

ANALISIS SISMICO DE PORTICOS DE HORMIGON ARMADO:
UNA REVISION DE ESTRATEGIAS PARA SU MODELADO

Victorio E. Sonzosni

INTEC (CONICET - UNL) (*)
Guemes 3450 , 3000 Santa Fe
Argentina.

RESUMEN

El objeto de esta conferencia es el modelado numérico de pórticos de hormigón armado para el análisis de respuesta bajo solicitaciones sísmicas. Se describen los niveles en que puede realizarse ese modelado, y se efectúa una revisión de los modelos numéricos que se han desarrollado para la representación de las relaciones constitutivas y para los elementos estructurales. Finalmente se hace referencia a algunos de los programas desarrollados para el análisis sísmico de pórticos de hormigón armado.

ABSTRACT

Numerical modeling of reinforced concrete frames for seismic response analysis is treated. The different discretization levels that can be used in the idealization are described. A review is made of numerical models developed for representing the constitutive relationships as well as the structural elements. Finally a reference is made to some computer programs for the seismic analysis of reinforced concrete frames.

(*) Instituto de Desarrollo Tecnológico para la Industria Química (INTEC)
Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)
Universidad Nacional del Litoral (UNL)

1. INTRODUCCION

En el presente trabajo se efectua un relevamiento de los principales modelos numericos desarrollados para el analisis sismico de porticos planos de hormison armado, asi como de algunos de los programas computacionales para tal efecto. Un relevamiento de los trabajos realizados sobre el tema hasta 1978 puede encontrarse en referencia [1], y en referencia [2], los comprendidos hasta 1982.

En primer lugar es preciso decir que se trata de un problema de respuesta dinamica, donde se suceden ciclos de deformaciones alternadas. El comportamiento, para niveles moderados o grandes de excitacion, es no lineal por lo que se impone estudiar la respuesta paso a paso a lo largo del tiempo.

Las no linealidades presentes son esencialmente de origen material. Se producen deformaciones inelasticas, con plastificacion del material constitutivo; hay fisuracion del hormison en traccion; hay un comportamiento histeretico bajo ciclos de deformacion; se presenta degradacion de la rigidez estructural a medida que progresan las deformaciones plasticas; se pueden manifestar una disminucion de la resistencia al aumentar el numero de ciclos de deformacion; etc.

Las no linealidades de origen geometrico en la mayoria de los casos adquiere importancia secundaria. Solamente en edificios esbeltos, y en cercanias del colapso de la estructura, el efecto desestabilizante de las cargas gravitacionales puede ser de importancia. Estos casos, no obstante, se han resuelto en forma simplificada agregando cargas exteriores para incluir este efecto de segundo orden, a traves del denominado efecto P-Delta (figura 1). En general no es necesario considerar las no linealidades en la formulacion de las matrices de rigidez estructurales.

En este trabajo, en primer lugar, se hace referencia a los niveles de discretizacion del problema, indicandose cual sera adoptado para el resto del trabajo. Luego se indicaran las caracteristicas principales del comportamiento de los elementos estructurales de porticos de hormison armado, con el objeto de dar un panorama que permita de manifiesto los aspectos mas importantes que es necesario representar en su modelado. En la cuarta seccion se hace un relevamiento de los modelos propuestos para describir los ciclos histereticos en las relaciones carga-deformacion de los elementos estructurales. Se pasa luego a considerar los modelos numericos para representar el elemento estructural de portico plano. Finalmente se hace una breve referencia a algunos de los programas para analisis de respuesta sismica de porticos de hormison armado conocidos en nuestro medio.

2. NIVELES DE DISCRETIZACION

Segun sea el objetivo del analisis, la estructura de un edificio alto puede ser idealizada con distintos niveles de detalle. Siguiendo la referencia [1] los dividiremos en tres niveles: modelo global o macroscopico; modelo de elementos discretos y modelo microscopico.

Un modelo macroscopico (figura 2-a) puede ser, tipicamente, el que se realiza al agrupar las masas del edificio a nivel de cada piso (o de un grupo de pisos) y evaluar la rigidez o flexibilidad de la estructura que conecta esas masas. Se utilizan tambien modelos de un grado de libertad para todo el edificio. Todos estos modelos son muy utiles para las etapas

de proyecto y practicamente deben ser utilizados en todos los casos previamente a la utilizacion de otros niveles de discretizacion, a fin de poder estudiar el comportamiento global del edificio. Sin embargo, si se desea incluir las fuentes de no linealidad y acompañar las deformaciones inelásticas, o detectar estados de falla, esta descripción puede ser insuficiente al ser "transparente" al comportamiento en detalle de cada uno de los elementos estructurales.

En estos casos debe recurrirse a modelos discretos (figura 2-b). En ellos cada elemento estructural (entendiendo por esto cada viga o columna del portico) es representado por un elemento numerico. En el rango elastico esto conduce a los modelos de elementos finitos del analisis matricial de estructuras. Elementos finitos particulares que, bajo ciertas condiciones de carga estatica, nos proporcionan la solución exacta (exacta para las hipótesis de la teoría subexacta). Cuando se presentan deformaciones inelásticas u otras fuentes de comportamiento no lineal, deben incluirse en estos elementos y el objeto de este trabajo es mostrar los desarrollos que, históricamente, se han realizado para tal fin.

Finalmente, un modelado microscopico puede ser realizado y cada elemento estructural, o sus uniones, ser discretizadas, por ejemplo mediante elementos finitos (figura 2-c). Este nivel de detalle, no obstante resulta prohibitivo (en términos de costo computacional) para el estudio de la estructura de un edificio completo, por lo que se utiliza para analizar en detalle el comportamiento de algunos de los elementos o nudos de conexión.

Si se va a efectuar el analisis de la respuesta inelastica de un edificio o se pretende predecir sus mecanismos de colapso, el modelo mas adecuado es el modelo discreto. Este permite que el problema a resolver sea "tratable" en términos de costo computacional, a la vez que permite incluir las principales fuentes de no linealidad con una base empirica. En lo que sigue el presente trabajo se circunscribira a este tipo de idealización.

3. COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El comportamiento no lineal e histéretico de elementos de porticos planos de hormigon armado debe observarse a través de las relaciones constitutivas asociadas a sus tipos de deformación: flexional, cortante y axial. La que adquiere mayor importancia en este caso es la descripción no lineal asociada a la flexión. En algunos casos debe incluirse las no linealidades en el corte. Las deformaciones axiales no llegan a adquirir niveles que las haga incursionar en regimen elastoplastico. Estas participan sin embargo en la influencia que las fuerzas axiales tienen sobre la flexión y el corte. Además de la deformación de los elementos (viga o columna), tienen importancia también las relaciones constitutivas del nudo de conexión viga-columna, a través de su comportamiento al corte y la degradación de su rigidez. En la figura 3 se muestran curvas típicas para las relaciones momento-curvatura y corte-distorsión, bajo ciclos de deformación.

