

Procedimiento para verificar el desempeño sísmico de estructuras: CEINCI3

Roberto Aguiar F.

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Av. El Progreso s/n, Valle de los Chillos
Código Postal 231-B, Ecuador
Tel./Fax: 593-2-233 49 52
e-mail: raguiar@espe.edu.ec

Resumen

Se presenta el sistema computacional CEINCI3 para verificar el desempeño de una estructura conformada por vigas, columnas rectangulares o circulares o muros de corte con y sin cabezales ante diferentes acciones sísmicas. CEINCI3 está compuesto por varios programas que encuentran la curva de capacidad resistente, el modelo bilineal, todo esto referido a la estructura considerada como un sistema de varios grados de libertad. Con otros programas que trabajan en forma coordinada y concatenada se obtiene un sistema simplificado equivalente de un grado de libertad, en base al cual se obtiene la respuesta no lineal en función del desplazamiento lateral y finalmente se encuentra las distorsiones en cada uno de los pisos de la estructura.

PROCEDURE TO VERIFY THE SEISMIC PERFORMANCE OF STRUCTURES: CEINCI3

Summary

The CEINCI3 computational system is presented to verify the performance of a structure conformed by beams, rectangular or circular columns, shear walls with or without head columns, under different seismic actions. CEINCI3 is constituted by several computer programs that find the strength capacity curve and the bilinear model. Everything is referred to multi degrees of freedom system. Using other interrelated programs, a simplified one-degree of freedom system is obtained. This system gets the non-linear response based on the lateral displacement and the distortions of every floor of the structure are found.

INTRODUCCIÓN

El sismo de análisis de la mayor parte de las normativas^{3,10} está definido para una vida útil de la estructura de 50 años y con un 10 % de probabilidad de excedencia, lo que implica un período de retorno de 475 años. Para este evento denominado sismo raro, que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante la vida útil, se espera que la estructura disipe la mayor cantidad de energía en el rango inelástico pero que no colapse. Se espera un comportamiento no lineal, sin embargo se realiza un análisis sísmico lineal por la facilidad que esto conlleva.

El análisis lineal es una simplificación notable del problema que tiene un alto grado de incertidumbre. En cambio, el análisis sísmico no lineal es lo más apropiado, pero es bastante complejo saber determinar los modelos de histéresis que contemplen deterioro de rigidez post fluencia, deterioro de resistencia y rigidez en la descarga y deterioro de rigidez por efecto de cierre de grietas^{5,11,15}.

Por otra parte, el objetivo de que la estructura no colapse ante el sismo raro se ha venido cumpliendo en la práctica⁹ en estructuras bien diseñadas, pero cuando se han registrado sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las esperadas, se ha visto que el daño estructural y no estructural es demasiado grande, de tal manera que las pérdidas registradas han sido cuantiosas, inaceptables para la sociedad y sus gobiernos. Esto se ha comprobado en distintos países como México, USA, entre otros.

En efecto, en ciudad de México⁸ han visto la baja eficacia de las normas sísmicas ante sismos de intensidad baja y moderada registrados entre los dos eventos destructivos de 1957 y 1985. Baja eficacia reflejada en el gran daño en comparación con la magnitud de los eventos. En USA tenían con razón igual preocupación luego del sismo de Loma Prieta de 1989.

Es por este motivo que en 1992 la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC, estableció el COMITÉ VISION 2000 con la misión de “mirar al futuro y desarrollar un marco de referencia para procedimientos que condujesen a estructuras de desempeño sísmico predecible”. Concretamente, saber cual es el desempeño que se espera de una estructura ante un determinado evento sísmico, desempeño que es función del uso que tenga la edificación¹⁶.

El resultado del trabajo realizado por el Comité VISION 2000 fue publicado por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC, en dos volúmenes. En el Volumen I se definen los sismos de análisis, niveles de desempeño expresados en términos cualitativos para la estructura, para los elementos no estructurales y para los diferentes sistemas de instalaciones que conforman la edificación. Se define además el marco conceptual para el diseño por desempeño¹⁶. En el Volumen II se presentó un informe preliminar del sismo de Northridge de 1994, que no hacía más que ratificar la necesidad de contar en el futuro con procedimientos de análisis sísmico basados en desempeño.

SISMOS DE ANÁLISIS

El Comité VISION 2000 definió cuatro sismos de análisis; los mismos que se presentan en la Tabla I. Desde un punto de vista riguroso lo que se estableció son los parámetros para definir los estudios de peligrosidad sísmica tendientes a obtener cuatro eventos, denominados sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Sismo	Vida útil	Probabilidad de excedencia	Período de retorno
Frecuente	30 años	50 %	43 años
Ocasional	50 años	50 %	72 años
Raro	50 años	10 %	475 años
Muy raro	100 años	10 %	970 años

Tabla I. Parámetros de los sismos de análisis establecidos por el Comité Vision 2000

Al observar el período de retorno del *sismo frecuente*, se aprecia que este evento se va a registrar durante la vida útil de una edificación que por lo regular es de 50 años. La nueva

visión es que se tome en cuenta este sismo en el diseño y no únicamente el sismo raro y que se verifique el desempeño que va a tener la edificación acorde a lo indicado en la Tabla II. Lo propio se puede indicar para el *sismo ocasional*, que tiene una alta probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura. Finalmente se ha añadido un nuevo evento denominado *sismo muy raro*, con una baja probabilidad de ocurrencia.

DESEMPEÑO ESPERADO

De acuerdo al uso que va a tener una estructura, el Comité Vision 2000 ha presentado un nivel mínimo de desempeño; el mismo que se indica en la Tabla II, para tres tipos de edificaciones: básica, esencial o de seguridad crítica.

Sismo de análisis	Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Frecuente	◊			
Ocasional	●	◊		
Raro	★	●	◊	
Muy raro		★	●	◊

◊ Edificaciones básicas como residencias y oficinas

● Edificaciones esenciales como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.

★ Edificaciones de seguridad crítica

Tabla II. Sismos de análisis y desempeño esperado en las edificaciones de acuerdo a VISION 2000

La visión de futuro del diseño sísmico de estructuras consiste en verificar el comportamiento que va a tener la edificación para cada uno de los sismos indicados en la Tabla II, de acuerdo al uso de la misma. Esta verificación se la realiza sobre la base de las distorsiones máximas permitidas¹⁶ y en base al grado de daño local y global de la estructura. El costo del diseño es una variable importante que no se debe descuidar en las decisiones que se adopten. En el presente artículo se indica una forma de obtener las distorsiones de piso las mismas que serán controladas con las recomendadas por el comité VISION 2000.

PROGRAMA CEINCI3

Con el objeto de verificar el desempeño que va a tener una estructura ante un sismo determinado se ha desarrollado en el Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército de Ecuador el software denominado CEINCI3, que está compuesto por varios programas, algunos de ellos trabajan en forma concatenada y otros no, de tal manera que el usuario en un momento determinado puede salirse de la secuencia de cálculo e introducir otros datos y continuar con el uso de los restantes programas^{1,2}.

