre 1 y 2 veces para distancias menores de 15 km.

En las normas Covenin 1756-98, no se incorporan los efectos de fuentes cercanas ni de las componentes verticales. Esta materia está en proceso de investigación, y ya el Eurocódigo 8 presenta un espectro de aceleraciones verticales, único y válido para cualquier tipo de suelo, con un factor de amplificación=

3.48. Este espectro es difícil de construir porque las aceleraciones verticales son asimétricas respecto al plano horizontal, la estructura está precargada por su propio peso, no está definido el amortiguamiento y

CARACTER.	FUENTE CERCANA	FUENTE LEJANA
Modos de Vibración	Modos superiores	Primer modo
Componente vertical	Incremento de fuerza axial	Incremento despreciable
Demanda de ductilidad	Máxima demanda superior	Máxima demanda inferior
Velocidad	Incremento de derivas	Reducción de derivas

Fig. 9. Efectos en la respuesta de la distancia a la fuente (Mazzolani, 2000).

la respuesta de los materiales es diferente en tracción y compresión (Elnashai, 1997).

5. MeToDo FEMA 273

El corte basal se determina según la expresión siguiente:

$$V = C1 \cdot C2 \cdot C3 \cdot Sa \cdot W \quad (1)$$

$C1 = 1 + (R - 1) (T/T^*)$, para $T < T^*$ y $C1 = 1$, en $T \geq T^*$ donde T^* puede interpretarse como el periodo característico del espectro, el período predominante del suelo o la intercepción entre la línea de aceleración y de velocidad constante. El valor de R es la relación entre la demanda de resistencia y la demanda cedente, se toma como **Sa.W 1(g. Vy. Co)**. **C2** es un factor de degradación de rigidez entre 1.0 y 1.5, dependiente de **Tg**, del tipo de estructura y del estado limite correspondiente. **C3** depende del efecto (P-Δ) y se toma igual a uno para un factor de estabilidad

$\theta < 0.1$ Para otros valores de θ tomar:

$$C3 = 1 + 5(\theta - 0.1)/T \quad Sa \text{ es la ordenada del}$$

Espectro elástico de aceleraciones y **W** el peso de la estructura. **Co** se define de la ecuación (4)

Como en general, las acciones de diseño y las deformaciones deben ser valores máximos determinados en el procedimiento estático no lineal (ENL) o en el análisis dinámico no lineal historia-tiempo (DNL). En el método ENL presentado en FEMA 273 como Método 1 (o del coeficiente de desplazamiento), el modelo matemático de la edificación se somete a

incrementos de fuerzas laterales hasta que se excedan los desplazamientos límites o se logre el derrumbe global de la estructura.

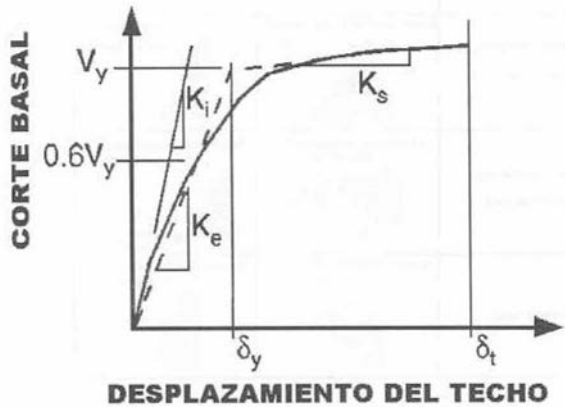


Fig. 10. Representación de curva de capacidad.

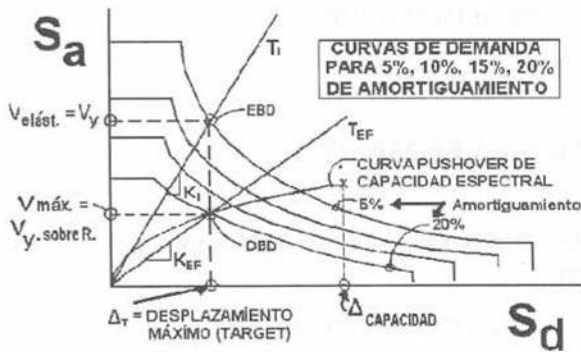


Fig. 11. Relación capacidad-demanda.