En general las ecuaciones constitutivas para porticos planos reconocen un origen empirico. El modelado se realiza en dos etapas. Primero se ensayan y modelan los elementos bajo condiciones simples de carga, generalmente una sola variable de carga, y se determinan las propiedades de la curva esquelética, bajo carga monotónica, y las propiedades del ciclo histéretico, para cargas alternativas. Segundo, se hace una extensión de los resultados a condiciones mas generales de carga a los fines de la construcción de los modelos [2]. Es de hacer notar que

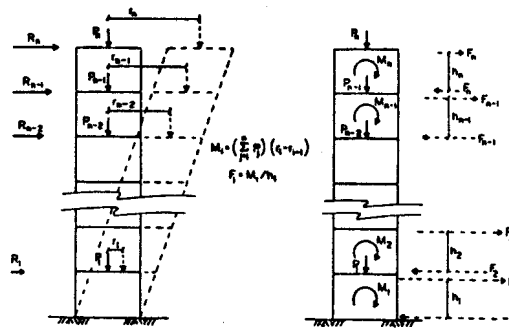


Figura 1: Efecto P-Delta.

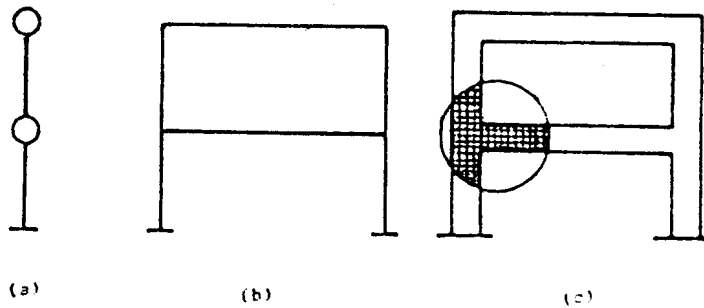


Figura 2: Niveles de discretizacion. a) Modelo global; b) Modelo discreto; c) Modelo microscopico.

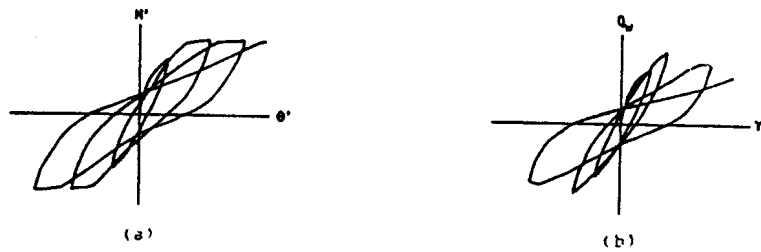


Figura 3: Curvas tipicas para las relaciones constitutivas globales. a) Momento-curvatura; b) Corte-distorsion

las características viscoelásticas o de velocidad de deformación se consideran a través de fuerzas disipativas, definidas mediante valores globales de coeficientes de amortiguamiento.

El comportamiento de una viga a flexión depende del detalle de su armado. Puede tener lugar:

- Plasticación de la armadura en flexión;
- Falla por corte;
- Falla de adherencia entre acero y hormigón;
- Rotura del hormigón por aplastamiento y/o estallido del hormigón de recubrimiento;
- Pandeo de la armadura comprimida;
- etc.

La curva monotonica carga-deformación no es una curva suave sino que presenta puntos de quiebre. Ellos corresponden a: fisuración del hormigón traccionado; fluencia de la armadura; y falla por compresión del hormigón. La figura 4-a muestra la forma típica para la curva carga-deformación de una viga con falla del tipo de flexión (falla dúctil). La figura 4-b muestra la curva para el caso de una falla por corte (falla frágil). Los parámetros necesarios para describir la curva esqueleto pueden ser evaluados mediante expresiones empíricas [3,4]. Las deformaciones últimas han sido más difíciles de prever. La ductilidad depende, entre otras cosas, de la fuerza axial y de la armadura del ala.

Ecuaciones empíricas para evaluar los parámetros de la curva carga-deformación de vigas que presentan falla por corte, han sido presentadas por algunos autores. Lee [5] estudio la deformación última en fallas de corte. Arakawa [6] obtuvo ecuaciones para las tensiones de fisuración e Ikeda incluyó la influencia de la deformación axial [7].

En lo que hace al ciclo de histeresis la figura 5 ilustra algunas características observadas experimentalmente. En la degradación del ciclo se produce una disminución de la rigidez efectiva y de la energía disipada bajo la forma de trabajo plástico (figura 5-a). La figura 5-b alude al "desinflado" del ciclo. Cuando en una viga de hormigón armado se ha producido fisuración del hormigón y deformación plástica del acero, si se invierte ahora el sentido de la carga, la rigidez efectiva flexional de la pieza se ve reducida al colaborar, en compresión, solamente la sección de la armadura. Esto se da hasta que se cierran las fisuras, instante en el que sobreviene un aumento de la rigidez total de la sección. Así se describe un ciclo con forma de S invertida. El ciclo con forma de S es típico en elementos de hormigón pretensado. En la figura 5-c se ha representado el deterioro en la resistencia y en la rigidez, con el número de ciclos descritos. Esta inestabilidad del ciclo puede dar lugar a colapso en un tipo de fatiga de bajo cicloaje.

Los nudos de conexión viga-columna han merecido también la atención de los investigadores. Además de poseer dimensiones finitas (en vez de ser nudos puntuales), se ven sometidos a deformaciones, principalmente torsionales y, eventualmente, a fisuración. Pueden perder, en algunos casos, su capacidad de anclaje de las barras de la armadura.

4. MODELOS PARA EL CICLO HISTERETICO CARGA-DEFORMACION

En esta sección se describirán los modelos matemáticos o numéricos que han sido propuestos para poder representar los ciclos histeréticos carga-deformación en estructuras en general y de hormigón armado en particular.

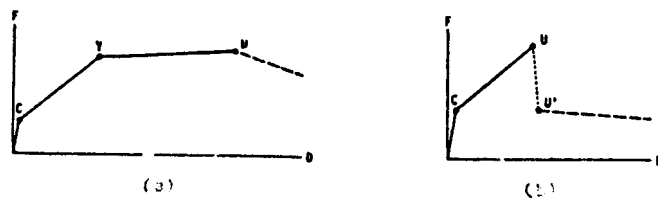


Figura 4: Curva carga-deformación monotónica.
a) Falla por flexión; b) Falla por corte.

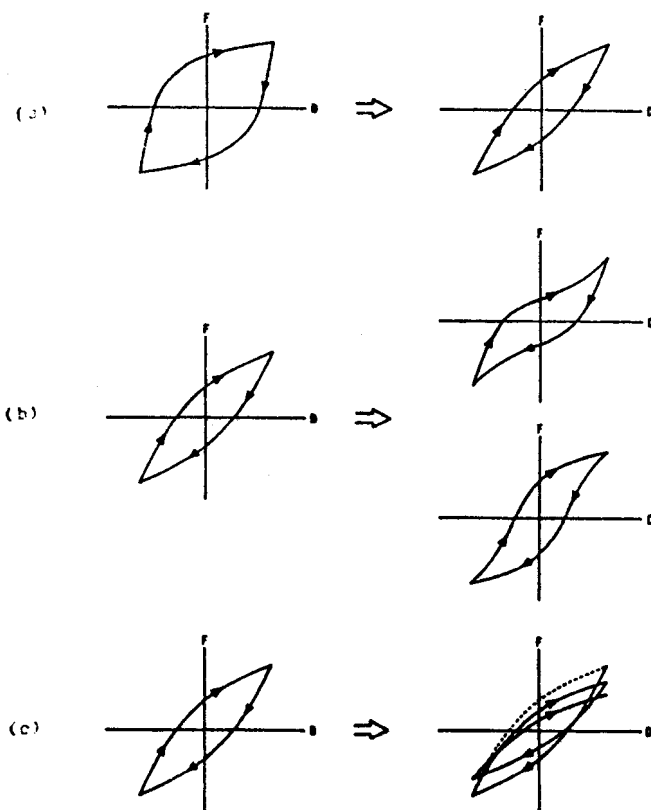


Figura 5: Características de los ciclos histeréticos
a) Desradación; b) Desinflado; c) Inestabilidad.