El CEINCI3 puede encontrar la respuesta sísmica de dos formas. En la primera se utiliza el método del espectro de capacidad, en la cual se trabaja con un conjunto de osciladores de un grado de libertad que no son definidos en forma explícita. En la segunda, que se presenta en este artículo, se define el sistema de un grado de libertad y el modelo para el análisis no lineal; este sistema es equivalente al de la estructura con múltiples grados de libertad.

En las Figuras 1 y 2 se describe en forma gráfica cada uno de los programas del sistema de ordenador CEINCI3 para la segunda forma de análisis indicada en el párrafo anterior. La secuencia de cálculo es la siguiente:

- **CAPACIDAD:** Determina la capacidad sísmica resistente de una estructura expresada en términos del cortante basal y el desplazamiento lateral máximo. Mediante un análisis estático no lineal, conocido en lengua inglesa como pushover. El usuario tiene la posibilidad de seleccionar uno de los seis modelos de plasticidad extendida que se indican en la Figura 3. El modelo (1) es para el rango elástico con el cual la estructura trabaja inicialmente hasta que ingresa al rango no lineal y pasa al modelo de plasticidad seleccionado.
- **MBCAP:** Obtiene el modelo bilineal de un sistema de múltiples grados de libertad MDOF. Encuentra el punto en el cual la estructura ingresa al rango no lineal. El usuario puede seleccionar uno de los siguientes criterios: a) iguales áreas, en el cual el punto de fluencia se obtiene igualando el área de la curva de capacidad resistente con la del modelo bilineal y b) por medio de un ajuste de mínimos cuadrados. Para los dos casos el programa indica el error que se comete en la aproximación de la curva de capacidad resistente por un modelo bilineal.
- **SDOF:** Encuentra un sistema equivalente de un grado de libertad SDOF, que tiene las mismas propiedades dinámicas del sistema detallado MDOF y mantiene la rigidez elástica e inelástica del modelo bilineal. Este programa determina en forma explícita los parámetros que definen el modelo SDOF.
- **NOLIN:** Encuentra la respuesta no lineal en el sistema SDOF. Considera dos modelos de histéresis: el elasto plástico y el bilineal con degradación de rigidez a nivel post fluencia. En este caso la acción sísmica viene dada por un acelerograma.
- **NLSPEC:** Permite encontrar espectros no lineales para una resistencia sísmica o demanda de ductilidad dada. Para los dos modelos elasto plástico y bilineal. Este programa se empleará cuando se quiera trabajar con espectros.
- **DRIFT:** Encuentra las distorsiones de piso en el sistema simplificado de referencia SDOF y en el sistema MDOF utilizando la base de datos que se genera en el análisis estático no lineal con el programa CAPACIDAD. Se ingresa como dato el desplazamiento lateral máximo esperado en el sistema SDOF.

Los programas del sistema de computación CEINCI3, se encuentran en un disquete, en la publicación descrita en referencia (2).

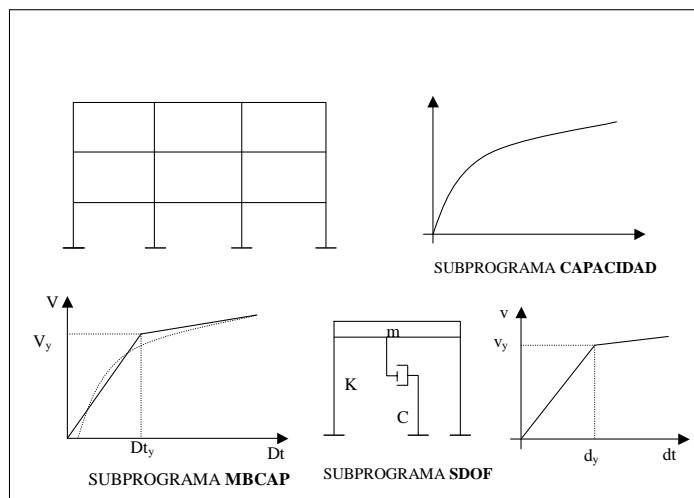


Figura 1. Subprogramas del sistema computacional CEINCI3 correspondientes a la fase I

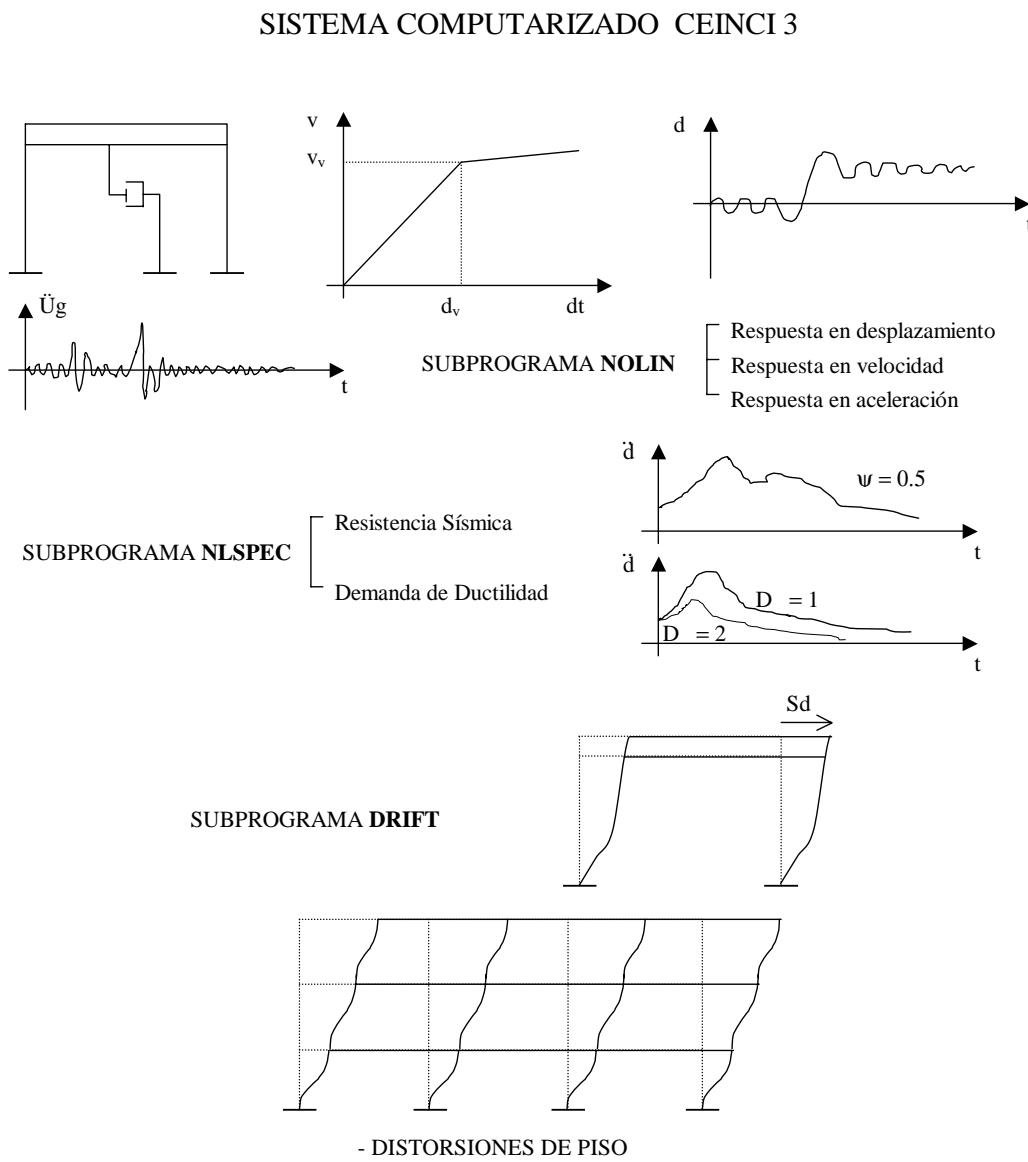


Figura 2. Subprogramas del sistema computacional CEINCI3 correspondientes a la fase II