En el proceso de carga deben mantenerse las cargas gravitatorias y al final se obtiene una curva de capacidad resistente (pushover). Para transformar la respuesta a un sistema simple de un grado de libertad, se reemplaza la curva obtenida por una relación bilineal. Sobre esta curva se determinan iterativamente la rigidez inicial K_i , la rigidez equivalente secante K_e en $0.6V_y$ y la rigidez de endurecimiento K_s , según se muestra en la Fig. 10. El periodo equivalente se calcula como:

$$T_e = T_1 (K_i / K_e)^{1/2} \quad (2)$$

La forma de distribución de cargas laterales, cuando más del 75% de la masa participa en el modo fundamental y puede ajustarse a un factor C_{vx} definido como:

$$C_{vx} = w_x h_x^k / (\sum w_i h_i^k) \quad (3)$$

Donde h_x son las alturas desde la base, w_x son las porciones del peso total W y el exponente $k = 1$ para

$T \leq 0.5$ seg.; y $k = 2$ para $T \geq 2.5$ seg. Otra alternativa es tomarla forma proporcional a las fuerzas consistente con la combinación modal, para obtener el 90% de la masa, aplicando respuestas espectrales.

Los desplazamientos límites se obtienen mediante la siguiente expresión!

$$\Delta_1 = C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot (T_e / 2\pi)^2 \quad (4)$$

donde C_o es el factor de participación en el nivel de un nodo de control en el tope y puede tornarse aproximadamente entre 1 y 1.5 de acuerdo al número de pisos. Los resultados del procedimiento **ELN**, se controlan usando criterios de aceptación para *deformación controlada* o *fuerza controlada*. Los desplazamientos y las fuerzas se comparan con los valores permisibles.

6. MÉTODO ATC-40

En la Fig. 11 se muestra la *demanda* a través de los espectros elásticos para diferentes amortiguamientos, la *capacidad* mediante la curva pushover transformada al plano **(Sa-Sd)** y el *desempeño* mediante la intercepción con un desplazamiento límite Δ_1 . Se recomienda aplicar las fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de cada piso por las ordenadas del primer mndr ϕ_1 sobre la base de que la curva se construye para representar al primer modo, válido hasta estructuras de con $T = 0.1$ seg.

$$F_x = [w_x \phi_x / w_x \phi_x] \cdot V \quad (5)$$

El punto donde se intercepta la curva de capacidad con la curva de demanda reducida es el *punto de desempeño* para un periodo efectivo radial T_e y una rigidez efectiva K_e . La reducción en la curva de demanda representa la energía disipada por la estructura cuando se deforma inelásticamente, como una combinación de los amortiguamientos viscoso e histerético. Se requiere una representación bi-lineal de la curva de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción apropiada de la demanda espectral. Para este propósito, se asume un punto (a_{d1}, a_{d1}) estimado para desarrollar un espectro de demanda reducida que al interceptar la curva de capacidad, el punto asumido se transforma en el *punto de desempeño*. El factor de amortiguamiento histerético

corresponde al cociente entre el área ciclica E_d y la β_o máxima energía de deformación E_{so} que se agrega al

amortiguamiento viscoso del 5%, quedando un amortiguamiento equivalente β_{eq} :

$$\beta_{eq} = 0.05 + E_D / (4 \pi E_{s0}) \quad (6)$$

Las demandas se han hecho más exactas que estas del ATC-40, adoptando espectros de respuesta inelástica. Se ha propuesto una metodología numérica para cuando no se requieran gráficas espectrales, donde el factor de ductilidad calculado del diagrama de capacidad coincide exactamente en el punto de desempeño, con la ductilidad asociada a una de las curvas de demanda (Chopra y Goel, 2000)

7. MÉTODO PRIESTLEY

Un procedimiento alternativo designado "Diseño directo basado en desplazamientos", reconoce las deficiencias del diseño por fuerzas y caracteriza a las estructuras como sistemas simples, caracterizados por una rigidez secante K_e correspondiente al máximo desplazamiento Δ_d y a un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente al comportamiento inelástico (Fig. 12 y Fig. 13.)