El modelo mas simple que podemos plantear es el denominado bilineal (figura 6-a); para el cual la curva esqueleto se describe con dos rectas. Una de ellas corresponde a la carga elastica y va hasta el punto de plastificacion o fluencia. A partir de alli otra recta describe la deformacion en el rango plastico. Este modelo puede incluir un endurecimiento medido por la pendiente de la recta plastica. Cuando el endurecimiento es nulo se cae en el caso particular de un modelo elasto-plastico perfecto (figura 6-b). El ciclo se produce sobre rectas paralelas a las de la curva esqueleto. Este modelo fue de los primeros usados para analisis elasto-plastico [8,9,10] y su principal ventaja es su simplicidad. No obstante es insuficiente para poder representar el comportamiento de estructuras de hormigon armado.

Un procedimiento que permite generar ciclos de histeresis, debido a Masins [11], se basa en definir una curva esqueleto primaria. Los ciclos sucesivos de carga y descarga se representan con la misma funcion de la curva esqueleto, realizandose un cambio de origen y escala para las variables intervinientes. Asi si la curva esqueleto se define

$$P = f(X)$$

las ramas de los ciclos sucesivos se calculan con

$$(P - P_1)/2 = f((X - X_1)/2)$$

siendo (X_1, P_1) coordenadas del punto en el cual se efectua la ultima reversion de la carga.

Segun sea la funcion f utilizada sursen distintos modelos. Uno muy utilizado es el de Rambers-Osgood [12] en el que la curva esqueleto se define

$$\frac{X}{X_r} = \frac{P}{P_r} + \alpha \left(\frac{P}{P_r} \right)^\beta$$

siendo X_r y P_r un desplazamiento y una fuerza de referencia, α una constante real positiva y β constante entera positiva impar mayor que 1. En la figura 7 se muestra la forma de uno de esos ciclos. Como caso particular este modelo contiene al bilineal. El ciclo de Rambers-Osgood fue propuesto por Jennings para evaluar las perdidas de energia por trabajo plastico de deformacion de una estructura bajo deformaciones ciclicas [13]. Este modelo ha sido utilizado tambien para estructuras de acero y para modelos de suelos.

Un inconveniente que puede presentar el modelo de Rambers-Osgood, segun sea el procedimiento de calculo que se siga, es que proporciona la deformacion en funcion de la carga. Si se precisa la relacion inversa, no puede ser explicitada y la carga en funcion de deformacion debe ser calculada en forma iterativa. A fin de salvar este inconveniente se han propuesto modelos alternativos, en los cuales se define la carga en forma explicita. Asi Menesotto y Pinto [14], y Sonzogni [15] han propuesto modelos de tipo Masins basados en diferentes descripciones de la curva esqueleto.

Un modelo, de concepcion distinta, fue desarrollado por Iwan [16], quien tomo un conjunto de elementos elasto-plasticos con diferentes niveles de fluencia. Segun sean los valores asignados a cada componente, losra una serie de curvas que, como caso particular, incluyen al modelo bilineal.

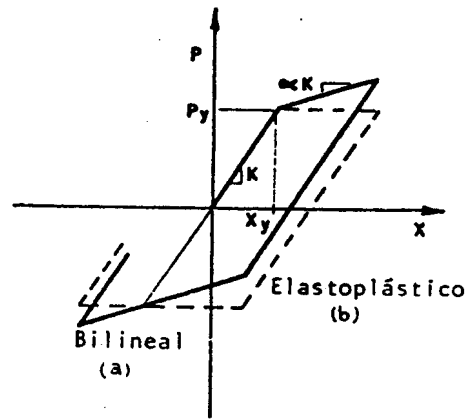


Figura 6: Modelo histérico bilineal y elastoplástico.

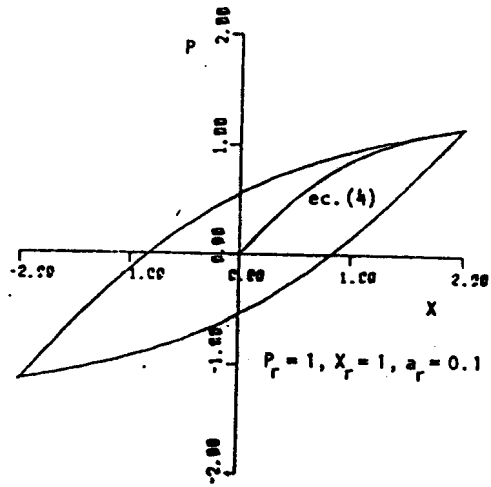


Figura 7: Modelo histérico de Ramberg-Osgood.

Una descripción más reciente para los ciclos de histeresis lo constituyen las ecuaciones evolucionarias. Las ecuaciones constitutivas se describen en la forma de ecuaciones diferenciales que se integran paralela y separadamente de la integración de las ecuaciones de movimiento. Este tipo de modelos han sido utilizados, por ejemplo, en referencias 17 y 18.

Cuando avanzamos en el estudio de modelos histeréticos más apropiados para representar la respuesta de estructuras de hormigón armado, encontramos que el punto de partida puede ser considerado el modelo propuesto por Clough en 1966 [19]. Sobre una base bilineal incluye una degradación de la rigidez. La descarga desde la rama plástica se produce paralela a la rama elástica. Una vez producido un cambio de signo en la carga, la rama de la carga, en el nuevo sentido, se orienta hacia el punto de mayor deformación alcanzado en el proceso de carga previa (figura 8-a). Este modelo ha sido uno de los más utilizados y ha sido objeto de múltiples modificaciones. Entre ellas podemos citar los modelos de Iabakult y Nielsen [20], Otani [21], Anderson y Townsend [22], Saïdi y Sozen [23], entre otros (figura 8). Susano y Fukada [24] utilizaron una base trilineal, incluyendo así explícitamente la fisuración del hormigón a tracción.

Iwan [25] en una generalización de su modelo histerético incluyó una degradación en la rigidez. Utilizando un conjunto de elementos simples que además de tener componentes elásticos y elastoplásticos contenían también elementos con fricción o deslizamiento irreversible. Nuevamente consiguió así representar una amplia clase de formas de ciclo de carga (figura 9).

Un hito en los modelos histeréticos para hormigón armado lo constituye el presentado por Takeda et al en 1970 [26]. Este modelo empírico contiene una serie de reglas para seguir los procesos de carga y descarga desde distintas situaciones (figura 10). Es uno de los más complejos de su tipo y ha sido ampliamente utilizado y tomado como patrón para la propuesta de modelos más simplificados. Presenta una buena concordancia con resultados experimentales.