Una vez que se tiene definido el sistema de un grado de libertad y el modelo que define la no linealidad del material, se realiza el análisis sísmico en forma iterativa hasta cumplir que la demanda de ductilidad de la acción sísmica sea igual a la demanda de ductilidad de la respuesta estructural. Por ejemplo, si se decide trabajar con espectros, se debe imponer una demanda de ductilidad D_Q y una vez que se encuentra la respuesta máxima en la estructura se debe calcular la demanda de ductilidad μ ; posteriormente se debe comparar D_Q y μ . Si son aproximadamente iguales estos dos valores, se habrá encontrado el desplazamiento máximo en el sistema de un grado de libertad y si no lo son, se repite el proceso con otro valor de D_Q .

El procedimiento iterativo descrito para determinar el desplazamiento lateral máximo en el sistema SDOF también se aplica en el método del espectro de capacidad⁸ MEC con la diferencia de que en el MEC no se determina en forma explícita el sistema SDOF como se lo hace en el presente artículo.

Posteriormente el desplazamiento encontrado en el sistema SDOF es multiplicado por el factor de participación dinámica y se encuentra el desplazamiento en el tope en el sistema MDOF y del archivo en que se encuentran los desplazamientos para cada incremento de carga con la técnica del pushover se determinan los desplazamientos y las distorsiones de piso.

La distorsión máxima encontrada se compara con la recomendada por el comité VISION 2000 para el sismo de análisis y dependiendo del uso de la edificación.

Las principales aplicaciones del sistema computacional CEINCI3 son las siguientes:

- Predecir el probable comportamiento sísmico de una estructura; indica las zonas más seguras y las zonas débiles que necesitan ser reforzadas; indica además la secuencia como se va dañando un edificio hasta llegar al colapso^{1,2}.
- Estudios de vulnerabilidad sísmica de zonas urbanas, de un barrio en particular o de un edificio. Mediante este software se determina el índice de daño, normalizado entre cero, que significa que no hay daño y uno que significa colapso.
- Verificar el desempeño de una edificación ante varias acciones sísmicas a las cuales puede estar sometida la estructura, de acuerdo a lo establecido por el Comité VISION 2000.

El sistema de ordenador CEINCI3 permite analizar estructuras compuestas por columnas rectangulares o circulares; vigas rectangulares y muros de corte con y sin cabezales. Por otra parte, para el análisis no lineal estático el usuario puede seleccionar uno de los seis modelos de plasticidad^{6,12-14,18}, que se han implementado y que están indicados en la Figura 3.

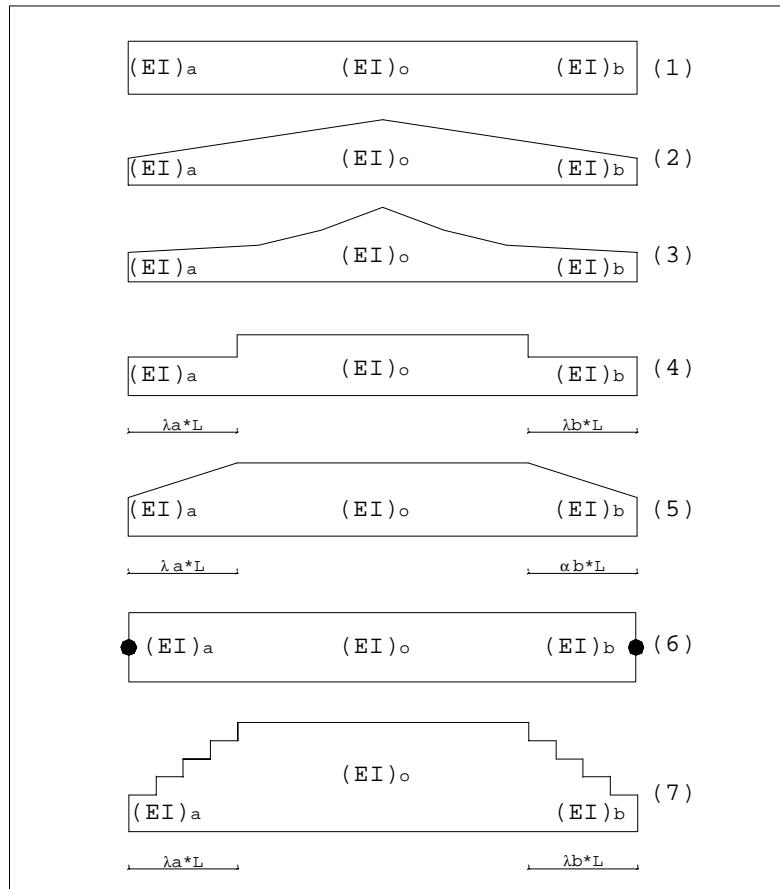


Figura 3. Modelos de plasticidad que han sido implementados al sistema CEINCI3

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Varios son los nombres que se le han asignado al procedimiento con el cual se obtiene la curva de capacidad sísmica resistente mediante el análisis estático no lineal. En efecto algunos lo denominan *método del empujón*⁴, otros lo conocen con el nombre de *pushover*, en lengua inglesa. La técnica consiste en aplicar cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada en la cual se conoce la armadura de sus elementos. Las cargas se aplican en forma monotónica en una sola dirección hasta llevarle a la estructura al colapso. En lugar de cargas incrementales se puede aplicar un acelerograma que va creciendo en el tiempo.

Las cargas se aplican en cada uno de los pisos de la estructura. La forma de variación de la carga es arbitraria para el programa CAPACIDAD. Se puede trabajar con cargas uniformes, con cargas triangulares, con cargas que estén de acuerdo al primer modo de vibración de la estructura. Lo importante es que las cargas que se apliquen sean muy pequeñas. Se destaca que la respuesta de la estructura si es función de la forma de aplicación de las cargas; por este motivo, se está trabajando ahora en lo que se denomina *pushover controlado*, en el cual se aplican las cargas de acuerdo a la deformación de la estructura.

