

# NUEVO ENFOQUE PARA DETERMINAR EL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Luis G. Daza-Duarte<sup>1</sup>

**RESUMEN:** El factor de Modificación de Respuesta, normalmente conocido como “factor R”, constituye uno de los parámetros de mayor importancia en el cómputo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio. Basados en el hecho de que durante la respuesta inelástica a la acción de cargas dinámicas, las estructuras disipan energía y pueden activar tres recursos esenciales a saber: la ductilidad ( $\mu$ ), la sobre-resistencia (O) y la redundancia (?); el Factor-R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas elásticas usadas para el diseño a niveles inelásticos.

Sorprendentemente la cuantificación de las cargas sísmicas según los códigos vigentes no atienden con suficiente claridad el verdadero valor del Factor R que debe ser asignado a una estructura en particular, sino que generaliza los valores correspondientes por grupos de sistemas estructurales. Los coeficientes que se sugieren provienen exclusivamente de la experiencia y poseen muy poco rigor cuantitativo, pudiendo llevar a sobre-estimar o reducir excesivamente las cargas sísmicas de diseño.

En este estudio se presenta un enfoque para estimar el Factor R, partiendo de conceptos simples de energía a partir de la curva de comportamiento Carga .vs. Desplazamiento. Se tiene en cuenta las variaciones en rigidez estructural cuando la estructura es sometida a la acción de una carga unidireccional creciente. Al final se comparan las expresiones obtenidas con estudios previos y se propone un procedimiento para estimar racionalmente el valor de dicho parámetro.

## CONCEPTOS BÁSICOS

Durante la acción de una carga lateral, creciente y unidireccional en una estructura, es posible caracterizar su comportamiento mediante la relación del nivel de desplazamientos del techo y la carga lateral acumulada que se aplica. La Figura 1 describe el comportamiento de una estructura típica. Se puede observar que tanto los niveles de carga y de desplazamiento ayudan a definir las diferentes etapas del comportamiento del edificio: una primera etapa en donde el edificio responde a las cargas laterales con su rigidez original ( $K_0$ ), una segunda etapa en donde después de agrietar sus elementos estructurales, sobreviene la cedencia de alguno de sus elementos estructurales caracterizados por el nivel de cargas y desplazamientos respectivos ( $P_y$ ,  $d_y$ ) y finalmente, la falla estructural definida por los valores ( $P_u$ ,  $d_u$ ).

Los valores característicos anteriores ayudan a definir las variaciones de rigidez estructural  $K_0$ ,  $K_y$ ,  $K_f$  y  $K_{eff}$ , correspondientes a las rigideces inicial, cedencia, final y efectiva, respectivamente. La energía que se genera durante el proceso de carga monotónica puede ser diferenciada en tres formas básicas: energía elástica, energía plástica y energía no recuperable. La figura 2 indica la representación de cada una de ellas.

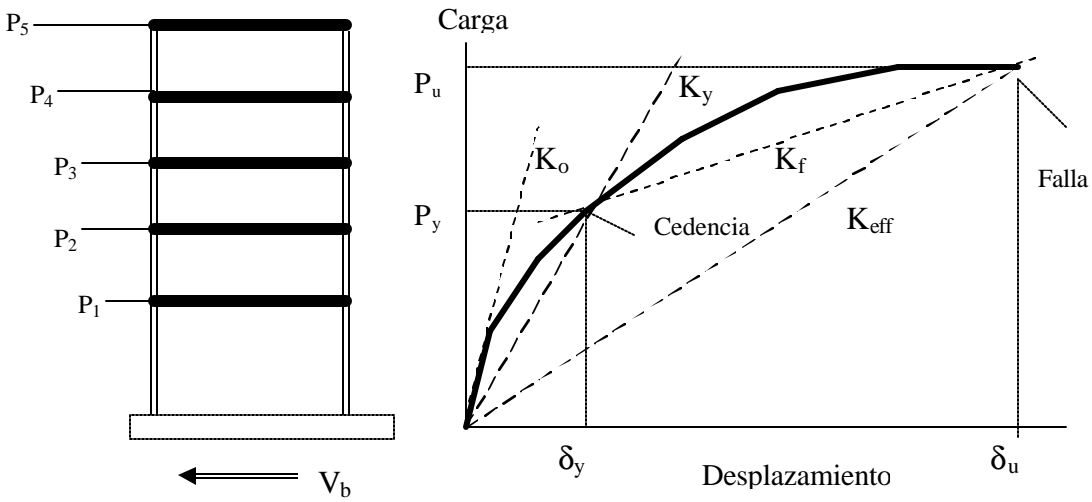
La energía elástica ( $E_E$ ) corresponde al área bajo la curva hasta el punto en el cual ocurre la cedencia. Esto significa que si la carga aplicada fuese interrumpida antes de alcanzar el estado de cedencia, la estructura sufriría deformación permanente despreciable. La energía plástica ( $E_P$ ) está representada por el área bajo la curva delimitada por las deformaciones de cedencia ( $d_y$ ) y última ( $d_u$ ), pero sin tener en cuenta el sector triangular el cual representa la energía no recuperable ( $E_{NR}$ ). Estas formas de energía asociadas con el comportamiento inelástico de la estructura representan la generación de deformaciones permanentes. Debe notarse además que se asume que cualquier procedimiento de descarga que ocurra en el tramo inelástico seguirá una pendiente similar a la pendiente original  $K_0$ . Esta pendiente, medida a partir del punto ( $d_u$ ,  $P_u$ ), define la frontera izquierda del área de energía no recuperable.

El Factor de Modificación de Respuesta consta del efecto simultáneo de 3 parámetros: ductilidad, sobre resistencia y redundancia. Se asocia con cada parámetro un componente del factor R, de forma tal que se puede definir de la siguiente forma:

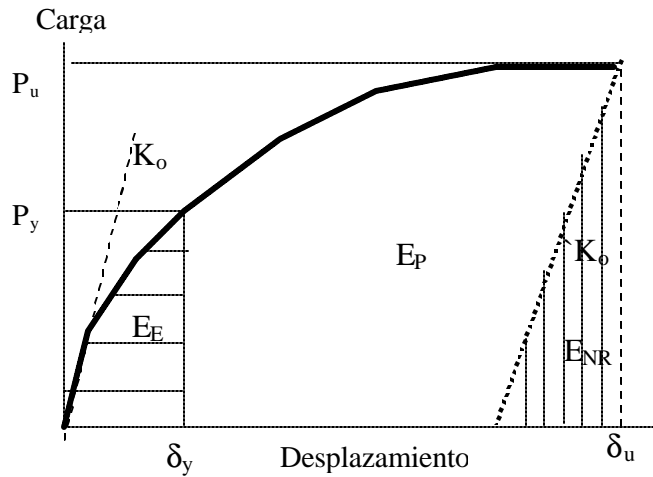
$$R = R_m \cdot R_\Omega \cdot R_r \quad (1)$$

---

<sup>1</sup> Catedrático Asociado, Escuela de Arquitectura, Universidad de Puerto Rico, Recinto de Río Piedras, P. O. Box 21909, San Juan PR 00931.