Modelos de otro tipo fueron propuestos por Shida et al [27] y por Tani et al [28] en los cuales el ciclo histerético se modela en forma separada de la curva esquelética.

Otras características de los ciclos experimentales se han tratado de introducir en los modelos numéricos. El desinflado de los ciclos fue introducido por Takayanashi y Schnobrich [29] en un modelo de Takeda modificado. En la misma referencia se considera el decremento en la resistencia con el número de ciclos de reversión de la carga. Este efecto, importante en el caso de esfuerzos de corte elevados, también fue modelado por Aoyama [30] mediante una combinación de elementos de deslizamiento negativos y modelos bilineales.

Más recientemente se han utilizado técnicas de identificación de sistemas para construir modelos numéricos ajustando una serie de parámetros del mismo a un conjunto de datos experimentales. En este sentido puede mencionarse, por ejemplo, trabajos de Stanton y McNiven [31].

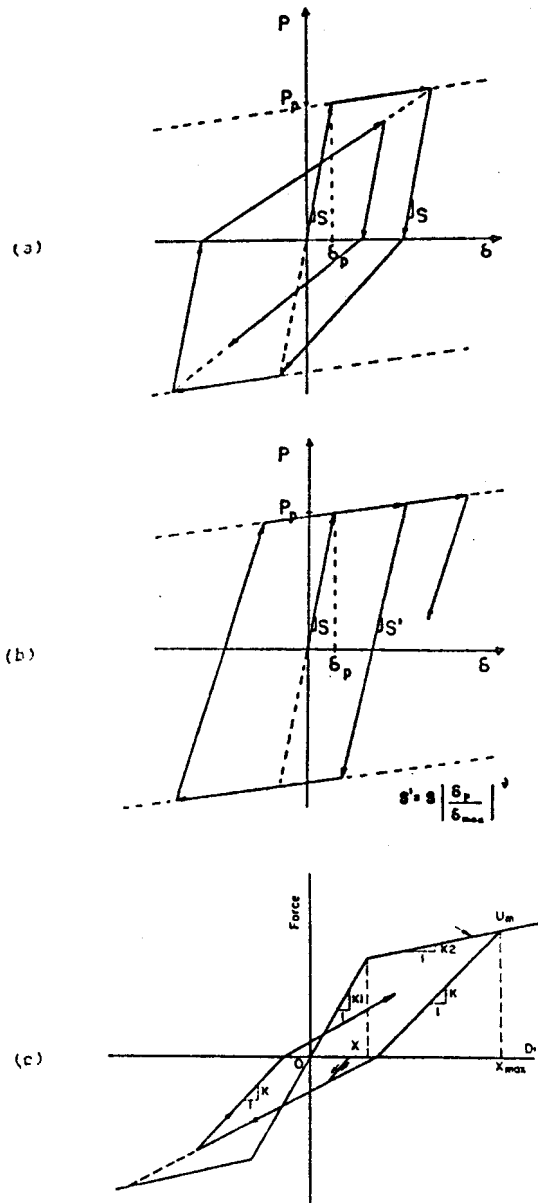


Figura 8: Modelos histéricos para hormiçon armado.
 a) Modelo de Clough; b) Modelo de Imbeault y Nielsen; c) Modelo de Saiidi y Sozen.

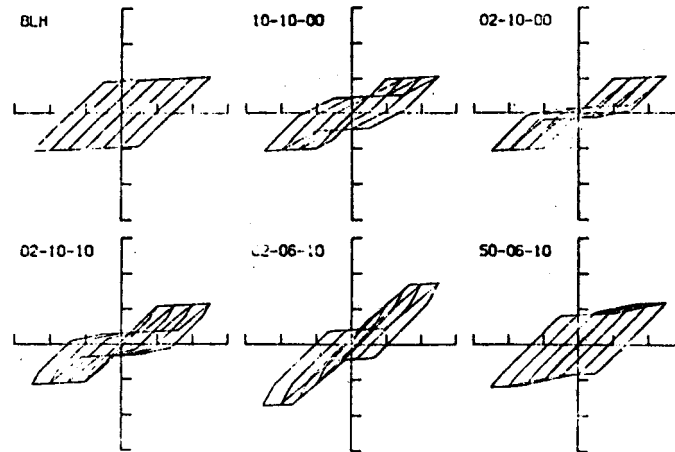


Figura 9: Modelo histetico de Iwan.

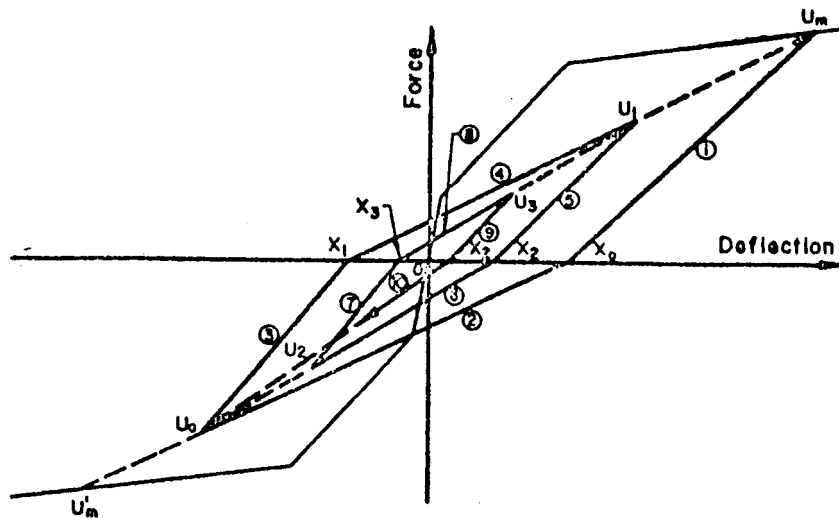


Figura 10: Modelo histetico de Takeda et al.

5. MODELOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

A continuación se describirán los modelos numéricos propuestos para representar los elementos estructurales (vigas, columnas). Debe recordarse que el efecto no lineal más importante corresponde a la flexión y los modelos desarrollados están orientados a tenerlo en cuenta. También se hará referencia, en esta síntesis, a algunos intentos para considerar los efectos del corte y las deformaciones de los nudos de unión viga-columna.

En los primeros modelos utilizados se suponían propiedades elasto-plásticas perfectas, de modo que al superarse en un extremo el momento de plastificación, la viga quedaba transformada, para una respuesta incremental, en un elemento con una rótula en esa extremidad. Así Berg en 1960 [8,31], Heidebrecht en 1964 [9], y Walpole y Shepherd en 1969 [10] realizaron análisis elasto-plásticos de la respuesta sísmica de porticos. El modelo usado en ref.10 se muestra en la figura 11. Goel [33,34] utilizó vigas con ciclos de Ramberg-Osgood para porticos simétricos de un vano.

Clough y Benuska [35,36] construyeron un modelo denominado, posteriormente, 'de dos componentes'. Consistía en dos elementos en paralelo uno de los cuales permanecía elástico y el otro con características elasto-plásticas ideales. De este modo podía obtenerse una respuesta histerética bilineal (figura 12). Este elemento fue muy usado en el periodo 1969-1976 e incluido en programas computacionales. Aoyama [37] extendió este modelo a un ciclo trilineal agregando más componentes en paralelo.