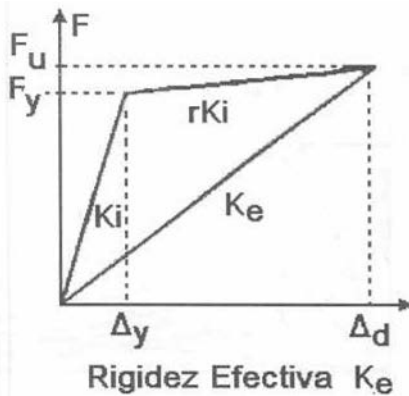


Fig. 12. Rigidez Efectiva. (Priestley, 2000)



Fig. 13. Relación amortiguamiento-ductilidad (Priestley, 2000)

La estructura de masa M_b queda representada por un periodo equivalente T_e :

$$T_e = 2 \pi (M_e / K_e)^{1/2} \quad (7)$$

Sobre espectros de desplazamiento elástico obtenidos con diferentes amortiguamientos, Incorporando las ordenadas $(\Delta_d - T_e)$ se obtiene el amortiguamiento y el corte basal a la maxima respuesta $V = K_e \cdot \Delta_d$.

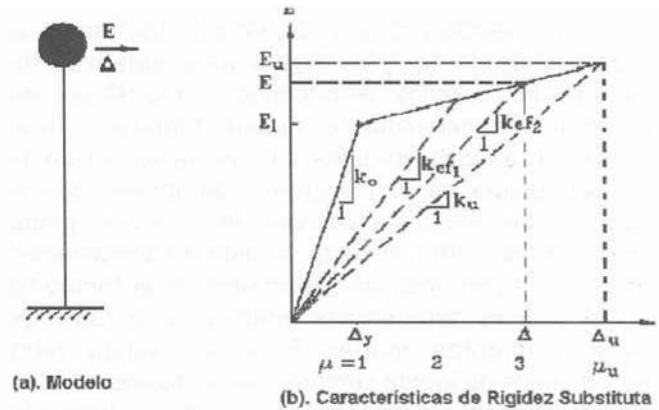


Fig. 14. Modelo de estructura sustituta (Priestley et al, 1996)

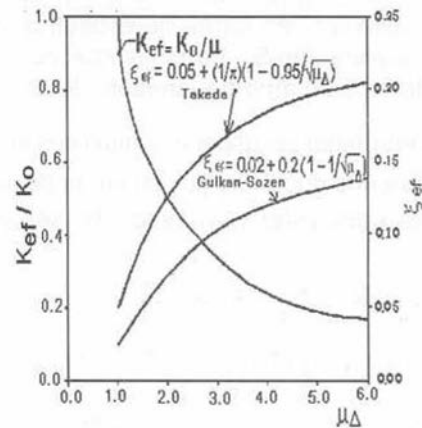


Fig. 15. Relación de rigidez, ductilidad, y amortiguamiento (Priestley et al, 1996).

Este método considera dos estados límites: *Completamente operacional* y *Control de daños*, siendo éste último más exigente que el de *Seguridad de vidas*. Se dan límites para las deformaciones unitarias y las derivas límites expresadas en términos de las rotaciones de las secciones de concreto armado. Además, se trabaja con los espectros de desplazamiento afectados por diferentes amortiguamientos y se utiliza el método de la estructura sustituta (Shibata y Sozen, 1976). Su concepto se basa en la representación del sistema inelástico por uno idealizado bi-lineal (Fig. 14), donde

la rigidez K_{ef} y el amortiguamiento ξ_{ef} se ajustan para que el desplazamiento de la estructura inelástica sea el mismo que la substituta. Estos parámetros son μ_n y se muestran en la Fig. 15. (Priestley, Seible y Calvi, 1996).