**Figura 1: Caracterización del Comportamiento Estructural.**

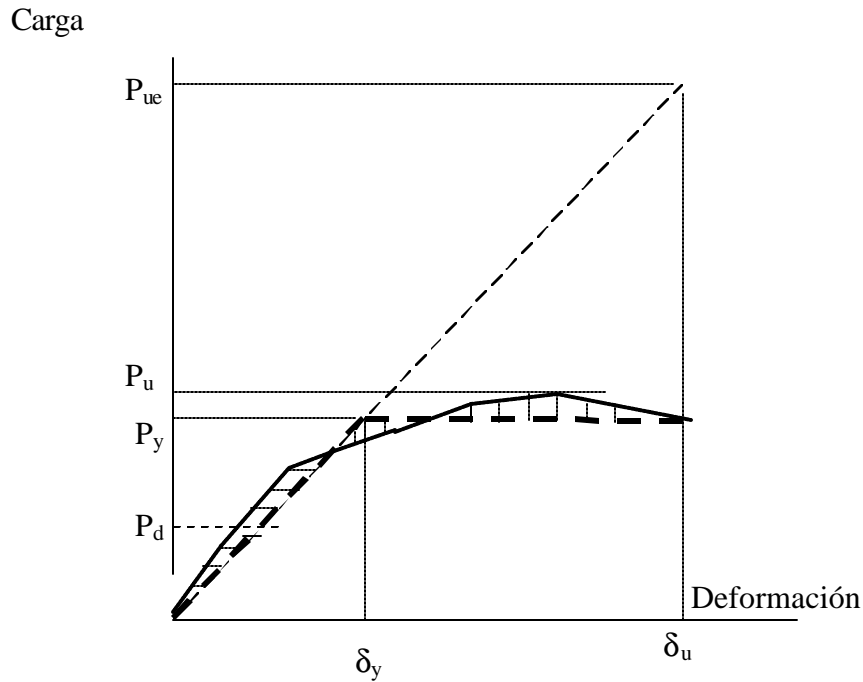


**Figura 2.: Formas Básicas de Energía.**

### FACTOR DE MODIFICACIÓN DEBIDO A DUCTILIDAD ( $R_{\mu}$ )

El factor de modificación debido a la ductilidad traslacional ( $R_{\mu}$ ) del edificio se define como la relación entre la carga máxima elástica ( $P_{ue}$ ) que puede resistir una estructura y la carga máxima inelástica ( $P_u$ ) que puede resistir esa misma estructura si tuviese comportamiento inelástico. Debido a que tradicionalmente se ha representado dicho comportamiento como una curva de comportamiento bilineal suele decirse que  $P_u = P_y$ . La Figura 3 ayuda a ilustrar este concepto.

$$R_m = \frac{P_{ue}}{P_y} \quad (2)$$



**Figura 3: Modificación de Respuesta debido a la Ductilidad.**

Una de las investigaciones de mayor trascendencia en torno al componente de ductilidad ( $R_\mu$ ) provienen de Newmark & Hall (1982) en el cual se establece que este parámetro, según calculado para respuesta a aceleraciones de suelo medidas en terremotos es sensitivo al periodo natural de la estructura:

- Para estructuras con periodos  $\leq 0.03$  segundos:

$$R_m = 1.0 \quad (3)$$

- Para estructuras con periodos entre 0.12 hasta 0.5 segundos:

$$R_m = \sqrt{(2m-1)} \quad (4)$$

- Para estructuras con periodos mayores de 1.0 segundos:

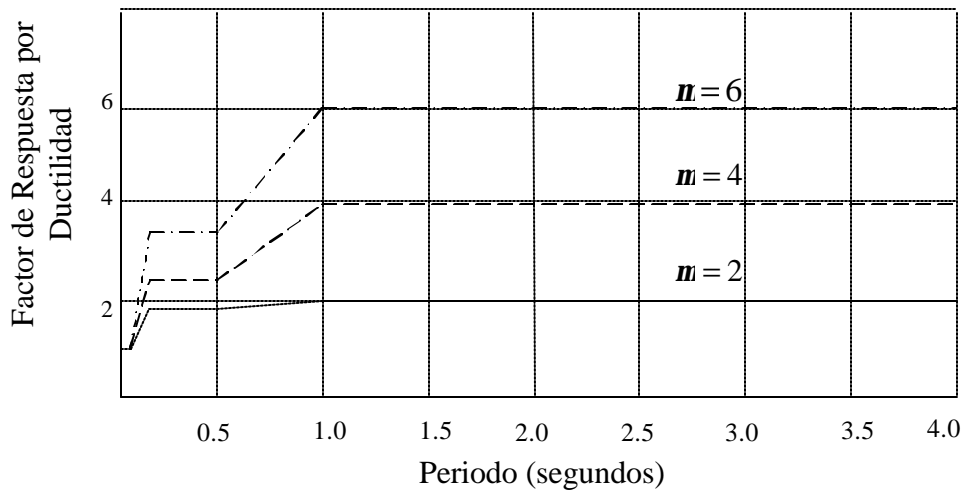
$$R_m = m \quad (5)$$

Se entiende por ductilidad traslacional ( $\mu = \delta_u / \delta_y$ ) la razón entre el desplazamiento último y el correspondiente al estado de cedencia. Por su parte los valores del factor  $R_m$  para valores de periodos entre los rangos antes mencionados se pueden calcular mediante interpolación lineal. Lo dicho anteriormente se puede visualizar en la Figura 4.

Entre otros estudios se pueden mencionar los ejecutados por Krawinkler y Nassar (1992) los cuales se basaron en el análisis estadístico de 15 movimientos sísmicos con magnitudes entre 5.7 hasta 7.7 actuando en sistemas de un grado de libertad (SDOF). Las curvas de variación  $R_m - m - T$  son muy similares a las de Newmark & Hall. Pero lo más

importante del estudio fue la correlación existente entre sistemas de un grado de libertad (SDOF) y sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF).

Miranda y Bertero (1994) obtuvieron curvas  $R_m - m - T$  para diferentes condiciones de suelo: roca, suelo aluvial y suelos suaves. Los resultados obtenidos son consistentes con los obtenidos por Krawinkler & Nassar, y en todas las curvas las relaciones obtenidas tienen una particularidad: que el valor máximo para  $R_m$  ocurren para un periodo cercano a  $T = 1$  segundo.



**Figura 4: Variación del factor  $R_\mu$  con la ductilidad y el Periodo.**

#### FACTOR DE MODIFICACIÓN DEBIDO A LA SOBRE RESISTENCIA ( $R_\Omega$ )

Generalmente la resistencia lateral máxima de todo edificio suele ser mayor que la resistencia lateral de diseño. Se tiene certeza de que tanto los métodos de diseño como las provisiones de los códigos y los requisitos para control de desplazamientos, entre otros, producen elementos estructurales de mayor tamaño y refuerzo que los que resultan de un análisis debido estrictamente a cargas laterales y gravitatorias. Esta tendencia se observa en todas las regiones geográficas pero la magnitud de dicha sobrerresistencia es mayor en regiones de riesgo sísmico moderado y alto, en donde por razones obvias la relación entre cargas gravitatorias .vs. sísmicas difiere significativamente de aquellas zonas de bajo riesgo sísmico.

La herramienta clave para determinar la reserva de resistencia es el análisis estático no-lineal (pushover analysis) discutido anteriormente (Figura 1). Debe tenerse presente que es necesario tener una herramienta computacional que permita detectar paso a paso las fallas estructurales de los elementos. Generalmente se toman como parámetros de control la medida de la deriva entre pisos (interstory drift) y la rotación máxima de las rótulas plásticas. Sin embargo, no necesariamente estos dos parámetros presentan la totalidad del comportamiento debido a que hay otras formas de falla estructural que suelen pasar desapercibidas debido a que el “software” utilizado no considera deficiencias por cortante y/o deficiencias en anclajes y largos de desarrollo del refuerzo (Daza, 1996).

El factor  $R_\Omega$  se calcula como el coeficiente entre el cortante basal máximo alcanzado por el edificio (antes de alcanzar cualquiera de los estados límites) y el cortante basal de diseño.

$$R_\Omega = \frac{P_u}{P_d} \quad (6)$$

Es importante tener en cuenta que a pesar de que se han ejecutado diferentes estudios orientados a determinar valores razonables del factor de sobre resistencia, los mismos no han arrojado una tendencia fiable de valores

característicos que se puedan asignar a los diferentes tipos de sistemas estructurales, materiales e incluso regiones geográficas (Osteraas and Krawinkler, 1990; Uang and Maarouf, 1993; Hwang and Shinozuka, 1994)

## FACTOR DE MODIFICACIÓN DEBIDO A LA REDUNDANCIA ( $R_r$ )

El componente de modificación de respuesta a partir de la redundancia resulta muy difícil de establecer y existen muy pocos estudios que ayuden a determinar la forma de cuantificarlo. Los estudios hechos al respecto tienden a demostrar que la redundancia tiene mucha relación con la cantidad de líneas verticales de resistencia sísmica (ejes de columnas) y principalmente con la cantidad de rótulas plásticas requeridas para formar el mecanismo de colapso de la estructura (Moses, 1974). Se establece como regla general que el factor de redundancia puede ser inferior a 1 y en aquellos sistemas con adecuada redundancia pudiera asumirse  $R_w = 1.0$ . El ATC-19 (1995) propone valores tentativos para el factor de redundancia de la siguiente forma:

**Tabla 1. Valores Propuestos para  $R_w$**

# DE EJES DE COLUMNAS	FACTOR $R_w$
2	0.71
3	0.86
4	1.00

El Código UBC-97 presenta en su sección 1630 que las fuerzas sísmicas se calculan de acuerdo a las ecuaciones siguientes :

$$E = r(E_h) + E_v \quad (30-1 \text{ UBC-97 sec. 1630})$$

$$E_m = \Omega_o(E_h) \quad (30-2 \text{ UBC-97 sec. 1630})$$

En donde (E) representa la carga sísmica en un elemento estructural proveniente de la respuesta de la estructura a la acción de las fuerzas horizontales ( $E_h$ ) y verticales ( $E_v$ ). El factor de redundancia/confiabilidad (  $r$  ) depende de la razón máxima de fuerzas cortantes en un piso dado y el cortante de diseño en dicho nivel. La máxima fuerza sísmica que puede ser desarrollada en la estructura se denota como ( $E_m$ ) y el factor debido a sobre-resistencia mediante ( $\Omega_o$ ).

Estas ecuaciones ilustran a los factores (  $r$  ) y ( $\Omega_o$ ) desconectados del factor R el cual es utilizado al momento de estimar ( $E_h$  ) mediante el cómputo del cortante basal (V) (véase UBC-97 sección 1630.2). Se puede destacar que el concepto del factor (  $r$  ) no relaciona (al menos de forma explícita) la capacidad de la estructura para producir un mecanismo de colapso lo suficientemente redundante durante un evento sísmico, sino que está encaminado a tener estructuras en donde la distribución de las cargas laterales resulte balanceada y equitativa entre los diferentes elementos estructurales.

Por otra parte el factor de sobre-resistencia ( $\Omega_o$ ) y el factor R están atados exclusivamente al tipo de sistema estructural (Tabla 16-N del UBC-97). La resistencia mínima de cualquier elemento estructural debe ser el producto de ( $\Omega_o$ ) por las fuerzas obtenidas según la ecuación 30-1.

## DERIVACIONES EXISTENTES PARA EL FACTOR DE DUCTILIDAD ( $R_\mu$ )

### Criterio de Iguales Desplazamientos (Largos periodos de vibración )

De acuerdo con las curvas de Fuerza .vs. Desplazamiento descritas anteriormente, se puede generalizar que para aquellas estructuras con periodos naturales mayores de 1 segundo existe una relación simple y directa entre el factor  $R_m$  y la ductilidad traslacional (  $m = \delta_i / \delta_y$  ), de forma que se puede establecer la siguiente ecuación:

$$R_m = m \quad (7)$$

Esta deducción fue presentada por Newmark & Hall (1982) y se propuso para una estructura con comportamiento perfectamente elasto-plástico (Figura 5). El fundamento básico de este concepto se explica a partir de la siguiente igualdad:

$$OEC = OAB + ABDC + AED \quad (8)$$

$$\frac{1}{2}(d_u)(P_u) = \frac{1}{2}(d_y)(P_y) + (d_u - d_y)(P_y) + \frac{1}{2}(P_u - P_y)(d_u - d_y) \quad (9)$$

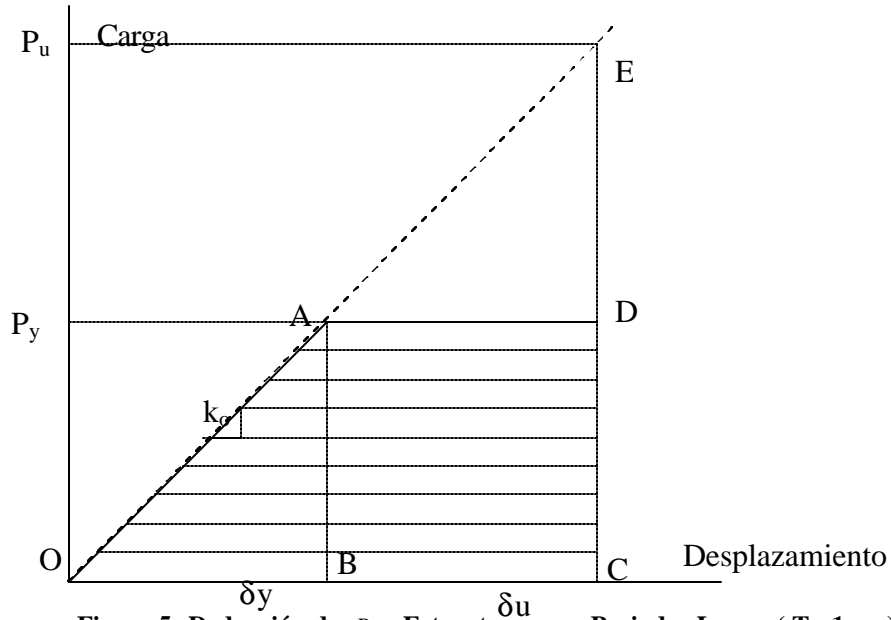


Figura 5: Deducción de  $R_m$  -Estructuras con Periodos Largos(  $T > 1$  seg).

Sabiendo que  $R_m = P_u/P_y$  y que además  $m = \delta_u/\delta_y$  podemos modificar la ecuación así:

$$\frac{\frac{1}{2}(d_u)(P_u)}{(d_y)(P_y)} = \frac{\frac{1}{2}(d_y)(P_y)}{(d_y)(P_y)} + \frac{(d_u - d_y)(P_y)}{(d_y)(P_y)} + \frac{\frac{1}{2}(P_u - P_y)(d_u - d_y)}{(P_y)(d_y)} \quad (10)$$

Por tanto tenemos:

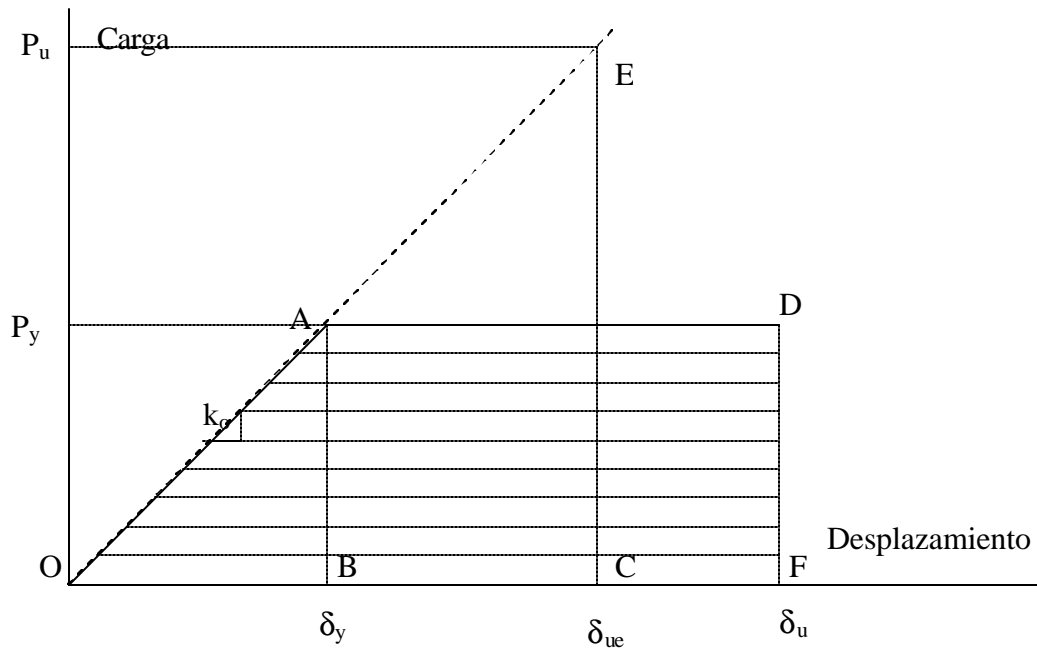
$$\frac{1}{2}(m)(R_m) = \frac{1}{2} + (m-1) + \frac{1}{2}(R_m-1)(m-1) \quad (11.a)$$

$$\frac{1}{2}(m)(R_m) = \frac{1}{2} + m - 1 + \frac{1}{2}(R_m)(m) - \frac{1}{2}R_m - \frac{m}{2} + \frac{1}{2} \quad (11.b)$$