Giberson [38,39] utilizó un modelo, que en contraposición fue denominado 'de una componente', en el cual un elemento elástico poseía resortes rotacionales rígido-inelásticos en las extremidades (figura 13). El comportamiento inelástico e histerético estaba confiado a los resortes. Este elemento era más versátil que el de dos componentes. Fue también muy utilizado en la década del 70.

Los modelos multicomponentes (tales como los de Clough y Aoyama) fueron a su vez modificados y se los dotó de mayor generalidad pudiendo manejarse con tanta versatilidad como los de una componente [40]. Sin embargo todos ellos adolecen de algunas limitaciones, como puede ser el hecho de concentrar las deformaciones inelásticas en los extremos de los elementos.

En la búsqueda de elementos más apropiados para el hormigón armado, Yoshioka et al [41] utilizaron elementos de una componente con resortes según el modelo histerético de Takeda. Se conseguía así, además del comportamiento inelástico, representar la degradación en la rigidez. Presenta sin embargo dificultad para determinar los parámetros necesarios del modelo.

Otani [42,43] supuso que las vigas del portico podían considerarse cortadas, en su punto de inflexión, en dos tramos en voladizo. Para cada uno de ellos determinó la rigidez (o flexibilidad) a partir de la teoría elemental de vigas. La posición del punto de inflexión variaba a lo largo del análisis. Introdujo estos elementos en el programa SAKE. Algunos de los inconvenientes de su modelo son la obtención de matrices no simétricas y las posibilidades de inestabilidad en la solución. Takizawa [40] modificó este elemento a fin de preservar la simetría de las matrices.

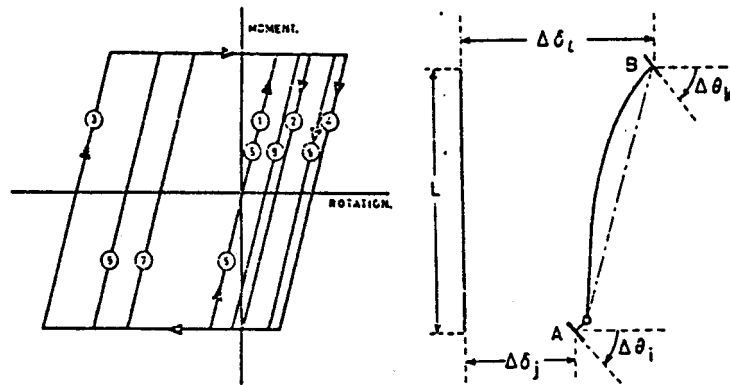


Figura 11: Elemento de Walpole y Shepherd.

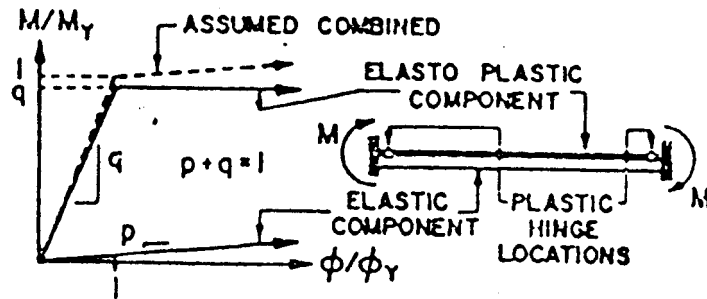


Figura 12: Elemento de Clough y Benuska.

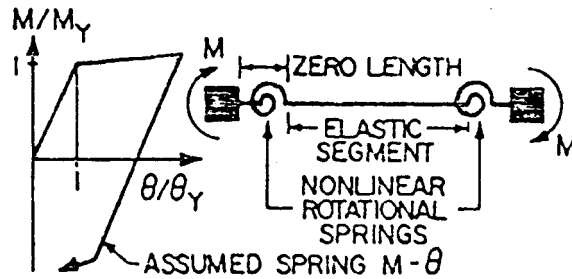


Figura 13: Elemento de Giberson.

Otro elemento construido por Takizawa tiene una distribución parabólica de las rigideces flexional y cortante de la sección, a lo largo de la viga [44]. La rigidez seccional EI de los extremos de la viga seguían un modelo histerético degradante trilineal, y en el punto de inflexión mantenía el valor de la rigidez inicial. Logro mejorar los resultados obtenidos con respecto a modelos anteriores.

Un grupo distinto de modelos puede denominarse 'modelos con resortes múltiples'. En ellos la distribución de las deformaciones plásticas a lo largo de la viga es aproximada mediante la ubicación de varios resortes con características inelásticas (figura 14). En algunos casos estas características responden a sistemas elasto-plásticos o bilineales, como en los modelos de Heidebrecht et al [45] y de Wen y Jenssen [46]. También se utilizaron resortes con modelos histeréticos del tipo 'Takeda', como en ref. 29 y 47.

En un intento por mejorar la descripción del comportamiento de las secciones críticas, se desarrollaron elementos que podemos designar como 'multicapas'. En ellos la sección transversal de la viga se discretiza en un número de capas y en cada una de ellas se acompaña la ley constitutiva del material (figura 15). Modelos de este tipo fueron usados por Mark [48], Emori y Schnobrich [47], Popov, Bertero y Ma [49], y Stanton y McNiven [31].

Más recientemente, otro tipo de modelo ha sido desarrollado, en el cual las deformaciones plásticas están distribuidas en una zona de plastificación, en la cual el comportamiento histerético se guía por adecuadas relaciones momento curvatura. La longitud de esas zonas plásticas depende de la distribución de los momentos flectores en la viga. Aquí pueden incluirse los modelos desarrollados por Soleimani et al [51], Sonzosni y Bisnon [50], y Meyer et al [52].

Dos características que puede ser necesario incluir en algunos casos son la variación del ciclo histerético en el tiempo, y las tensiones iniciales debido a cargas gravitacionales. Las curvas que describen el ciclo histerético varían a lo largo de la respuesta y dependen, en una forma importante, por ejemplo del nivel de los esfuerzos normales en los elementos. Este efecto ha sido considerado definiendo curvas de variación de los momentos de plastificación con los esfuerzos normales e incluido en los modelos de referencias 29 y 50, por ejemplo. La acción de cargas gravitacionales se manifiesta en un estado de tensiones y deformaciones previo al comienzo de la sollicitación dinámica. En una manera simplificada debe al menos retenerse el valor de los momentos iniciales en vigas por cuanto pueden estos valores influir en forma importante en el comportamiento de esos elementos durante la respuesta. En referencia 50 ha sido incluido este efecto.

En lo que se ha mencionado en esta sección se ha tratado con el comportamiento de vigas o columnas. Como se comentó en secciones anteriores, el nudo de conexión viga-columna puede asumir un papel importante en la respuesta y parece que se considere explícitamente su comportamiento. Cuando el nudo surge de la intersección de dos rectas que representan los ejes de vigas y columnas, se obtiene un modelo matemático más flexible que la estructura que se desea modelar. El primer modelo para el nudo resultó en una zona rígida con dimensiones iguales a la altura de las secciones de vigas y columnas concurrentes. Estas dimensiones se achicaron luego al comprobar que se rigidizaba excesivamente el modelo. Posteriormente se intentó directamente un modelado de la distorsión del nudo por la sollicitación de corte e incluso su pérdida de rigidez por fisuración [2].