En el análisis, la rigidez a flexión (EI) va cambiando de acuerdo a la rama del diagrama momento curvatura en la que está trabajando el elemento. En la Figura 4 se indica la forma de dicho diagrama que considera el programa CAPACIDAD; el mismo que está definido por los puntos A, Y y U. El punto A se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción. Para hormigones con resistencia a la compresión menor a 24 MPa, se puede considerar que la resistencia a la tracción $f_t = 0,1f'_c$. El punto Y, que se alcanza cuando el acero a tracción llega al esfuerzo de fluencia f_y , que es lo mismo que la decir a que la deformación del acero sea ε_y . Finalmente, el punto U está definido cuando el hormigón a compresión llega a la deformación máxima útil ε_u .

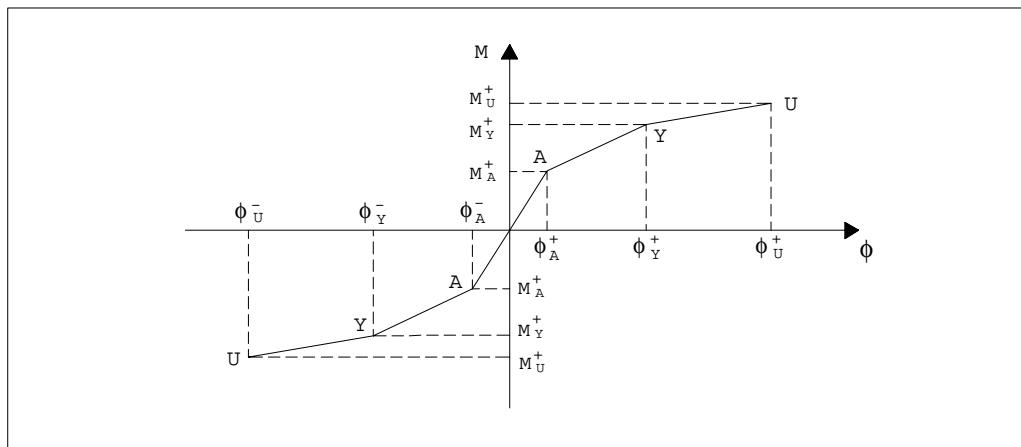


Figura 4. Modelo numérico adoptado para la curva momento curvatura M-C

Se destaca que en columnas y muros de corte el diagrama momento curvatura M-C es función de la carga axial, la misma que varía en cada incremento de carga lateral. En consecuencia el programa CAPACIDAD calcula el diagrama M-C en cada incremento de carga lateral.

La curva del primer cuadrante corresponde al caso de que la carga actúa en un sentido y la curva del tercer cuadrante para cuando la carga actúa en sentido contrario. Es importante tener en cuenta el doble signo del diagrama; esto se debe a la forma cómo está trabajando el elemento en el sentido de que si es cóncavo o convexo.

Para el modelo de cálculo adoptado se tienen tres rigideces a flexión, para cada una de las ramas del modelo, que son

$$(EI)_0 = \frac{M_a}{\phi_a} = \frac{Ebh^3}{12} \quad (1)$$

$$(EI)_1 = \frac{M_y - M_a}{\phi_y - \phi_a} \quad (2)$$

$$(EI)_2 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (3)$$

Se ha omitido el signo \pm para darle el carácter general. Para la primera rama que corresponde al rango elástico $(EI)_0$ se tiene que la rigidez se calcula con la inercia gruesa. En consecuencia, en la ecuación (1) se tiene que b es la base y h es la altura de la sección transversal.

Cuando se inicia el proceso de carga, la sección analizada tiene una rigidez $(EI)_0$ y se mantiene con esta rigidez hasta cuando el momento actuante supera el valor de M_a , en que disminuye la rigidez a flexión al valor de $(EI)_1$, con este valor permanece hasta que el momento actuante sea mayor a M_y en que la rigidez disminuye notablemente al valor de $(EI)_2$.

Sean $(EI)_a$, $(EI)_0$ y $(EI)_b$ las rigideces a flexión de un elemento de sección constante en el nudo inicial, centro de luz y nudo final. Cuando se encuentra en el rango elástico el modelo de cálculo es el indicado en la Figura 3 con el número (1). Para cuando el elemento se encuentra en el rango no lineal, el programa CAPACIDAD, puede trabajar con uno de los siguientes modelos.

- El modelo (2) de la Figura 3 es utilizado en el programa IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete, Versión 1.0¹⁴. Este modelo considera que la variación de rigidez es lineal en el elemento. Los términos de la matriz de flexibilidad son deducidos para cuando existe punto de inflexión y para cuando no lo hay.
- En el modelo (3) la variación de rigidez a flexión no se considera lineal y es utilizada en el programa IDARC Versión 3.0¹². Los elementos de la matriz de flexibilidad se obtienen por integración numérica. Tanto en el modelo (2) como en el modelo (3) no se considera la longitud de la zona del elemento que ingresa al rango no lineal.
- El modelo (4) es utilizado en el programa SARCF: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames, implementado por Chung *et al.*⁶. En este modelo se determina la longitud de la zona que ingresa al rango no lineal $\lambda_a L$ para el nudo inicial y $\lambda_b L$ para el nudo final, en función de los momentos actuantes y considerando que ante acciones sísmicas el diagrama de momentos es triangular.
- El modelo (5) considera la longitud de las zonas que ingresan al rango no lineal y permite que el centro de luz pueda ingresar al rango no lineal. Este modelo es utilizado en el programa IDARC Versión 4.0 y fue desarrollado por Valles *et al.*¹⁸. Los términos de la matriz de flexibilidad fueron deducidos por Lobo¹³ e incluyen el efecto del corte.
- El modelo (6) concentra la plasticidad en los extremos del elemento y está desarrollado en referencia (2). Es un modelo extremadamente sencillo, pero que reporta curvas de capacidad resistente muy similares a las que se obtienen con los otros modelos, como se observa en la Figura 8.
- El modelo (7) desarrollado por el autor de este artículo² es similar al modelo (4), pero con la diferencia de que en la zona de daño se consideran cuatro niveles de inercia a flexión, como se aprecia al final de la Figura 3.

En la Figura 5 se indica el sistema base a partir del cual se genera la matriz de rigidez de un elemento en coordenadas locales y globales. Únicamente se presentan de los dos primeros modelos; el primero corresponde al rango elástico y el segundo al de la versión original del programa IDARC.

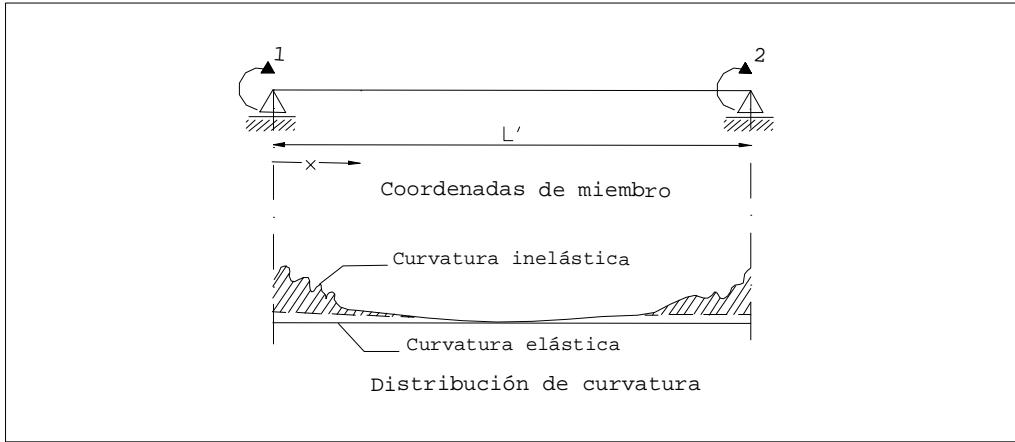


Figura 5. Sistema base de coordenadas de un elemento y distribución de curvatura

La forma de la matriz de flexibilidad en el sistema de coordenadas indicado en la Figura 5 es la siguiente:

$$f = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \quad (4)$$

Al invertir la matriz de flexibilidad descrita en (4), se obtiene la matriz de rigidez para el sistema de coordenadas de la Figura 5 y luego por medio de las matrices de transformación de coordenadas se encuentra en primer lugar la matriz de rigidez del elemento en coordenadas locales y luego en globales.