Cancelando terminos a ambos lados de la ecuación finalmente se obtiene:

$$R_m = m \quad (12)$$

**Criterio de Igual Energía (Periodos cortos 0.12 s OTO0.5 s)**



**Figura 6: Criterio de Igualdad de Energía para periodos cortos (0.12 s OTO0.5 s).**

El área de la curva de comportamiento elástico debe ser igual al area de la curva de comportamiento elasto-plástico, es decir que:

$$OEC = OAB + ABDF \quad (13)$$

$$\frac{1}{2}(P_{ue})(d_{ue}) = \frac{1}{2}(P_y)(d_y) + (P_y)(d_u - d_y) \quad (14)$$

$$\frac{\frac{1}{2}(P_{ue})(d_{ue})}{\frac{1}{2}(P_y)(d_y)} = \frac{\frac{1}{2}(P_y)(d_y)}{\frac{1}{2}(P_y)(d_y)} + \frac{2(P_y)(d_u - d_y)}{(P_y)(d_y)} \quad (15)$$

$$(Rm)\left(\frac{d_{ue}}{d_y}\right) = 1 + 2(m - 1) \quad (16)$$

Pero la rigidez inicial es  $K_o = \frac{P_{ue}}{d_{ue}} = \frac{P_y}{d_y}$  ;  $d_{ue} = \frac{P_{ue}}{K_o}$  (17)

Finalmente se obtiene al reemplazar estos terminos:

$$R_m = \sqrt{(2m-1)} \quad (18)$$

Es importante observar que existen rangos de periodos los cuales estas ecuaciones no cubren. De acuerdo a Newmark & Hall (1982) para periodos estructurales muy bajos menores de 0.03 segundos  $R_m=1$  y para valores intermedios entre 0.03 y 0.12 seg. ó entre 0.5 y 1 seg. es válido hacer una interpolación lineal (ver figura 4).

## NUEVO ENFOQUE PARA EL FACTOR DE DUCTILIDAD ( $R_m$ )

### Estructuras con Periodos Cortos (0.12 s $\leq$ TO $\leq$ 0.5 s)

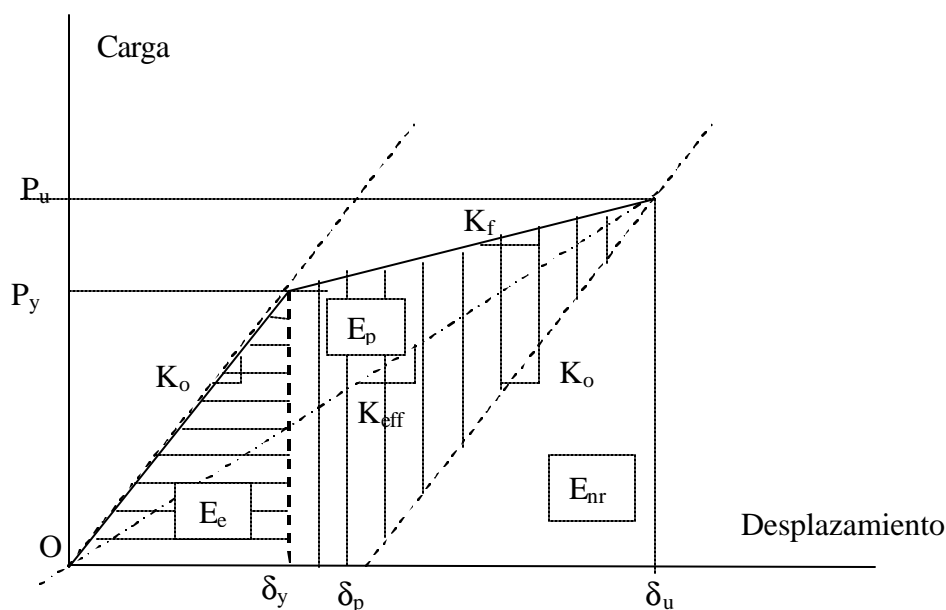
Considerando la curva Carga .vs. Desplazamiento como herramienta de análisis y sabiendo que no es totalmente realista tener un comportamiento perfectamente elastoplástico, sino que existe una rigidez significativa después del punto de cedencia, es entonces posible deducir un enfoque basado en la cantidad de energía almacenada bajo dicha curva. En la figura 7 podemos apreciar los parámetros a considerar.

La rigidez inicial es: 
$$K_o = \frac{P_{ue}}{d_u} = \frac{P_y}{d_y} = \frac{P_u}{(d_u - d_p)} \quad (19)$$

La rigidez efectiva es: 
$$K_{eff} = \frac{P_u}{d_u} \quad (20)$$

Y la rigidez final se define como: 
$$K_f = \frac{P_u - P_y}{d_u - d_p} \quad (21)$$

El factor  $R_m$  sigue siendo: 
$$R_m = P_u/P_y \quad (22)$$



**Figura 7: Curva Bilineal Carga-Desplazamiento.**

Si denominamos  $R'_E$  al parámetro que relaciona la cantidad de energía total ( $E_t$ ) con respecto a la energía que se almacena cuando la estructura permanece en rango elástico ( $E_e$ ), tendríamos que:

$$R'_E = \frac{E_t}{E_e} = \frac{(E_e + E_p + E_{nr})}{E_e} = 1 + \frac{(E_p + E_{nr})}{E_e} \quad (23)$$

$$R'E = \frac{2d_p d_y - d_y^2 + \frac{K_f}{K_o} (d_u - d_y)^2 \left(1 - \frac{K_f}{K_o}\right) + (d_u - d_p)^2}{d_y^2} + 1 \quad (24)$$

Después de incluir variables como las rigideces inicial ( $K_o$ ), final ( $K_f$ ) y el factor  $R_m$  según definidos anteriormente, se llega a la siguiente expresión:

$$R'E = \frac{2d_p}{d_y} + \left(m - \frac{d_p}{d_y}\right)^2 - \left(\frac{K_f}{K_o}\right)^2 (m-1)^2 \quad (25)$$

En esta expresión se denota que la relación de energía total .vs. energía elástica es función de las deformaciones de cedencia y plástica, de la ductilidad traslacional y de las razones de rigideces final/inicial de la estructura. Esta fórmula resulta compatible con el comportamiento de sistemas estructurales con periodos cortos entre 0.12 y 0.5 segundos y de hecho dá los mismos resultados que la expresión deducida por Newmark & Hall (1982).

De acuerdo con los análisis numéricos hechos como parte de este estudio en los cuales se asignaron diferentes valores a los parámetros de las ecuaciones deducidas anteriormente (eq-24 & eq-18), se pudo encontrar que hay una relación directa entre  $R'E$ ,  $R_m$  y la expresión deducida por Newmark & Hall :

$$R_m = \sqrt{R'E} = \sqrt{2m-1} \quad (26)$$

### Estructuras con periodos largos (TP 1 seg)

Usando la misma Figura 7 podemos encontrar una expresión directa para el factor  $R_u$  sin derivarlo a partir de la relación de energía total y elástica.