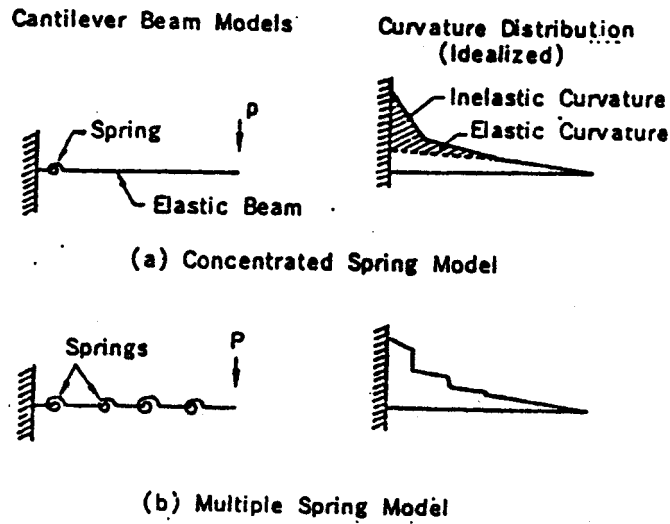


Figura 14: Elementos de resortes multiples.

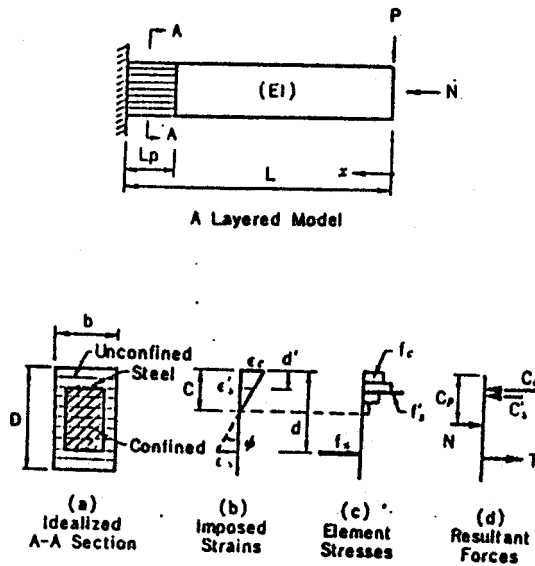


Figura 15: Elementos multicapas.

Un efecto, tambien asociado a la presencia del nudo, que ha merecido mucha atencion por parte de los investigadores, es la rotacion relativa concentrada en el plano de union viga-nudo. En la zona mas solicitada de la viga, cuando se asota la adherencia entre las barras de armadura y el hormigon, al plastificar el acero se produce un deslizamiento de la armadura que provoca esa rotacion concentrada de la viga con respecto al nudo. Este efecto tiene gran implicancia en lo que respecta al anclaje de las barras de armadura. Esta rotacion concentrada ha sido considerada explicitamente en algunos elementos agregando al mismo una rotula en sus extremos con un resorte rotacional que sigue una ley momento-rotacion histérica. Asi pueden citarse trabajos de Otani [21], Takayanagi y Schnobrich [29], Emori y Schnobrich [47], y Soleimani et al [51]. Anderson y Townsend consideraron este efecto reduciendo la rigidez de un sesento extremo de la viga [22].

Finalmente, puede decirse que el comportamiento inelastico en las deformaciones de corte ha sido tratado por algunos autores y asi Powell y Buckle [53] incluyeron resortes de corte y de flexion en los extremos del elemento. Tambien Shida et al [54] colocaron un resorte que trabaja frente a las fuerzas de corte de una viga para tener en cuenta este efecto. No obstante resulta dificil determinar las características de los resortes.

6. PROGRAMAS COMPUTACIONALES PARA ANALISIS DINAMICO NO LINEAL DE PORTICOS

En esta seccion se describiran de manera muy sintetica algunos programas computacionales orientados al analisis dinamico no lineal de porticos de hormigon armado. La cantidad de programas desarrollados es muy grande y aqui se hara referencia solamente a algunos de los mas conocidos en nuestro medio.

a) DRAIN-2D [55]

Desarrollado por Kanaan y Powell, en 1973, en el Earthquake Engineering Research Center, de la Universidad de California, Berkeley, EE.UU.

Este programa es uno de los mas populares en ingenieria sismica. Ha sido objeto de varias actualizaciones y ampliaciones. Puede analizar porticos planos de geometria general. Contiene varios elementos para estructura de edificios: vigas (modelos de dos componentes bilineales y modelos con rigidez degradante), diagonales, paneles de corte y nudos flexibles. Incluye interaccion N-M (fuerza axial-momento de plastificacion) y permite introducir un estado tensional inicial (por ej. debido a cargas gravitacionales). Los elementos de viga consideran solamente deformaciones axiales y flexionales.

b) SERF [56]

Desarrollado por Mahin y Bertero, en 1976, en el Earthquake Engineering Research Center, de la Universidad de California, Berkeley, EE.UU.

Este programa puede analizar solamente porticos regulares de edificios, es decir columnas verticales, vigas horizontales e igual altura de columnas del piso. Sus elementos no incluyen deformacion axial. Si tiene en cuenta la interaccion N-M, nudos rigidos y cargas gravitacionales.

c) SAKE [43]

Desarrollado por Otani, en 1974, en la Universidad de Illinois,

EE.UU.

Tambien admite solamente porticos regulares de edificios. Contiene elementos con resortes rotacionales para deformaciones inelasticas de flexion y resortes rotacionales para considerar la rotacion concentrada en el plano de union visa-nudo. El ciclo histeretico es un "hakeda" modificado. No incluye deformaciones axiales ni cortantes. Admite solamente masas concentradas por pisos.

d) FRIEDA [57]

Desarrollado por Aziz, en 1976, en el M.I.T., EE.UU.

Es similar a los dos anteriores. Considera solo porticos regulares de edificios. Los elementos son representados con modelos de una componente con resortes inelasticos.

e) ANDEN [58]

Desarrollado por Sonzogni y Bisnon, en 1980, en la Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

Permite analizar porticos planos de geometria general. Considera deformaciones axiales, flexionales y cortantes en los elementos (aunque el comportamiento inelastico esta restringido al modo de flexion). Admite la posibilidad de nudos residuos. Permite modelar tambien tabiques. Sus elementos tienen una longitud finita, variable, de plastificacion. Incluye interaccion N-M y cargas gravitacionales.

f) DRAIN-TABS [59]

Desarrollado por Guendelman-Israel y Powell, en 1977, en el Earthquake Engineering Research Center, de la Universidad de California, Berkeley, EEUU.

Este programa es una extension del DRAIN-2D a estructuras tridimensionales de edificios. Considera esta estructura como un ensamble de elementos planos, cada uno de los cuales se modela como en DRAIN-2D, con sus mismas posibilidades. Se han introducido modificaciones al programa original, como el "desinflado" del ciclo, por Hayes et al [60].