8. MÉTODO DE FAJFAR (N2)

Un método práctico aproximado, basado en el modo fundamental y aplicable para objetivos de desempeño múltiples, se le conoce como **N2** por ser no lineal bi-dimensional. El método formulado en el formato **(Sa — Sd)** combina la curva de capacidad de una estructura de varios grados de libertad con el espectro de respuesta equivalente a un solo grado (Fajfar, 1996, 2000). No está incluida la consideración de modos superiores, las debilidades en el campo no lineal y otras deficiencias relativas a la regla de desplazamientos iguales. Esta se invalida, para movimientos de fuente cercana, ciclos histeréticos con estrangulamiento, deterioros de la rigidez, sistemas de baja resistencia o suelos muy blandos. El procedimiento revisado y adaptado por Fajfar, 2000, es el siguiente:

1°. Contar con los datos de la estructura y las demandas sísmicas en forma de espectros elásticos de pseudo-aceleración **S.b** normalizados con respecto a la gravedad **g** con amortiguamiento del 5%.

2°. Determinar los espectros elásticos en el plano **(S_a — S_d)**

Para una ductilidad μ y un factor de reducción de respuesta para sistemas simples R_μ se tiene:

$$S_a = S_{ae} / R_\mu ; S_d = \mu \cdot S_{de} / R_\mu \tag{8}$$

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) (T/T^*) \quad T < T^* \tag{9}$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T^* \tag{10}$$

3°. Asumir un primer modo $\{\Phi\}$ con $\Phi_n = 1$ y determinar las fuerzas laterales F_i proporcionales a las masas m_i , cuya magnitud se controla a través de un parámetro p :

$$F_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \tag{11}$$

Realizar la curva de capacidad como una relación entre el corte base V y el desplazamiento en el tope D_1 .

4°. Construir el modelo equivalente de un grado de libertad mediante las siguientes expresiones:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i^2 ; Q^* = Q / \Gamma ; \Gamma = m^* / (\sum m_i \Phi_i^2) \tag{12}$$

donde Q son las acciones o las respuestas en el sistema de n grados y Q^* en el sistema equivalente, y Γ el factor de participación modal. Transformar la curva de capacidad a una curva elásto-plástica **(P - D*)** y calcular **(F_y* - D_y*)**. Determinar el período equivalente:

$$T_e = 2\pi (m^* D_y^* / F_y^*)^{1/2} \tag{13}$$

y el diagrama de capacidad en el plano **(Sa—Sd)**, queda:

$$S_a = F^* / m^* ; S_d = S_a (T_e / 2\pi)^2 \tag{14}$$

5°. Obtener los espectros **(Sa-Sd)** para las ductilidades de diseño (Fig. 16) e interceptarlos con la curva elasto-plástica y el período equivalente T_e , donde las demandas inelásticas corresponden al punto de intercepción entre la curva de capacidad y el espectro de ductilidad t . Los desplazamientos inelásticos dependen del período característico T^* . Para:

$$T \geq T^* : S_d = S_{de} (T_e) ; \mu = R_\mu \tag{15}$$

$$T < T^* : \mu = 1 + (R_\mu - 1) (T/T_e) \tag{16}$$

$$S_d = \mu D_y^* = (S_{de} / R_\mu) [1 + (R_\mu - 1) (T^* / T_e)] \tag{17}$$

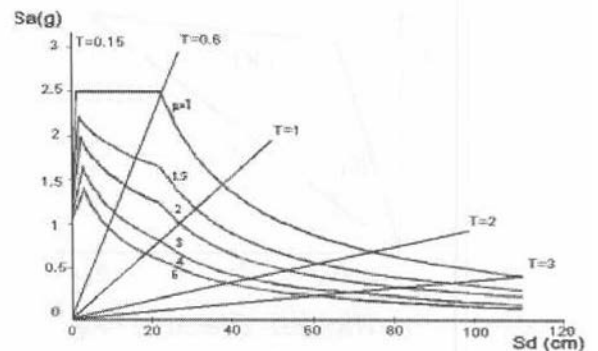


Fig. 16. Espectros de Demanda (Fajfar, 2000)