- **Modelo (1)**

Para el rango elástico los elementos de la matriz de flexibilidad son

$$f_{11} = f_{22} = \frac{L'}{3(EI)_0} (1 + \varphi) \quad (5)$$

$$f_{12} = f_{21} = -\frac{L'}{6(EI)_0} (1 - 2\varphi) \quad (6)$$

donde L' es la luz libre del elemento. Para el caso de una viga L' es la luz medida a los bordes de la columna. φ es un factor adimensional que mide el efecto de corte

$$\varphi = \frac{3\beta(EI)_0}{GA(L')^2} \quad (7)$$

- **Modelo (2)**

Como se indicó, se consideran dos casos, de acuerdo a la ubicación del punto de inflexión. El primero cuando el punto de inflexión se encuentra dentro de la longitud del elemento;

en este caso se tiene doble curvatura y el segundo caso cuando el punto de inflexión se encuentra fuera del elemento, caso de simple curvatura.

Para el caso de doble curvatura los elementos de la matriz de flexibilidad son

$$f_{11} = \frac{L'}{12(EI)_a} (6\alpha - 4\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{L'}{12(EI)_b} (1 - 3\alpha + 3\alpha^2 - \alpha^3) + \frac{L'}{12(EI)_0} (3 - 3\alpha + \alpha^2) \quad (8)$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{L'}{12(EI)_a} (-2\alpha^2 + \alpha^3) + \frac{L'}{12(EI)_b} (-1 + \alpha + \alpha^2 - \alpha^3) + \frac{L'}{12(EI)_0} (-1 - \alpha + \alpha^2) \quad (9)$$

$$f_{22} = \frac{L'}{12(EI)_a} \alpha^3 + \frac{L'}{12(EI)_b} (3 - \alpha - \alpha^2 - \alpha^3) + \frac{L'}{12(EI)_0} (1 + \alpha + \alpha^2) \quad (10)$$

$$\alpha = \frac{\Delta M_a}{\Delta M_a + \Delta M_b} \quad (11)$$

donde ΔM_a y ΔM_b son los incrementos de momento en el nudo inicial y final respectivamente.

Por otra parte, para el caso de simple curvatura se tiene

$$f_{11} = \frac{L'}{4(EI)_a} + \frac{L'}{12(EI)_b} \quad (12)$$

$$\Delta M_a = \Delta M_b = 0 \quad f_{12} = f_{21} = -\frac{L'}{12(EI)_a} - \frac{L'}{12(EI)_b} \quad (13)$$

$$f_{22} = \frac{L'}{12(EI)_a} + \frac{L'}{4(EI)_b} \quad (14)$$

EJEMPLO DE APLICACIÓN

En la Figura 6 se indica una estructura destinada a ser utilizada como vivienda de dos vanos y tres pisos compuesta por columnas de 40/40 cm y vigas de 30/30 cm. Se considera el modelo de Kent y Park para el comportamiento del hormigón confinado y se trabaja con un hormigón cuya resistencia a la compresión es de 21 MPa. Por otra parte, el acero tiene un límite de fluencia de 280 MPa y se analiza con el modelo trilineal. En la Figura 7 se presentan las curvas constitutivas de los materiales.

Las columnas están compuestas por ocho hierros longitudinales de 16 mm y estribos dobles de 10 mm de diámetro espaciados a 10 cm en los extremos y 20 cm en centro de luz. Las vigas tienen tres hierros longitudinales de 16 mm en la parte inferior e igual cantidad en la parte superior y estribos rectangulares de igual diámetro y separación que el de las vigas.

Con la armadura longitudinal y transversal de los elementos la sección transversal y calidad de los materiales se determina el diagrama momento curvatura tanto para las vigas como para las columnas, con los que se obtiene la rigidez a flexión. Como se indicó en las columnas, la relación M-C es función de la carga axial por lo que se debe determinar en cada incremento de carga.

En la Figura 8 se presentan las curvas de capacidad resistente que se obtienen con los modelos de plasticidad (2), (4), (6) y (7) indicados en la Figura 3. Estas curvas que relacionan el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo Dt se comparan con las que se encuentran al utilizar el programa DRAIN-2DX muy utilizado a nivel mundial⁷. En la Figura 8 se aprecia que existe una buena correlación entre todas las curvas.

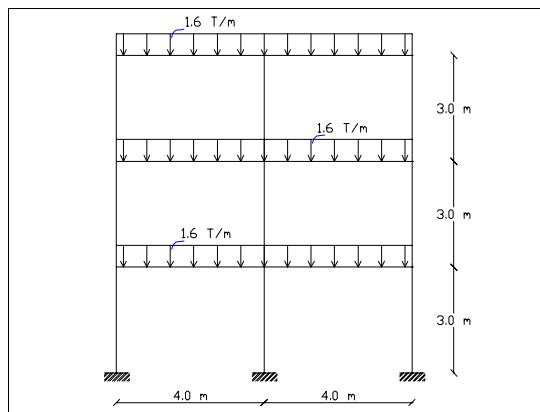


Figura 6. Geometría de la estructura que se analiza con el sistema de ordenador CEINCI3

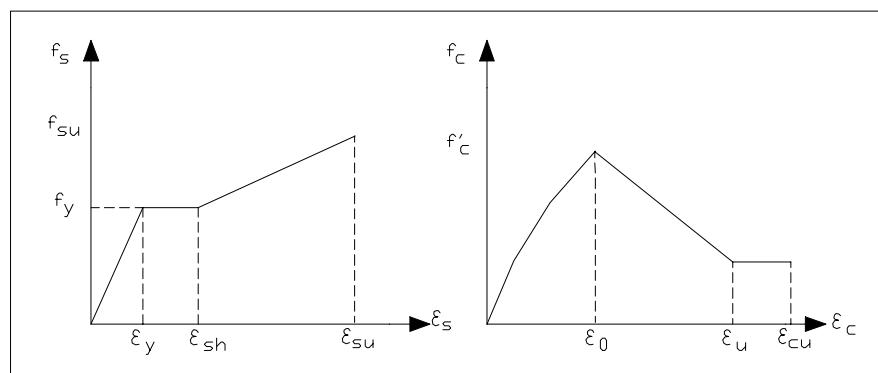


Figura 7. Modelo trilineal para el acero y de Kent y Park para el hormigón confinado