7. CONCLUSIONES Y DIRECCION DE FUTUROS ESTUDIOS

Se han presentado, de una manera resumida, los distintos modelos y programas para analisis dinamico no lineal de porticos de hormigon armado. El campo de investigacion permanece abierto y hay un gran numero de problemas que deben solucionarse tendiendo a mejorar las predicciones numericas de la respuesta de dichos porticos. A continuacion se listan algunos de los puntos que merecen atencion con vistas al desarrollo de modelos numericos.

a) Efecto tridimensional:

Tanto para un edificio globalmente, como para un elemento estructural. En forma global, se ha demostrado que el efecto tridimensional puede alterar el comportamiento de los planos estructurales [61]. Por lo tanto, si se modela una estructura mediante un ensamble de elementos planos, este efecto debe ser tenido en cuenta. A nivel del elemento, es de hacer notar que estos se encuentran, en general, trabajando bajo solicitaciones espaciales (flexion oblicua).

b) Efecto de losas, paredes y elementos no estructurales:

Estos elementos rigidizan (y fragilizan) la estructura de un portico. El ancho colaborante de losas con la viga, no es facil de delimitar, sin embargo su importancia es grande al modificar sustancialmente su rigidez. Otro tanto puede decirse respecto a la presencia de paredes, parapetos u otros elementos no estructurales.

c) Desplazamiento del eje neutro en algunos elementos:

Se ha corroborado que en tabiques, por ejemplo, al producirse la fisuracion y plastificacion tienen lugar grandes corrimientos del eje neutro de la seccion. Sin embargo los modelos, apoyados en teoria de vigas, suronen para este eje neutro una posicion fija. A esto puede unirse el efecto global descrito en (a). La divergencia entre los estados tensionales en uno y otro caso pueden ser importantes.

d) Degradacion de la rigidez y resistencia por corte:

Este efecto de importancia en algunas vigas, segun su detalle de armado y el nivel de los esfuerzos de corte, debe ser estudiado con el objeto de poder introducirlo en los modelos numericos de porticos.

e) Efectos de pretensado:

Se ha prestado mayor atencion en el desarrollo de los modelos a los elementos de hormigon armado tradicional, que a los de pretensado. Sin embargo, su utilizacion, como pretensado parcial, parece ser promisoria para estructuras antisismicas. Este tema tambien es de importancia para futuros desarrollos numericos.

f) Fundaciones:

Si bien no pertenece al modelado de los elementos de portico, el tratamiento de la fundacion tiene fundamental importancia y generalmente se lo considera en forma separada de la estructura. Por un lado las columnas se empotran o articulan en la base. La influencia de la deformabilidad del suelo se considera indirectamente a traves de la modulacion que este produce sobre el movimiento sismico que llega a la base de la estructura. El efecto de interaccion entre estructura y suelo es rara vez considerado. Por otro lado el comportamiento no lineal, con levantamiento de partes de la base durante la respuesta, deberia tambien ser tenido en cuenta.

REFERENCIAS

1. Mahin, S.A. and Bertero, V.V., 'Prediction of nonlinear seismic building behavior', J. Tech Councils - ASCE, Vol. 104, No.1, pp. 21-37, 1978.
2. Uemura M. and Takizawa H., 'Dynamic response of reinforced concrete buildings', IABSE-AIPC-IVBH, Zurich, 1982.
3. S. Susano and I. Koreishi, 'An empirical evaluation of inelastic behavior of structural elements in reinforced concrete frames subjected to lateral forces', Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 1, pp. 841-844, June 1973.
4. H. Uemura and H. Aoyama, 'Evaluation of inelastic seismic deflection of reinforced concrete frames based on the tests of members', Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. 1, pp. (B-2) 92-107, January 1969.
5. F.S. Lee, 'Empirical analysis of the shear strength and deformation of reinforced concrete beams' (in Japanese), Doctoral Thesis, Dep. of Architecture, University of Tokyo, Tokyo, Japan, August 1967.
6. T. Arakawa, 'A study on the shearing resistance of reinforced concrete beams' (in Japanese), Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 66, pp. 437-440, October 1960.
7. S. Kokusho and K. Osura, 'Shear strength and load-deflection characteristics of reinforced concrete members', Proceedings of the U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering with Emphasis on the Safety of School Buildings, Sendai, Japan, pp. 364-381, September 1970.
8. G.V. Berg and D.A. DeDoppo, 'Dynamic analysis of elasto-plastic structures', Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. EM2, pp. 35-58, April 1960.
9. A.C. Heidebrecht, S.-L Lee, and J.F. Fleming, 'Dynamic analysis of elastic-plastic frames', Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. ST2, pp. 315-343, April 1964.
10. Walpole, W.R., and Shepherd, R., 'Elasto-Plastic Seismic Response of Reinforced Concrete Frames', Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST10, Proc. Paper 6813, pp. 2031-2055, Oct. 1969.
11. Masins, G. 'Eisenspannungen und Verfestigung beim Messing', Proc. Second Internatl. Congr. App. Mech., Zurich, 1926. Citado en: 'Fundamentals of Earthquake Engineering', Newark, N.M. and Rosenblueth, E., Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1971.
12. Raabers, R. and Oswood, W.R., 'Description of Stress-Strain Curve by Three Parameters', Technical Note, 902, NACA, July 1943.
13. Jennings, P.C., 'Periodic response of a general yielding structure', Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol. 90, No. EM2, pp. 131-166, April 1964.
14. Menesotto M. and Pinto P., 'Methods of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending', IABSE Symp., Lisboa, 1973.
15. Sonzogni, V.E., 'Modelado del comportamiento histeretico en la respuesta transiente de estructuras inelasticas', III Congreso Latinoamericano sobre Metodos Computacionales para Ingenieria, Buenos Aires, Mayo 1982.
16. W.D. Iwan, 'A distributed-element model for hysteresis and its steady-state dynamic response', Journal of Applied Mechanics, American Soc. of Mechanical Engineers, Vol. 33, No. 4, pp. 893-900, December 1966.
17. Ozdemir, H., 'Nonlinear transient dynamic analysis of yielding structures', Ph.D. Dissertation, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley, 1976.
18. Bhatti, M.A. and Pister, K.S., 'Transient response analysis of structural systems with nonlinear behavior', Computers Structures, Vol. 13, pp. 181-188, 1981.