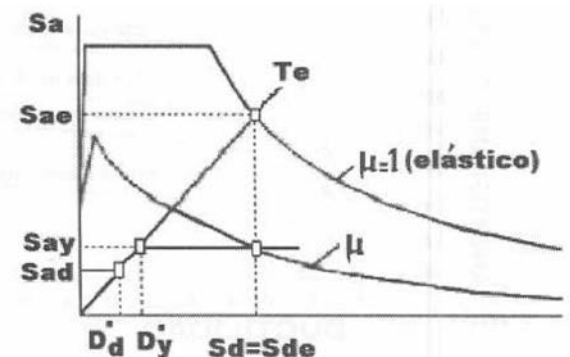


Fig. 17 Intercepción de espectros con curvas de capacidad (Fajfar, 2000)

6°. Transformar las demandas de desplazamientos del sistema simple al sistema de varios grados mediante la expresión:

$$D_t = \Gamma \cdot S_d \quad (18)$$

7°. Realizar el análisis de curva de capacidad para el desplazamiento, determinar las derivas, las rotaciones y comparar las demandas sísmicas globales y locales.

9. VARIANTE DE REQUENA Y AYALA.

Una modificación a los métodos de diseño por desempeño, incorpora la influencia de los modos superiores y la variación de la rigidez estructural, cuando ocurren los efectos inelásticos durante la respuesta sísmica (Requena y Ayala, 2000). Primeramente se aplica el procedimiento ENL y se aproxima la curva bi-lineal en el plano (Sa-Sd), mediante las expresiones $S_a = V / (\alpha_j \cdot W) \text{ ;}$

$S_d = \Delta / PF_{ij}$, donde los factores de participación α_j y PF_{ij} se dan a continuación:

$$PF_{ij} = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \phi_{ij} \text{ ; } \alpha_j = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \right] \sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \quad (19)$$

Se obtiene la curva de capacidad, incluidos los modos superiores expresada con segmentos O-A-BC-D y cuando se quiere solo la contribución del primer modo se transforma a la curva O-A'-B'-C'-D', (Fig. 18) mediante las siguientes expresiones:

$$\Delta^{(modo1)} = \alpha_1 \Delta^{(N \text{ modos})} \text{ ; } V^{(modo1)} = \alpha_1 V^{(N \text{ modos})} \quad (20)$$

La aplicación de esta variante permite determinar que: a). La degradación de rigidez afecta más a la forma del modo fundamental que a los modos superiores. (b). La distribución de fuerzas laterales varía como las rótulas plásticas se van formando en los elementos estructurales. (c). El efecto de modos superiores es importante cuando las estructuras se comportan en el rango no lineal. (d). En el comportamiento sísmico es muy importante considerar los cambios en los modos de vibración.

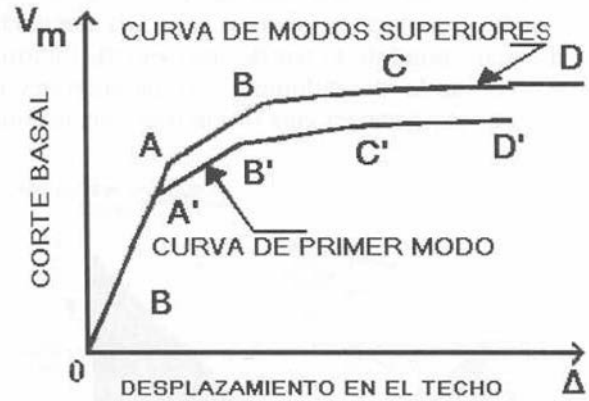


Fig. 18. Curvas idealizadas de capacidad. (Requena y Ayala, 2000)