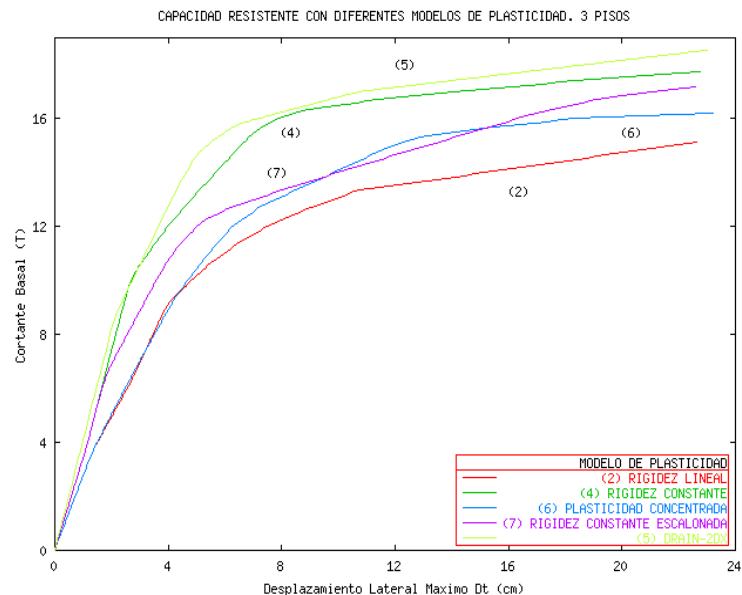


Figura 8. Comparación de curvas de capacidad resistente que se obtienen con diferentes modelos de plasticidad del programa CEINCI3 y del programa DRAIN-2DX. En edificio de tres pisos

En el desarrollo del ejemplo se va a trabajar con el modelo de plasticidad (7). Las cargas horizontales han sido aplicadas con una distribución igual al del primer modo de vibración debido a que la estructura es simétrica y regular. Para estructuras irregulares, en las cuales la influencia de los modos superiores es importante, es conveniente determinar las fuerzas aplicando conceptos de dinámica⁴ antes de proceder al análisis estático no lineal.

Las cargas laterales, se han aplicado en forma incremental hasta llevar a la estructura al colapso^{15,17}. El programa CAPACIDAD, contempla el fallo o colapso de la estructura, cuando el desplazamiento lateral en el tope es del orden del 5 % de la altura total del edificio. Este es un criterio de colapso, existen otros criterios como el denominado mecanismo de traslación de columna que degenera en la aparición de un piso blando^{1,2}.

La curva de capacidad sísmica resistente para la estructura analizada y con el modelo de plasticidad (7), se presenta en la Figura 9. Se indica además el modelo bilineal que se obtiene con el criterio de iguales áreas y que reporta el programa MBCAP; el mismo que está caracterizado por un desplazamiento a nivel de fluencia $D_{ty} = 0,0518$ m y un cortante de fluencia $V_y = 14,61$ T. El programa reporta además las ecuaciones de las dos rectas del modelo bilineal.

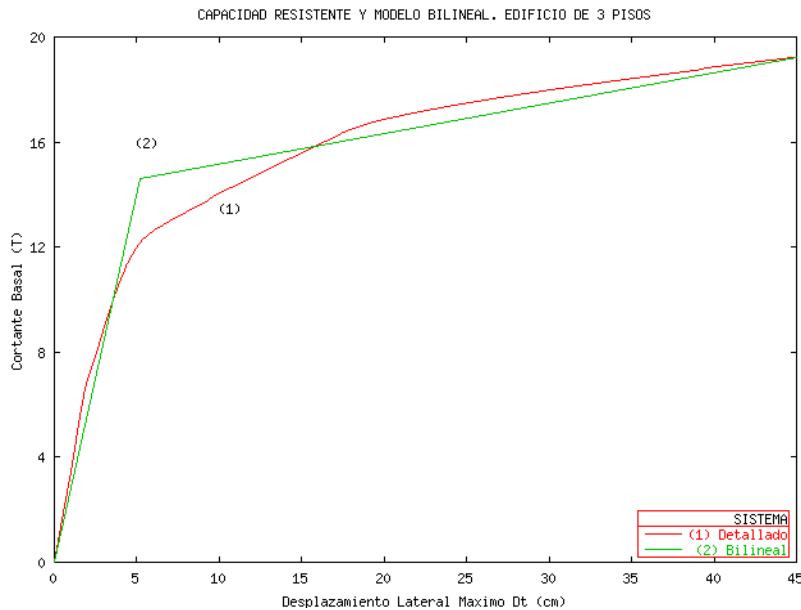


Figura 9. Curva de capacidad resistente encontrada con programa CAPACIDAD y modelo bilineal que reporta el programa MBCAP

Para la obtención del sistema simplificado de referencia en la curva de capacidad resistente se determina un punto de configuración dominante; el mismo que se encuentra lo más cercano posible al desplazamiento de fluencia^{7,8}. Asociado a este punto se tiene un vector ϕ ; el mismo que está normalizado a la unidad en el tope del edificio.

Sean D_t y d los desplazamientos laterales máximos en los sistemas de varios grados de libertad (MDOF) y de un grado de libertad (SDOF); los mismos que están relacionados de la siguiente manera

$$D_t = \gamma d \quad (15)$$

donde γ es el factor de participación dinámica. El sistema equivalente de un grado de libertad se obtiene al desacoplar el sistema de varios grados de libertad, considerando el primer modo de vibración por una parte y por otra al igualar las frecuencias de vibración y

la rigidez elástica e inelástica del sistema MDOF con los del sistema SDOF. Las ecuaciones de cálculo² son

$$m = \frac{km_1}{k_1} \quad (16)$$

$$k = \frac{V_y}{D_{ty}} \quad (17)$$

$$\gamma = \frac{\phi^t M J}{m_1} \quad (18)$$

$$m_1 = \phi^t M \phi \quad (19)$$

$$k_1 = \phi^t K \phi \quad (20)$$

$$d_y = \frac{D_{ty}}{\gamma} \quad (21)$$

$$v_y = \frac{V_y}{\gamma} \quad (22)$$

siendo \mathbf{M} y \mathbf{K} las matrices de masas y rigidez asociados al sistema de coordenadas laterales y \mathbf{J} un vector unitario para el análisis en el plano. Por otra parte, v_y y d_y son el cortante y desplazamiento en el punto de fluencia del sistema de un grado de libertad. Para la estructura analizada se tiene

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1,306 & 0,000 & 0,000 \\ 0,000 & 1,306 & 0,000 \\ 0,000 & 0,000 & 1,306 \end{bmatrix}$$

$$\phi = \begin{bmatrix} 0,35877 \\ 0,69479 \\ 1,00000 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 12607,6803 & -7259,1083 & 1720,9990 \\ -7259,1083 & 8890,4149 & -3922,1006 \\ 1720,9990 & -3922,1006 & 2580,0206 \end{bmatrix}$$

Los resultados, que se obtienen al utilizar las ecuaciones (16) a (22) y que reporta el programa SDOF, se indican en la Tabla III.