19. Clough, R.W. and Johnston, S.D., 'Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements', Report No. 66-16, Structural Engineering Lab., Univ. of California, Berkeley, Calif., October 1986.
20. Imbeault, F.A. and Nielsen, N.N., 'Effect of degrading stiffness on the response of multistory frames subjected to earthquakes', Proc. V World Conf. Earth. Eng., Rome, pp. 1756-65, 1973.
21. Otani, S., 'Inelastic analysis of R/C frame structures', Journal of the Structural Division, New York, ASCE, Vol. 100, No. 7, pp. 1433-49, July 1974.
22. Anderson, J.C. and Townsend, W.H., 'Models for RC frames with degrading stiffness', Journal of the Structural Division, New York, ASCE, Vol. 103, No. 12, pp. 2361-76, Dec. 1977.
23. M. Saiidi and M.A. Sozen, 'Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures', Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 465, University of Illinois, Urbana, Illinois, August 1979.
24. Y. Fukada, 'A study on the restoring force characteristics of reinforced concrete buildings (Part 1: Formulation and response evaluation of degrading tri-linear model)' (in Japanese), Proceedings of the 40th Kanto District Symposium (Architectural Institute of Japan), Tokyo, Japan, pp. 121-124, Nov. 1969.
25. W.D. Iwan, 'A model for the dynamic analysis of deteriorating structures', Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 1782-1791, June 1973.
26. Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N., 'Reinforced concrete response to simulated earthquake', J. Str. Div. ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-73, 1970.
27. T. Shima and J. Osawa, 'An experimental study on dynamical behavior of reinforced concrete frames', Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium 1966, Tokyo, Japan, pp. 321-326, October 1966.
28. S. Tani, S. Nomura, T. Nagasaka, A. Hiramatsu, and I. Mochizuki, 'Earthquake response of reinforced concrete structures considering the discontinuous failure process to collapse', Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 1, pp. 1379-1388, June 1973.
29. Takewasahi, T. and Schnobrich, W.C., 'Non-linear analysis of coupled wall systems', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Sussex, Vol. 7, No.1, pp. 1-22, Jan./Feb. 1979.
30. H. Aoyama, M. Ito, S. Susano, and S. Nakata, 'A study on the cause of damage to the Machinohe Technical College due to 1968 Tokachi-oki earthquake (Part 1)', Proceedings of the U.S. - Japan Seminar on Earthquake Engineering with Emphasis on the Safety of School Buildings, Sendai, Japan, pp. 199-212, September 1970.
31. Stanton J.F. and Mc Niven H.D., 'Towards an optimum model for the response of reinforced concrete beams to cyclic loads', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, pp. 299-312, 1983.
32. Berg, G.V., 'Response of Multi-Story Structures to Earthquakes', Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 87, No. EM2, Proc Paper 2790, pp. 1-16, April 1961.
33. Boel, S., 'Response of Multistory Steel Frames to Earthquake Forces', Bulletin No. 12, Steel Research for Construction, American Iron and Steel Institute, New York, N.Y., November 1968.
34. S.C. Boel, 'P- Δ and axial column deformation in seismic frames', Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. 878, pp. 1693-1712, August 1969.
35. Clough, R.W., Benuska, K.L. and Wilson, E.L., 'Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings', Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand, Vol. 2, pp. 68-89, 1965.
36. R.W. Clough and K.L. Benuska, 'Nonlinear earthquake behavior of tall buildings', Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. EM3, pp. 129-146, June 1967.

37. H. Aoyama and T. Susano, 'A generalized inelastic analysis of reinforced concrete structures based on the tests of members', Recent Researches of Structural Mechanics - Contributions in Honour of the 60th Birthday of Prof. Y. Tsuboi, Uno Shoten, Tokyo, Japan, 1968, pp. 15-30.
38. Giberson, M.F., 'The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitations', Thesis presented to the California Institute of Technology, at Pasadena, Calif., in 1967, in partial fulfillment of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy.
39. Giberson, M.F., 'Two nonlinear beams with definitions of ductility', 'Journal of the Structural Division', New York, ASCE, Vol. 95, No. 2, pp. 137-57, Feb. 1969.
40. H. Takizawa, 'Notes on some basic problems in inelastic analysis of planar R/C structures (Part I and II)', Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 240, pp. 51-62, February 1976; No. 241, pp. 65-77, March 1976.
41. Yoshioka, K., Takeda, T. and Nakasawa, L., 'Inelastic Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings', Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Session 6B, Vol. 2, pp. 2172-2181, 1973.
42. Otani, S., and Sozen, M.A., 'Behavior of Multistory Reinforced Concrete Frames during Earthquakes', Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana-Champaign, III, Nov. 1972.
43. Otani, S., 'SAKE-A Computer Program for Inelastic Response of Reinforced Concrete Frames to Earthquakes', Structural Research Series No. 413, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana-Champaign, III, Nov. 1974.
44. H. Takizawa, 'Non-linear models for simulating the dynamic damage process of low-rise reinforced concrete buildings during severe earthquakes', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley Sons, Chichester, Sussex, England, Vol. 4, No. 1, pp. 73-94, July 1975.
45. A.C. Heidebrecht, J.F. Fleming, and S.L. Lee, 'Dynamic analysis of inelastic multi-degree systems', Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. EM6, pp. 193-215, December 1963.
46. R.K. Wen and J.G. Janssen, 'Dynamic analysis of elasto-inelastic frames', Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland and Wellington, New Zealand, Vol. II, pp. 713-729, Jan. 1965.
47. K. Emori and W.C. Schnobrich, 'Analysis of reinforced concrete frame-wall structures for strong motion earthquakes', Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 457, University of Illinois, Urbana, Illinois, December 1978.
48. Mark, K.M., 'Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Frames', Publication No. R76-38, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., Aug. 1976.
49. Popov E.P., Bertero V.V., Ma S.M., 'Model of cyclic inelastic flexural behavior of reinforced concrete members', in International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, 4, San Francisco, Aug. 15-19, 1977, Transactions, Brussels, Commission of the European Communities, v.K(a), 3/14, 12p., 1977.
50. Sonzogni, V.E. y Bignon, P.G., 'Modelo para analisis dinamico inelastico de porticos de hormigon armado', Proc. XXI Jornadas Sudamericanas Ingenieria Estructural, Rio de Janeiro, 1981.
51. Soleimani, B., Popov, E.P. and Bertero, V.V., 'Hysteretic behavior of reinforced concrete beam-column subassemblies', Journal of the American Concrete Institute, Detroit, Vol. 76, No. 11, pp. 1179-95, Nov. 1979.
52. Meyer C., Roufaiel M.S.L. and Arzoumanidis S.G., 'Analysis of damaged concrete frames for cyclic loads', Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, No. 2, pp. 207-228, 1983.
53. Powell, B.H., and Buckle, I., 'User's Guide and Notes for DRAIN-2B Element 7-Defining Moment and Shear Stiffness', Research Report, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

- Calif., Jan. 1977.
54. Shida T., Shibata A., Shibuya J. and Takahashi J., 'Performance of the buildings of Faculty of Engineering Tohoku University, during the 1978 Miyagi-Ken-Oki Earthquake',
 55. Kanaan, A., and Powell, G.H., 'DRAIN-2D: A General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures', Report No. EERC 73-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Apr. 1973.
 56. Mahin, S.A. and Bertero, V.V., 'An Evaluation of Some Methods for Predicting the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings', Report No. EERC 75-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Feb 1976.
 57. Aziz, T.S., 'Inelastic Dynamic Analysis of Building Frames', Publication No. R76-37, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., Aug. 1976.
 58. Sonzogni, V.E. and Bisnon, P.G., 'Inelastic transient response of reinforced concrete frames', Advances in Engineering Software, Vol 5, No. 4, 1983.
 59. Guendelman-Israel, R., and Powell, G.H., 'DRAIN-TABS: A Computer Program for Inelastic Earthquake Response of Three-Dimensional Buildings', Report No. UCB/EERC-77/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., March 1977.
 60. 'Correlation of inelastic analysis and destructive tests on a reinforced concrete building', Computech Engineering Services, Report, Jan. 1982.
 61. Bertero V.V., Aktan E.A., Charney F.A. and Sause R., 'U.S.-Japan Cooperative Earthquake research program Earthquake Simulation tests and associated studies of a 1/5 Scale Model of a 7-Story R/C test structure', Report. No. UCB/EERC-84/05, 1984.