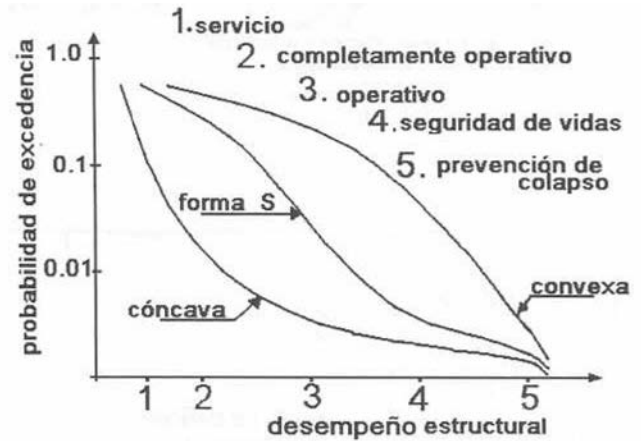


Fig. 19. Definición de objetivos de desempeño (Collins y Stojadinovic, 2000)

10. COMENTARIOS FINALES

La ingeniería basada en desempeño es un esfuerzo que se realiza actualmente para tener diseño, evaluación, construcción y mantenimiento fundamentado en objetivos múltiples, establecidos sobre estados límites o estados de desempeño. La investigación futura, debe determinar número y condiciones de los estados de desempeño, métodos de análisis más confiables y adecuados criterios de aceptación. Así, tanto los ingenieros como los propietarios de las edificaciones, podrán tomar decisiones inteligentes que se fundamenten no sólo en los costos, sino en la vida útil y en las expectativas de los usuarios y promotores. Un Centro creado en California para tal fin (PEER, 1999), aspira a satisfacer los siguientes principios: (1). El deseo del proyectista de aclarar las reglas básicas como

toma sus decisiones. (2). Los deseos del propietario para tener un buen criterio acerca de los costos y beneficios de la protección sísmica. (3). Las necesidades de la sociedad de tomar decisiones más informadas acerca de la incertidumbre de los sismos y su influencia en las edificaciones existentes y en las nuevas.

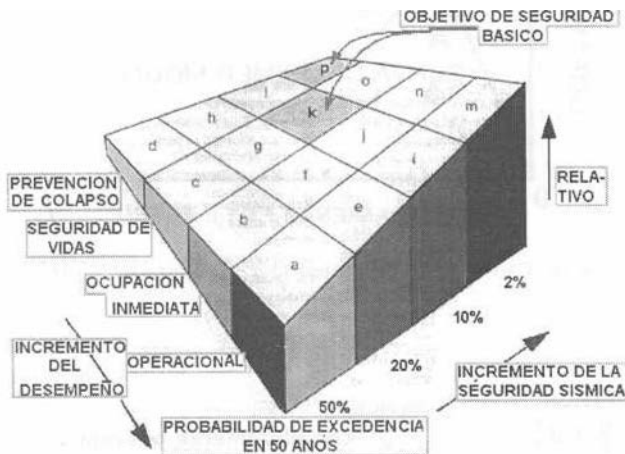


Fig. 20. Esquema costo-objetivos (Bertero, 2000).



Fig. 21. Curvas de fragilidad (Jaw y Hwang, 1988).

No están totalmente incorporados en normativas, los estados límites que deben ser revisados explícitamente. Y en este sentido, se han propuesto curvas, referidas a probabilidades de excedencia sobre medidas de desempeño estructural, tal como se muestra en la Fig. 19. Al efecto, se han propuesto formas conceptuales posibles de estas curvas, que dependen del sistema estructural, de la geometría de la estructura y de la calidad local del diseño. La curva real debe compararse con la curva de objetivos de desempeño y hacer los ajustes correspondientes (Collins y Stojadinovic, 2000).

La selección de estos objetivos es el punto clave, porque establece los criterios que rigen todo el proceso de diseño. Para una selección óptima, pueden prepararse gráficas 3-D, muy útiles como la mostrada en la Fig. 20, donde se contrastan los costos durante la vida esperada, con los objetivos reales de desempeño, incorporando otros riesgos aceptables además del riesgo sísmico. Entre las necesidades prioritarias de investigación está la predicción de las historias-tiempo en campo libre, en las fundaciones y en la estructura para reducir la variabilidad de las demandas y suministros (Bertero, 1997).