Las rigideces inicial y final que ya fueron definidas anteriormente se pueden relacionar de la siguiente manera:

$$\frac{K_f}{K_o} = \frac{\frac{P_u - P_y}{d_u - d_y}}{\frac{P_{ue}}{d_u}} = \frac{(P_u - P_y)d_u}{(d_u - d_y)P_{ue}} = \frac{\left(\frac{P_u}{P_y} - 1\right)d_u}{(d_u - d_y)R_m} \quad (27)$$

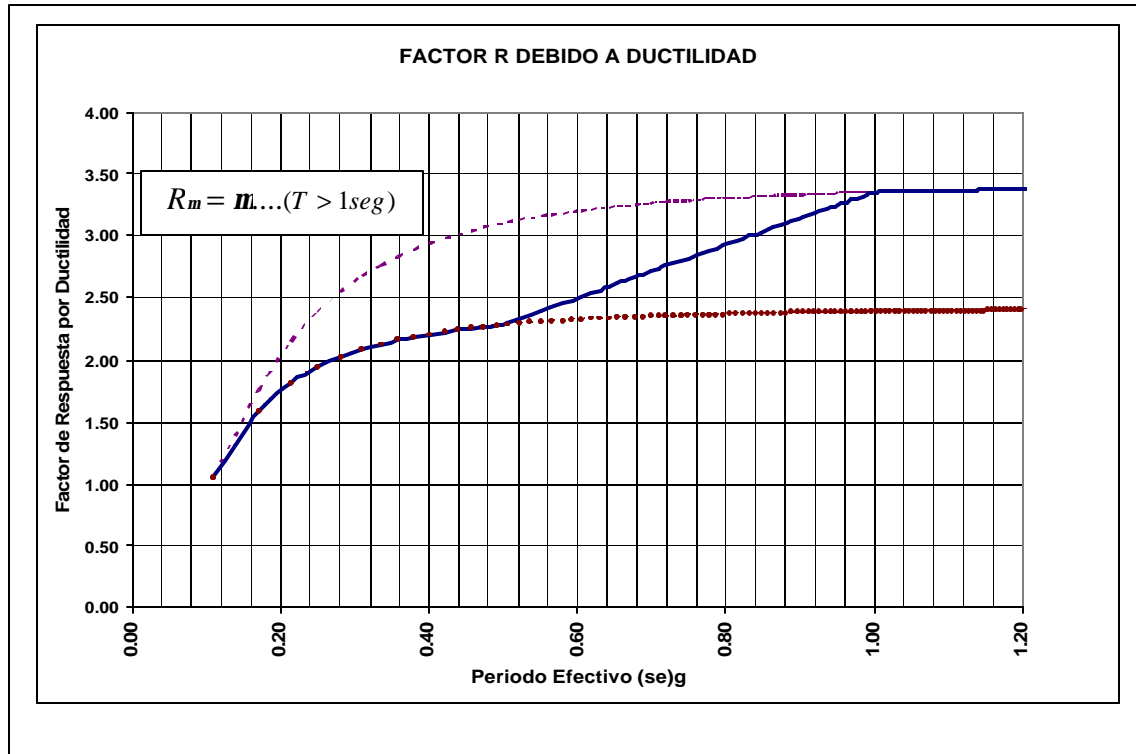
Donde  $P_u/P_y$  se puede expresar como:

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{K_{eff} \cdot d_u}{\frac{K_o \cdot d_u}{R_m}} = R_m \left( \frac{K_{eff}}{K_o} \right) \quad (28)$$

Combinando las dos ecuaciones se llega a una expresión final para  $R_m$  :

$$R_m = \frac{K_o}{K_{eff} - K_f \left( \frac{m-1}{m} \right)} \quad (29)$$

El factor de modificación de respuesta debido a la ductilidad es función de las tres rigideces que desarrolla la estructura y de la razón de ductilidad traslacional. Igual que en el caso anterior esta ecuación dá los mismos resultados que la de Newmark & Hall para dichos rangos de periodos, es decir  $R_m = m$ .



**Figura 8: Variación de  $R_m$  con respecto al Periodo Efectivo**

La figura 8 indica la manera como el factor  $R_m$  varía de acuerdo con el periodo efectivo cuando se asignan diferentes valores a los parámetros  $P_y$ ,  $P_u$ ,  $\delta_y$  y  $\delta_u$ . Se puede notar que la curva en línea sólida corresponde a la transición entre estructuras con periodos cortos menores de 0.5 seg. y estructuras con periodos largos mayores de 1 segundo.

### **PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA ESTIMAR EL FACTOR R EN EL COMPUTO DE CARGAS SÍSMICAS**

Si consideramos como procedimiento estandar el reglamento de edificación UBC-1997 o cualquier otro código afin con sus planteamientos, podemos indicar que un estimado razonable de la verdadera carga de diseño para fuerzas de terremoto debe contemplar los siguientes pasos:

1. **Selección de Parámetros Sísmicos:** Se puede calcular el factor de modificación de respuesta ( $R$ ) asumiendo valores de  $R_m$ ,  $R\Omega$  y  $R_r$  basandose en la ductilidad traslacional deseable, la sobre-resistencia mínima y la cantidad de líneas verticales de apoyo (ejes de soporte), respectivamente. Sería más cómodo (además serviría como medio de comparación) si se empieza con el valor sugerido para  $R$  de acuerdo al capítulo 16 del código UBC-97.
2. **Prediseño Estructural:** Siga los procedimientos estandar del código de edificación y obtenga tamaños y refuerzos de elementos estructurales. Tenga en cuenta que este es un diseño preliminar.
3. **Realizar un análisis no-lineal** de la estructura sometendola a la acción de una carga monotónica creciente ("pushover analysis"). Es imprescindible el uso de un programa para análisis no-lineal, algunos de ellos pueden ser ETABS, SAP2000 y otros tal vez menos conocidos pero seguramente más especializados como LARZWS, DRAIN o IDARC.

4. **Cómputo de parámetros:** De la curva Carga .vs. Desplazamiento se debe obtener la ductilidad real ( $m$ ), las rigideces  $K_0$ ,  $K_f$  y  $K_{eff}$  y posteriormente computar el factor de modificación de respuesta total. Computar nuevamente  $R_m$ ,  $R_W$ ,  $R_r$  y  $R$ .
5. **Ajustar las cargas sísmicas:** De acuerdo al nuevo valor de  $R$  se reevalúa la carga lateral inicialmente calculada.
6. **Diseño estructural:** Se ejecuta un nuevo diseño estructural para obtener nuevas secciones y refuerzos en los miembros estructurales. Posteriormente se efectúa un segundo análisis no-lineal.
7. **Convergencia:** El procedimiento se continúa hasta que los valores corregidos de ductilidad y el factor de modificación de respuesta total sean razonablemente similares.

## EJEMPLO

Un edificio de 5 pisos de pórticos de concreto armado se pretende diseñar como un sistema SMRF (pórtico especial resistente a momento) en zona sísmica 3 y en un suelo tipo SC. Como código de referencia se tiene el UBC-1997. La figura 9 ilustra los detalles generales de la estructura.

Los datos básicos de diseño son los siguientes:

Hormigón: resistencia a los 28 días  $f'c = 4,000$  psi;

Acero :  $f_y = 60,000$  psi;

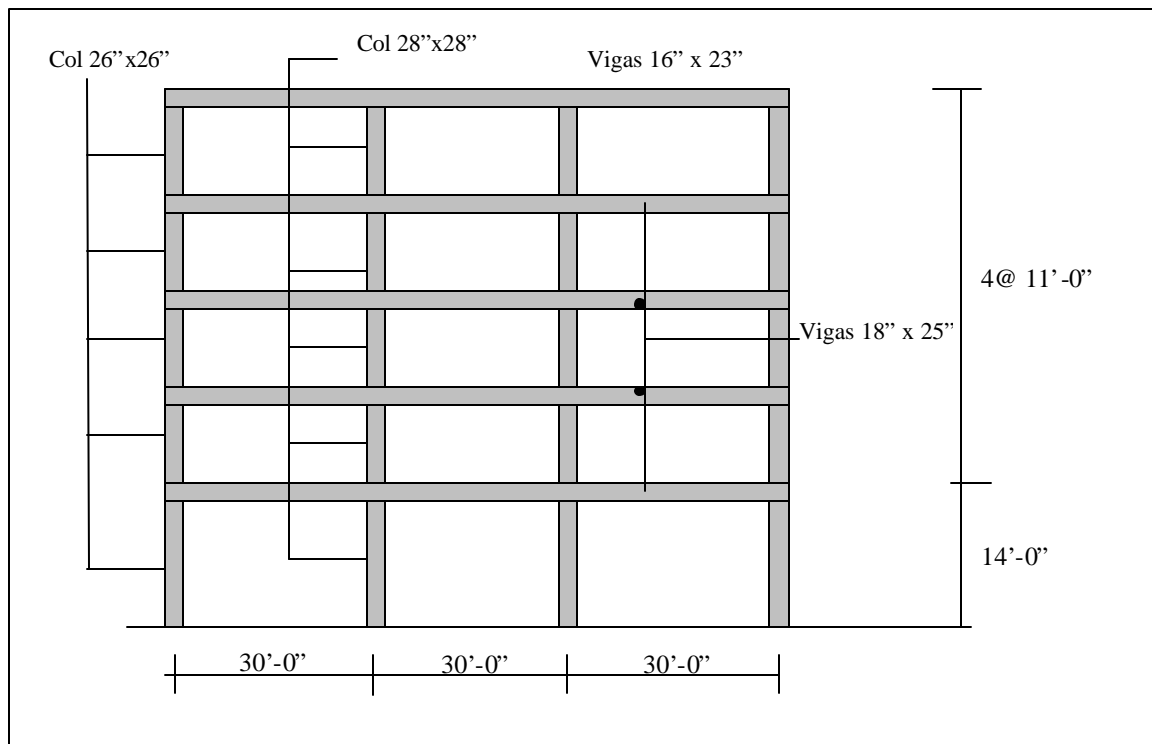
Cargas : carga muerta  $w_D = 135$  psf;