Masa M	Rigidez k	Factor γ	Período T	Frecuencia ω
0,8986 $\text{Ts}^2 \text{ m}^{-1}$	281,9511 T m^{-1}	1,2744	0,3547 s	17,714 s^{-1}

Tabla III. Parámetros que definen el sistema equivalente de un grado de libertad

En la Figura 10 se indican los modelos bilineales del sistema con múltiples grados de libertad (sistema detallado) y del sistema de un grado de libertad (sistema SDOF), que dicho sea de paso tiene un desplazamiento de fluencia $d_y = 4,07$ cm y un cortante de fluencia $v_y = 11,46$ T.

Una vez que se tienen los valores que definen el sistema de un grado de libertad y su modelo constitutivo, se puede encontrar la respuesta lineal o no lineal para un acelerograma^{1,2} utilizando el programa NOLIN. Se encuentra la respuesta en el tiempo y se obtiene el desplazamiento lateral máximo d . Básicamente el programa NOLIN resuelve la siguiente ecuación diferencial.

$$m\ddot{d} + F + R = Q \quad (22)$$

donde F es la fuerza del sistema de amortiguamiento. R es la fuerza del sistema estructural que es función de la rigidez del sistema que ahora va cambiando de acuerdo al deterioro del mismo. Q es el vector de cargas que para el análisis sísmico es igual al producto de la masa por la aceleración del suelo \ddot{U}_{gt}

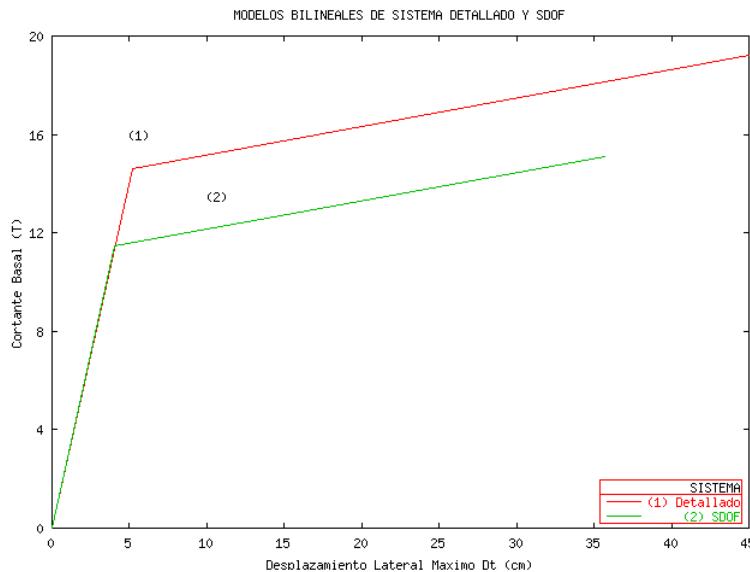


Figura 10. Modelos bilineales del sistema con múltiples grados de libertad y del sistema con un grado de libertad

Es común trabajar con un espectro no lineal para una determinada demanda de ductilidad^{1,2}. En este caso se debe utilizar el programa NLSPEC. Para el efecto se debe suministrar como dato el acelerograma del sismo cuyo espectro inelástico se desea hallar y la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica. En este caso se debe resolver la siguiente ecuación diferencial, escrita en forma discreta

$$\frac{\ddot{d}_i}{d_y} + 2\xi\omega\frac{\dot{d}_i}{d_y} + \frac{\omega^2 k_i}{k} \frac{d_i}{d_y} = -\omega^2 \frac{\ddot{U}_{gi}}{\psi \ddot{U}_{\max}} \quad (23)$$

donde d_i , \dot{d}_i , \ddot{d}_i es el desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo discreto i , d_y el desplazamiento a nivel de fluencia, k la rigidez en el rango elástico, \ddot{U}_{\max} la aceleración

máxima del acelerograma y ψ el coeficiente de resistencia sísmico, definido de la siguiente manera

$$\psi = \frac{v_y}{m\ddot{U}_{\max}} \quad (24)$$

Por último, otra opción que se tiene es encontrar la respuesta en el sistema de un grado de libertad trabajando con un espectro que ha sido publicado. Para el presente ejemplo se opta por esta alternativa y se encuentra la respuesta para el registro E-W del SCT-85 del sismo de México de 1985, cuyo espectro para una demanda de ductilidad $D_Q = 2$ se indica en la Figura 11. Se considera en el ejemplo que este sismo corresponde al denominado por VISION 2000 sismo raro.

- *Primer ciclo*

Para empezar el análisis iterativo se considera una demanda de ductilidad de 2 para la acción sísmica.

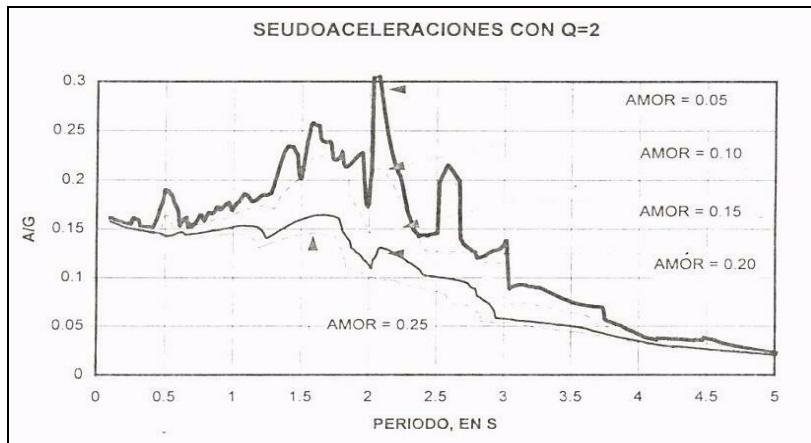


Figura 11. Seudoespectro no lineal de la componente E-W del SCT-85 para diferentes valores de amortiguamiento

Para $T = 0,35$ s y $\xi = 0,05$ del espectro de la Figura 11 se encuentra $S_a = 0,16$ g. Luego el desplazamiento lateral máximo en el sistema SDOF⁸ vale

$$d = \frac{S_a}{\omega^2} D_Q = \frac{0,16 \times 9,8}{17,714^2} \times 2 = 0,01 \text{ m}$$

El desplazamiento $d = 1,00$ cm obtenido es menor que el desplazamiento de fluencia $d = 4,07$ cm. En consecuencia la estructura está trabajando en el rango elástico y $\mu = 1$.

- *Segundo ciclo*

Para el segundo ciclo se considera $D_Q = 1$, es decir, se trabaja con el espectro elástico del registro SCT-85. Al proceder en forma similar al ciclo anterior se encuentra que $d = 1,072$ cm. Luego $\mu = 1$. Al tener que $D_Q = \mu$, se ha encontrado el desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad. Ahora este valor debe trasladarse al sistema de múltiples grados de libertad por medio del valor γ para encontrar el desplazamiento en el tope del edificio.