El desarrollo de los métodos basados en desempeño, debe extenderse a un marco de confiabilidad, donde las herramientas de diseño y evaluación tengan márgenes de seguridad contra los estados de falla. Se ha propuesto usar curvas de fragilidad referidas a probabilidades de falla de diferentes niveles de daños, tomando aceleraciones máximas, derivas laterales o cualquier otra acción o respuesta sísmica significativa (Fig. 21). Si estas curvas se integran con las curvas de riesgo regional, que expresan la probabilidad de un movimiento dado, se obtienen probabilidades de falla de las construcciones, que es quizás la mejor medida del desempeño estructural (Hamburger, 1997). Es importante desarrollar curvas de riesgo regional como una base importante para la estimación de pérdidas y el desarrollo de funciones de daños, necesarias para la planificación de la respuesta en emergencia y el estudio de medidas regionales de mitigación (Holmes, 2000; Kircher et al, 1997).

11. REFERENCIAS

- ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1, 2. Applied Technology Council, november, 1996.
- Bertero V. V. Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. Prod. of the Intern. Workshop on Seismic Design. Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, A. A. Balkema, 1997.
- Chopra A. K. y Goel A. R. Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum. Paper 1612. XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. 2000.
- Collins K. R. y Stojadinovic B. Limit states for performance-based design. Paper N°-, 716. XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.

- Elnashai A. 5, Seismic design with vertical earthquake motion. Proc. of the intern. Workshop on Seismic Design. Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, A. A. Balkema, 1997.
- Fajfar P. y Gaspersic P., The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 23-67, 1996.
- Fajfar P. y Krawinkler H. (Editors), Proc. of the Intern. Workshop on Seismic Design Method. for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, Balkema, 1997.
- Fajfar P. A. Nonlinear analysis method for performance based seismic design. (Comunicación personal). Accepted for publication in Earthquake Spectra, Vol 16, No. 3, August 2000.
- FEMA 273 y 274. NEHRP. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency. , September, 1996.
- Hamburger, R. O., Defining performance objectives. Proc. of the Intern. Workshop on Seismic Design. Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, A. A. Balkema, 1997.
- Holmes W. T. A vision for a complete performance-based earthquake engineering system. Paper N° 8368. XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- Jaw J.-W. Y Hwang H.M. Seismic fragility analysis of shear wall structures. Technical Report NCEER88-0009. State Univ. of N.Y., Buffalo, April 30, 1988.
- Kircher C. A., Nassar A. A., Kustu O. y Holmes W. T. Development of building damage functions for earthquake loss estimation. Earth. Spectra, Vol.13, No.4, November 1997.
- Lobo Quintero W., Diseño de Edificaciones para dos Estados Límites. Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica. UCAB, Caracas, 21 y 22 de Julio, 1997.
- Mazzolani F. M., Moment resistant connections of steel frames in seismic areas. E. FN Spoon Publisher, New York, 2000.
- Otani S. Development of performance-based design methodology in Japan. Proc. of the Intern. Workshop on Seismic Design. Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, A. A. Balkema, 1997.
- Paulay T. A behaviour- based design approach to earthquake-induced torsion in ductile buildings. . Proc. of the Intern. Workshop on Seismic Design. Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, A. A. Balkema, 1997.
- PEER, Pacific Earthquake Research Center, Vol. 2, N° 1, University of California, Berkeley, CA 94720, January 1999.
- Priestley M.J.N. Performance based seismic design (State of the Art). XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- Priestley M. J .N., Seible F. y Calvi G. M. Seismic design and retrofit of bridges. John Wiley and Sons Inc, 1996.
- Reinhorn A. M., inelastic analysis techniques in seismic evaluations. Proc. of the Intern. Workshop on Seismic Design. Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled, Slovenia, 24-27 June, A. A. Balkema, 1997.
- Requena M. Y Ayala A. G. Evaluation of a simplified method for the determination of the non linear seismic response of RC frames. Paper N° 2109. XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- Shibata A. y Sozen M., Substitute structure method for seismic design of reinforced concrete structures. Journal of Structural Engineering. ASCE, 120,12, 1976.
- UBC-1997. Uniform Building Code, Volume 2; Chapter 16, Division IV-Earthquake Design, 1997.