carga viva  $w_L = 50$  psf (piso típico) y

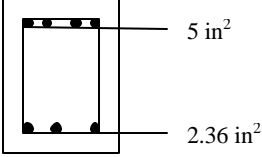
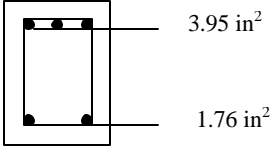
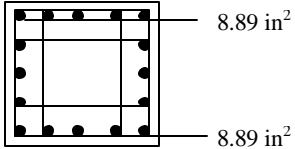
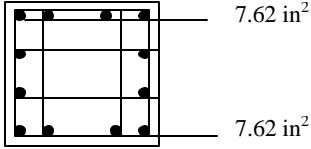
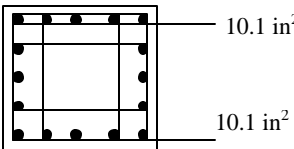
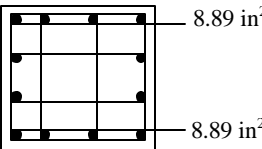
$w_L = 20$  psf (techo); ancho tributario: 20 ft.,

carga muerta total  $W_T = 1537$  kips.

Los tamaños preliminares y refuerzos de los miembros estructurales son según se ilustran en la Figura 10.

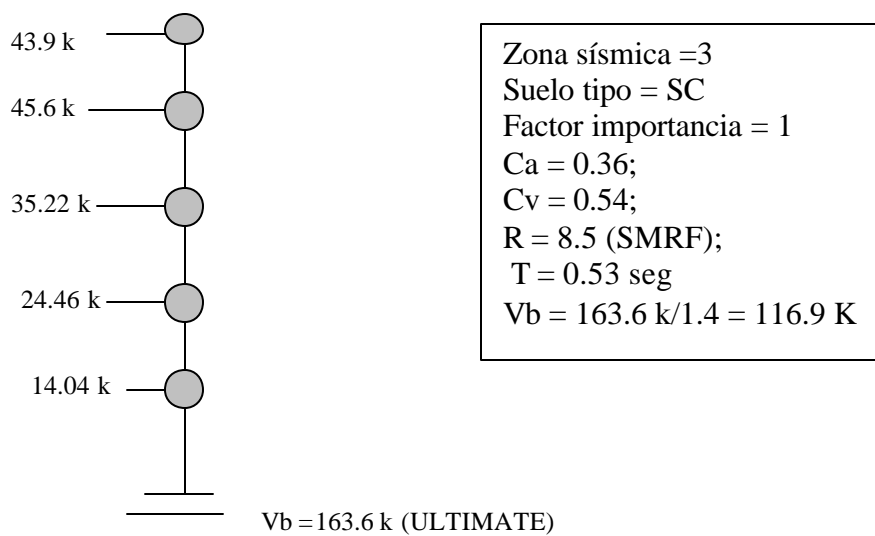


**Figura 9: Edificio de 5 pisos- Dimensiones generales.**

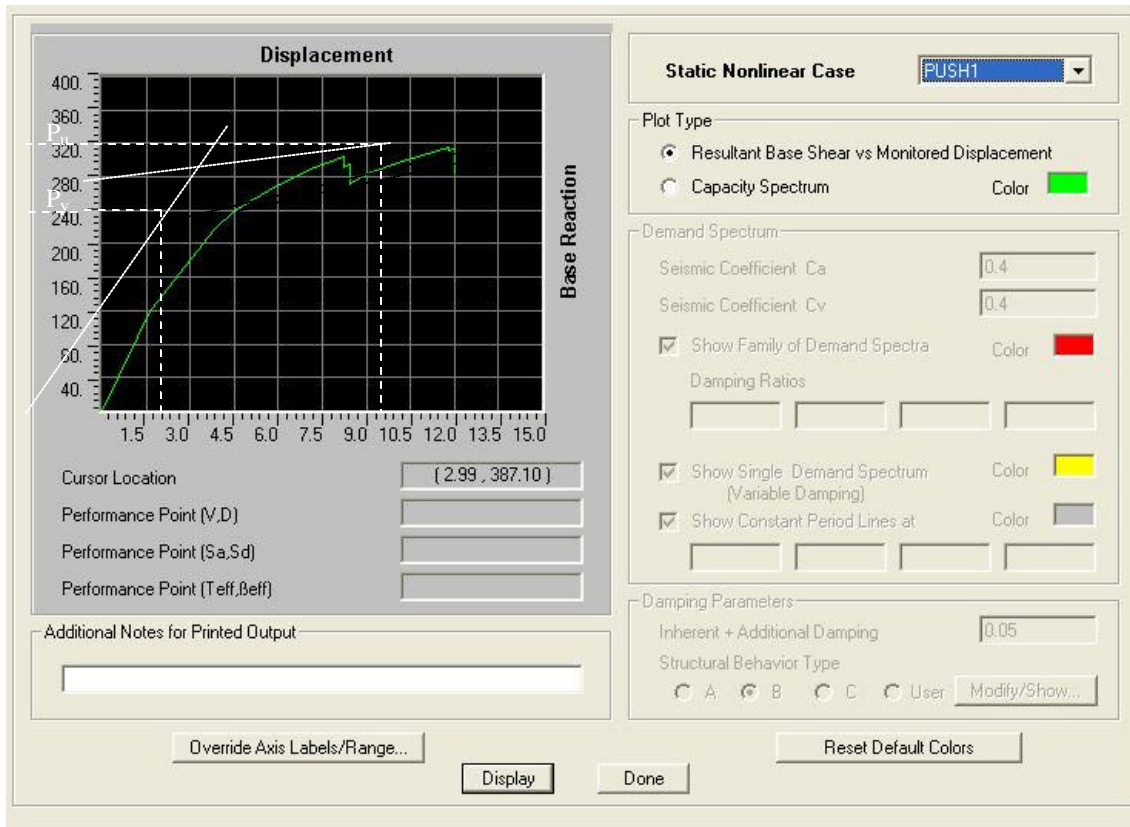
 <p>Pisos del 2<sup>o</sup> al 4<sup>to</sup></p>	 <p>Piso 5<sup>o</sup></p>	VIGAS
 <p>Pisos 1<sup>o</sup> y 2<sup>o</sup></p>	 <p>Pisos 3<sup>o</sup>, 4<sup>o</sup> y 5<sup>o</sup></p>	COLUMNAS EXTERIORES
 <p>Pisos 1<sup>o</sup> y 2<sup>o</sup></p>	 <p>Pisos 3<sup>o</sup> y 4<sup>o</sup></p>	COLUMNAS INTERIORES

**Figura 10: Secciones Estructurales y Refuerzo Típico.**

Si seguimos los lineamientos del capítulo 16 del UBC-1997 los parámetros para el cómputo del cortante sísmico y la distribución de cargas laterales por piso serán de acuerdo a lo presentado en la Figura 11.