- *Desplazamientos laterales en cada piso*

Al utilizar el programa CAPACIDAD, que determina la curva de capacidad resistente, para cada incremento de carga lateral se obtienen los desplazamientos laterales en cada piso;

los mismos que han sido almacenados en un archivo que es requerido cuando se utiliza el programa DRIFT en el que se ingresa como dato el desplazamiento lateral en el sistema de un grado de libertad $d = 1,072$ cm y el programa encuentra el desplazamiento lateral máximo que más se aproxima a este valor. En el ejemplo analizado los desplazamientos más próximos a 0,072 cm se indican en la Tabla IV.

Cortante basal (T)	0,25	0,30
Desplazamiento en 1 ^{er} piso (cm)	0,0147	0,0179
Desplazamiento en 2 ^o piso (cm)	0,0417	0,0509
Desplazamiento en 3 ^{er} piso (cm)	0,0659	0,0806

Tabla IV. Desplazamientos laterales para dos incrementos de carga lateral

- *Distorsiones de piso*

La configuración de desplazamientos laterales asociada al cortante basal de 0,30 T es la que más se aproxima al desplazamiento de 0,072 cm. Para esta configuración se determina el valor de participación dinámica mediante la ecuación (18). Finalmente con la ecuación (15) se encuentran los desplazamientos en cada piso, en base a los cuales se determina la distorsión de piso. Estos valores se indican en la Tabla V.

Piso	Desplazamiento lateral	Deriva de piso
	(cm)	(%)
1	0,023	0,008
2	0,065	0,014
3	0,103	0,013

Tabla V. Respuesta sísmica en términos de desplazamientos y derivas de piso

- *Desempeño en función de las distorsiones*

Las distorsiones de piso obtenidas deberán compararse con las máximas recomendadas por el Comité VISION 2000, de acuerdo al sismo de análisis y al uso que va a tener la estructura. En la Tabla VI se indican las distorsiones máximas¹⁶.

Completamente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca del colapso	Colapso
< 0,2 % + /-	< 0,5 % + /-	< 1,5 % + /-	< 2,5 % + /-	> 2,5 % + /-

Tabla VI. Distorsiones de piso máximas referenciales, recomendadas por el Comité VISION 2000

En el ejemplo analizado se ha considerado que la acción sísmica corresponde al sismo raro. Por otra parte al tratarse de una vivienda, en la Tabla II se observa que el desempeño esperado es el denominado de *seguridad de vida*. En consecuencia de acuerdo a la Tabla VI las distorsiones de piso deben ser menores al 1,5 %.

Las distorsiones de piso indicadas en la Tabla V son todas menores a 1,5 %. Por lo tanto el desempeño que va a tener la edificación ante el *sismo raro* es satisfactorio. Un análisis similar debe realizarse para los otros eventos sísmicos indicados en la Tabla I.

CONCLUSIONES

Se ha presentado un procedimiento para evaluar el desempeño sísmico de una edificación considerando como parámetro de control la distorsión de piso. Se ha ilustrado este procedimiento mediante la realización de un ejemplo de una estructura diseñada para vivienda en la que se desea saber cual va a ser su desempeño ante un sismo raro. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- La curva de capacidad resistente que se obtiene con la técnica del pushover es parte fundamental del procedimiento que se propone. En este contexto se ha presentado un nuevo modelo de plasticidad con cuatro niveles de inercia en las zonas de daño. Las curvas de capacidad que se obtienen con este modelo son parecidas a las que se obtienen con otros modelos y programas como el DRAIN-2DX.
- En el procedimiento que se propone para evaluar el desempeño sísmico se determina en forma explícita todos los parámetros del sistema equivalente de un grado de libertad en el cual se va a realizar el análisis sísmico. Se ha propuesto un modelo para obtener el sistema equivalente en el que se igualan las propiedades dinámicas y la rigidez elástica e inelástica del sistema SDOF con las del sistema MDOF.
- En el procedimiento propuesto se encuentra el desplazamiento lateral máximo en el sistema equivalente de un grado de libertad igualando la demanda de ductilidad, con la cual se obtiene el espectro inelástico con la demanda de ductilidad de la estructura. Para lograr este objetivo el análisis sísmico se realiza en forma iterativa.
- Para encontrar los desplazamientos y distorsiones de piso en el sistema con múltiples grados de libertad MDOF se lo realiza en base a los desplazamientos laterales que se encuentran en cada incremento de carga con la técnica del pushover.
- El desempeño de una estructura se lo controla en base a las distorsiones esperadas en cada uno de los pisos teniendo como valores referenciales los propuestos por el comité VISION 2000.

REFERENCIAS

- 1 R. Aguiar, "Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico. Programa de ordenador CEINCI3", Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE IS-45, pp. 107, Barcelona, (2001).
- 2 R. Aguiar, "Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos", Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, pp. 302, Quito, (2002).
- 3 R. Aguiar, "Fuerzas sísmicas en los países bolivarianos", Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE IS-42, pp. 101, Barcelona, (2000).
- 3 G. Ayala, "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras-un nuevo enfoque", *Revista Internacional Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, Vol. 17, N° 3, pp. 285-303, Barcelona, (2001).
- 4 A. Barbat y J. Canet, "Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2^a edición, pp. 821, Barcelona, (1994).

- 5 Y. Chung, M. Shinozuka y C. Meyer, "SARCF User's Guide: Seismic analysis of reinforced concrete frames", National Center for Earthquake Engineering Research, Reporte técnico NCEER-88-0044, State University of New York at Buffalo, (1988).
- 6 L. Esteva, O. Díaz, J. García, G. Sierra y E. Ismael, "Criterios y procedimientos para diseño sísmico basado en metas de confiabilidad y desempeño", Informe del Proyecto 31181 U. CONACYT, pp. 68, México, (2001).
- 7 L. Esteva, "Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, pp. 28, Morelia, (1999).
- 8 S.A. Freeman, "Overview of published documents for the evaluation of existing building", *Proceedings of the Seventh ASCE Structures and Pacific Rim Engineering Congress*, pp. 537–545, San Francisco, (1988).
- 9 FUNVISIS, "Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). Edificaciones sismorresistentes", Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, Caracas, (2001).
- 10 L. Hyung, S. Whan e Y. Hun, "Determination of ductility factor considering different hysteretic models", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. **28**, pp. 957–977, (1999).
- 11 S. Kunnath, A. Reinhorn y R. Lobo, "IDARC Version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Technical Report NCEER-92-0022, (1992).
- 12 R. Lobo, "IDARC: Inelastic dynamic analysis of reinforced concrete structures in three dimension", Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, New York, (1994).
- 13 Y. Park, A. Reinhorn y S. Kunnath, "IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame shear-wall structures", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Technical Report NCEER-87-0008, (1987).
- 14 M. Roufael y C. Meyer, "Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. **113**, N° 3, pp. 429–444, (1987).
- 15 SEAOC, "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California", Volumen I, Sacramento, (1995).
- 16 J.E. Stephens y T.P. Yao, "Damage assessment using response measurements", *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. **113**, N° 4, pp. 787–801, (1987).
- 17 R. Valles, A. Reinhorn, S. Kunnath, C. Li y A. Madan, "IDARC2D Version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Reporte técnico NCEER-96-0010, (1996).