**Figura 11: Distribución de Cargas Laterales por Piso.**



**Figura 12: Resultados del Primer Análisis No-lineal (“Pushover Analysis”).**

Para ilustrar este ejemplo utilizaremos el programa ETABS v.8 debido a que es una herramienta que comercialmente está disponible y su uso es relativamente fácil. Los resultados del análisis utilizando el programa arrojan los siguientes valores para los parámetros de mayor importancia:

- La ductilidad traslacional  $m = 12 \text{ in}/4.5 \text{ in} = 2.67$
- La rigidez inicial  $K_0 = 121.66 \text{ k}/1.57 \text{ in} = 77.5 \text{ k/in}$
- La rigidez final  $K_f = 16.62 \text{ k/in}$
- La rigidez efectiva  $K_{\text{eff}} = 320 \text{ k}/12 \text{ in} = 26.67 \text{ k/in}$
- Debido a que  $T > 0.5 \text{ seg}$  el factor de modificación debido a ductilidad ( $R_m$ ) es un valor intermedio entre  $\sqrt{(2m-1)}$  y  $m$ , es decir se interpola entre 2.08 y 2.67 dando un valor de  $R_m = 2.12$  para un periodo de  $T = 0.53 \text{ seg}$ .
- El factor de modificación por sobre-resistencia es  $R_W = 320 \text{ k}/116.9 \text{ k} = 2.74$
- El factor de modificación por redundancia es  $R_r = 1.0$  (4 líneas de columnas)
- El factor de modificación de respuesta corregido será:  $R = R_m * R_W * R_r = 5.8$

Estos valores permiten entender que se está diseñando para un valor de cortante 1.47 veces menor y el valor de cortante basal debe ser ahora  $V_b = 240 \text{ k}$  (ultimate) en lugar de  $163.6 \text{ k}$  un 47% mayor que el calculado según el código.

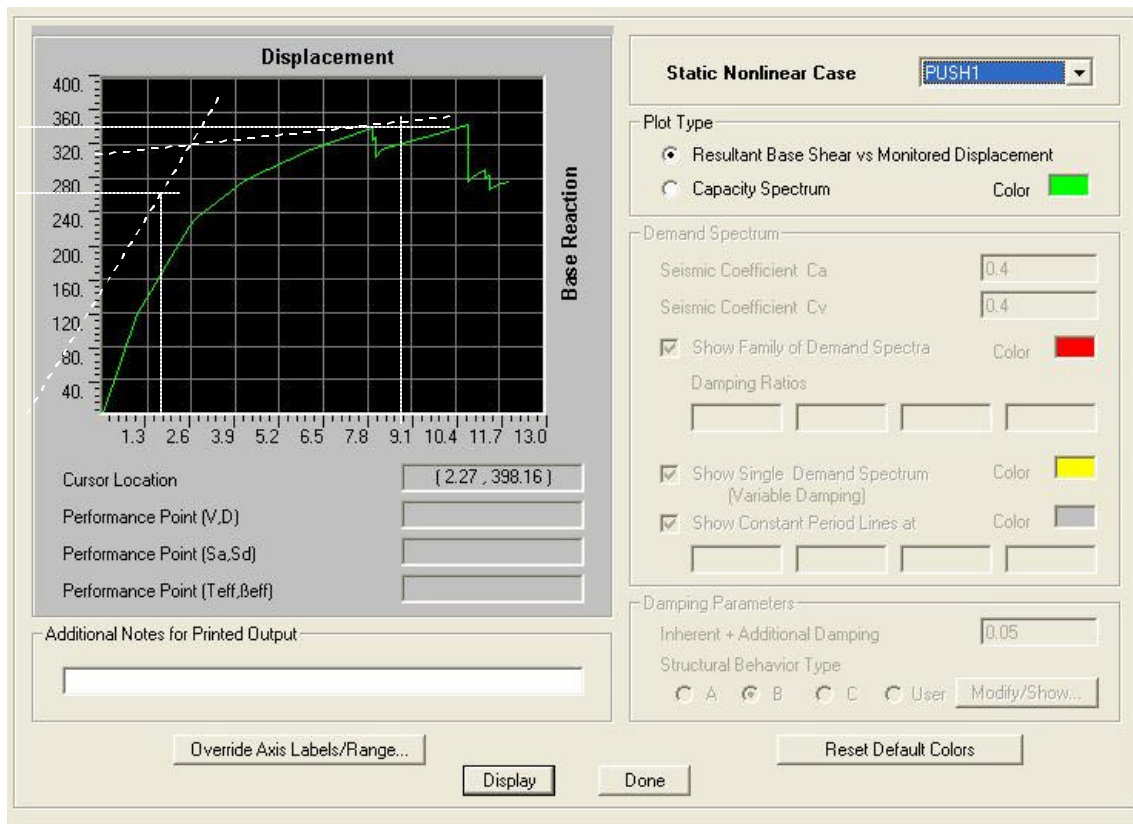
El próximo paso a seguir es rediseñar la estructura bajo estas nuevas cargas laterales. Se deben obtener nuevas secciones estructurales y sus refuerzos. Posteriormente se debe realizar un segundo análisis no-lineal.

En la Figura 13 se reflejan los resultados del segundo análisis. La ductilidad traslacional  $m = 10.8 \text{ in}/3.9 \text{ in} = 2.77$ ; las rigideces son ahora  $K_o=120.6 \text{ k/in}$ ;  $K_f=23.65 \text{ k/in}$ ;  $K_{\text{eff}}=32 \text{ k/in}$ ; y los componentes del factor de modificación de respuesta son  $R_m=2.17$ ;  $R_W=344.7 \text{ k}/(1.47*116.9 \text{ k}) = 2.0$ ;  $R_f=1.0$ ; para finalmente obtener  $R = 4.36$ .

Puede notarse que en los dos análisis consecutivos el valor del factor de modificación de respuesta tiende a converger y el cortante basal a nivel de cargas de servicio debería ser ajustado a  $V_b= 116.9 \text{ k} * 1.47 * 1.33 = 228.6 \text{ k}$  (a nivel de cargas de servicio) lo cual equivale a  $0.15 * W_T$ . Estos valores permiten estimar que se pudo cometer un error de subestimar el cortante basal en cerca de un 95% con respecto a lo sugerido por el código.

Se puede observar que la razón de ductilidad tiende a converger rápidamente y por ende el factor  $R_m$ , pero en realidad el parámetro  $R_W$  presenta la mayor variación debido al ajuste del cortante basal de diseño en cada iteración, sin embargo se logran resultados confiables con al menos 2 o 3 iteraciones.

Otro aspecto que pudiera resultar discutible es el tipo de herramienta computacional utilizada y como se definen los parámetros que se obtienen de la curva Carga-Desplazamiento, específicamente se debe ser consistente en estimar el punto de cedencia. El programa LARZWS originalmente desarrollado en la Universidad de Illinois y al cual se le han hecho importantes modificaciones en la Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez (Jammett, 1992 & Daza, 1996), posee una serie de ventajas que otros programas no tienen. Por ejemplo es posible detectar el punto de cedencia en el primer elemento afectado de la estructura, se tiene control del diagrama momento-curvatura de todas las rótulas plásticas de forma tal que no se controlan solamente por flexión sino también por confinamiento, cortante y largos de desarrollo insuficientes. Posee además mecanismos para controlar el análisis dependiendo de la deriva entre pisos (“interstory drift”) y definir la capacidad última de la estructura.



**Figura 13: Resultados del Segundo Análisis No-lineal (“Pushover Analysis”).**

La Tabla 2 y la Figura 14 resumen los valores obtenidos a partir del programa LARZWS y se puede notar cierta similitud con los resultados obtenidos con ETABS.

Tabla 2. Comparación de resultados usando LARZWS y ETABS.

Parámetro	ETABS (1er análisis)	LARZWS
Cedencia	$P_y = 240$ k $\delta_y = 4.5$ in	$P_y = 225$ k $\delta_y = 3.2$ in
Capacidad Ultima	$P_u = 320$ k $\delta_u = 12$ in	$P_y = 355$ k $\delta_y = 12.7$ in
Ductilidad	$m = 2.67$	$m = 3.97$
$R_m$	2.12	2.71
$R_w$	2.74	2.07
R	5.8	5.6

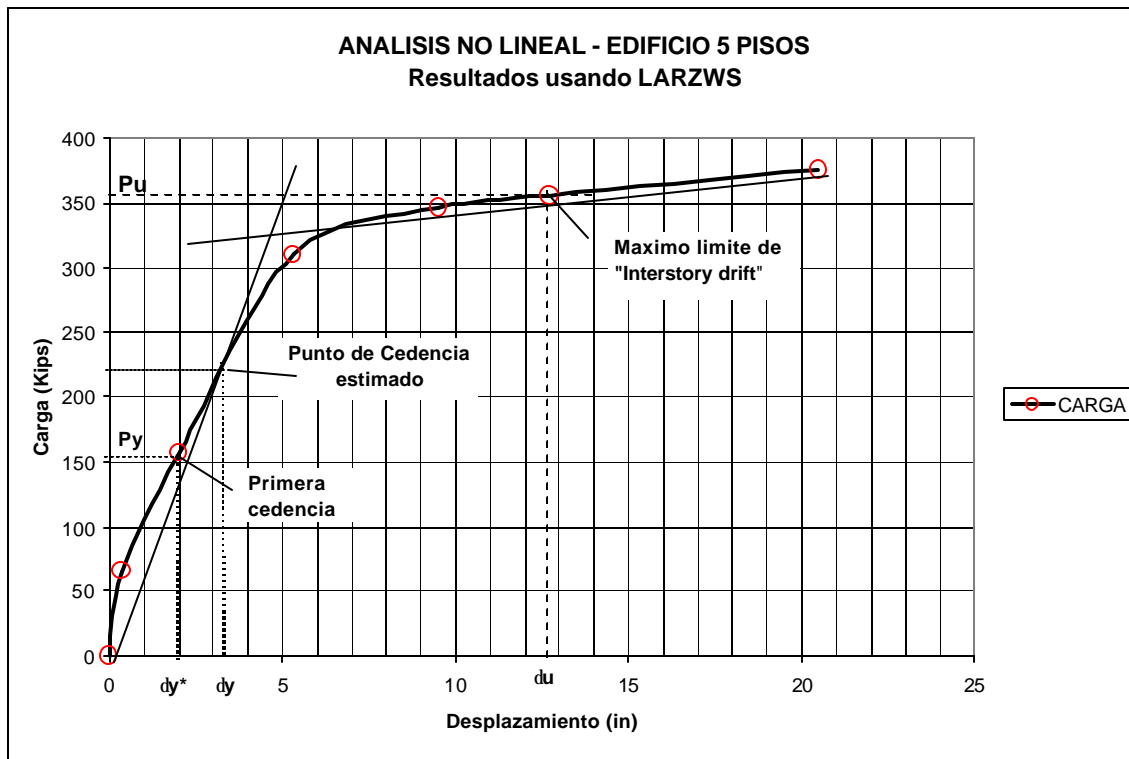


Figura 14: Análisis no-lineal para edificios de 5 pisos usando LARZWS.

Las dos herramientas computacionales arrojan valores confiables para el factor de modificación de respuesta a pesar de que pudieran diferir en valores específicos como la definición del punto de cedencia. Lo importante es tener en cuenta que los dos análisis coinciden en señalar que se puede estar incurriendo en un error al subestimar el cortante basal cuando se utilizan los valores de R sugeridos por el código.

Este análisis debe ser visto como uno que se hace para cada estructura teniendo en cuenta sus propias particularidades y no encasillándolo tan solo por su sistema estructural. En otras palabras, se puede cometer un grave error en el cómputo del cortante basal al asignar un valor a uniforme a todas las estructuras que caen en el mismo tipo de sistema estructural.

## CONCLUSIONES

1. La definición del factor de modificación de respuesta (R) depende en gran medida de la correcta definición de los componentes debidos a la ductilidad ( $R_m$ ) y la sobre resistencia( $R_w$ ). El factor debido a la redundancia ( $R_r$ ) amerita mejor estudio e investigación.
2. Existen maneras alternativas de estimar el factor de modificación de respuesta debido a la ductilidad ( $R_m$ ). Se pudo establecer que el enfoque energético lleva a los mismos resultados obtenidos en el pasado por Newmark & Hall. El uso de estas ecuaciones resulta sencillo y es meritorio su uso tanto para diseño como para evaluación de estructuras.
3. El uso de análisis no-lineales para el diseño de estructuras sismo-resistentes resulta extremadamente importante y su inclusión como procedimiento obligatorio en los códigos de construcción está muy cercano.
4. Si consideramos los conceptos del código UBC-97 podemos concluir que los factores R,  $W_o$  y  $r$  sugieren ser equivalentes a los factores  $R_m$ ,  $\frac{1}{R\Omega}$  y  $\frac{1}{R_r}$  respectivamente. Por ejemplo para un sistema estructural tipo SMRF (pórtico especial de momentos) en hormigón los valores serían  $R = 8.5$ ;  $W_o = 2.8$ ;  $1 < r < 1.25$ , lo cual es equivalente a un factor total de modificación de respuesta  $R = \frac{8.5}{(2.8) \cdot (1)} = 3.04$  para  $r = 1.0$  ó  $R = \frac{8.5}{(2.8) \cdot (1.25)} = 2.43$  para  $r = 1.25$ . Vale la pena destacar que los valores que se obtienen de cortante basal según UBC-97 son a nivel último, es decir incluyen un factor de 1.4.
5. Lo anterior denota que según el UBC-97 quizá el factor que más afecta la intensidad de las fuerzas que se obtienen para diseño es el factor  $W_o$ , dado que la sobre-resistencia en si misma proviene adicionalmente de otras fuentes diversas como los métodos de diseño, refuerzos en exceso del requerido, tamaños de elementos estructurales mayores a los mínimos requeridos o exceso de resistencia en la calidad de los materiales, entre otros.
6. La metodología propuesta para estimar el valor de R y su inclusión como parte del proceso de diseño resulta urgente. Su justificación comienza a partir del hecho de que los valores propuestos en los códigos de construcción son basados en la experiencia y asignan un mismo valor de R y  $W_o$  para todas las estructuras que tienen la misma tipología. Los valores actuales propuestos por el código UBC-97 pueden resultar inadecuados e ilógicos, pudiendo ser llevar a situaciones extremas; por un lado valores de cortantes sísmicos inferiores a los requeridos y por el otro, fuerzas sísmicas extremadamente altas.

## REFERENCIAS

- Applied Technology Council, (1995). *Structural Response Modification Factors. ATC-19*, Redwood City, California.
- Daza, Luis G. (1996). *Methodology to Evaluate Existing Reinforced Concrete Frames Under Earthquake Loads*. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico. Mayagüez, Puerto Rico.
- Hwang, H. y Shinozuka M. (1994). "Effect of Large Earthquakes on the Design of Buildings in eastern United States". *Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Chicago, Illinois.
- International Conference of Building Officials, (1997). *Uniform Building Code-UBC-97*. Whittier, California.
- Jammett, A. (1992). *Empleo del Análisis no lineal en la Evaluación de Estructuras Existentes de Hormigón Armado*. Tesis de maestría. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico. Mayagüez, Puerto Rico.
- Krawinkler, H. y Nassar A. (1992). *Seismic Design based on ductility and cumulative damage demands and capacities*. Non linear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Fajfar, Krawinkler, editors. Elsevier Applied Science, New York.
- Miranda E. y Bertero V. (1994). "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-resistant Design." *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-380.
- Moses, F. (1974). *Reliability of Structural Systems*. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 100 (ST9)
- Newmark, N.M. y Hall W.J. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. EERI Monograph Series, EERI, Oakland, California.
- Osteraas A. y Krawinkler H. (1990). *Strength and Ductility Considerations in Seismic Design*. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report 90, Stanford University, California.
- Uang C. M. y Maarouf, (1993). "Safety and economic considerations of UBC seismic force reduction factors". *Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference*, Memphis, Tennessee.