

PATRONES DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN PÓRTICOS DE HORMIGÓN REFORZADO DE MEDIANA ALTURA SUJETOS A TERREMOTOS

Manuel Coll¹, Ricardo R. López² y M. “Saiid” Saiidi³

RESUMEN: Este trabajo presenta un estudio de pórticos de hormigón armado sometidos a terremotos para determinar las regiones de estos pórticos que llegan al rango inelástico. Se estudió la respuesta no-lineal de pórticos de diez niveles diseñados para distintas cargas laterales y sometidos a cinco terremotos diferentes. Se encontró que en los pórticos regulares que llegaron al rango inelástico se forman articulaciones plásticas hasta en los niveles altos de la estructura debido a la influencia del segundo modo de vibración en la respuesta de los pórticos.

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los códigos de diseño sísmico para estructuras formadas por pórticos de hormigón, si esta estructura esta localizada en un área de alto riesgo sísmico, todas sus juntas y elementos estructurales deben ser diseñados y detallados bajo estrictos requisitos sísmicos (ACI Comité 318 1999, ICBO 1997). Si pudiera verificarse que las juntas y elementos en las partes superiores de las estructuras no experimentan grandes deformaciones inelásticas, aun cuando sean sometidas a grandes eventos sísmicos, entonces los estrictos detalles sísmicos en estas juntas podrían resultar innecesarios. El no tener que reforzar estas juntas en edificios que van a ser rehabilitados, o el poder construir edificios nuevos con detalles sísmicos menos estrictos en las áreas donde se espera menor respuesta inelástica podría resultar en una reducción de costos considerable.

Para identificar las juntas que no llegan al régimen inelástico en un evento sísmico, el diseñador necesita realizar un análisis dinámico en el dominio del tiempo considerando las propiedades no lineales del hormigón. En la práctica de la ingeniería no es común, ni tampoco práctico para un diseñador realizar a menudo este tipo de análisis. Por lo tanto es necesario estudiar los patrones de articulaciones plásticas en pórticos de hormigón, para establecer si se puede desarrollar un procedimiento simple para determinar qué juntas no requieren diseño sísmico aún en regiones de alto riesgo sísmico.

OBJETIVOS

En este estudio los patrones de articulaciones plásticas en pórticos regulares de hormigón armado de diez niveles diseñados para distintas magnitudes de carga lateral y sujetos a diferentes terremotos fueron estudiados utilizando un modelo numérico de dos dimensiones (2-D). El estudio se enfocó en la relación entre las propiedades de los terremotos y la de los edificios con la localización de las articulaciones plásticas.

IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

El hormigón reforzado es un material comúnmente utilizado en la construcción de edificios multipisos, incluyendo condominios, hoteles, bancos, edificios de oficina y edificios de gobierno entre otros. Si estos edificios fallan en un evento sísmico las pérdidas en vidas humanas y económicas pueden ser catastróficas. Todavía no se ha desarrollado en Puerto Rico un programa de rehabilitación para las estructuras de hormigón que no fueron diseñadas para resistir eventos sísmicos, en parte debido a su costo. El programa de rehabilitación podría ser más económico si existiese un procedimiento que permita a los diseñadores determinar qué partes de la estructura no necesitan rehabilitación. Para esto es necesario estudiar los patrones de articulaciones plásticas en este tipo de edificio.

Este reporte presenta parte de un estudio amplio del comportamiento de pórticos de hormigón armado de diferentes configuraciones sometidos a una variedad de terremotos fuertes, para determinar si se puede desarrollar el procedimiento antes mencionado.

¹ Ingeniero Estructural, Autoridad de Carreteras y Transportación de Puerto Rico, Apartado 42007, San Juan, PR 00940-2007

² Profesor, Departamento de Ingeniería civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez PR 00681-9041.

³ Profesor, Department of Civil Engineering, University of Nevada at Reno, NV 89557-0030.

DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

El estudio analítico incluye el diseño de tres edificios multipisos de diez niveles. Todos los edificios fueron diseñados con la misma configuración, la cual tiene luces y alturas de piso en el rango típico de edificios comunes de hormigón armado. Los pórticos tienen dos luces y mantienen esta configuración a través de toda su altura. La Figura 1 muestra la geometría usada en el diseño de todos los pórticos.

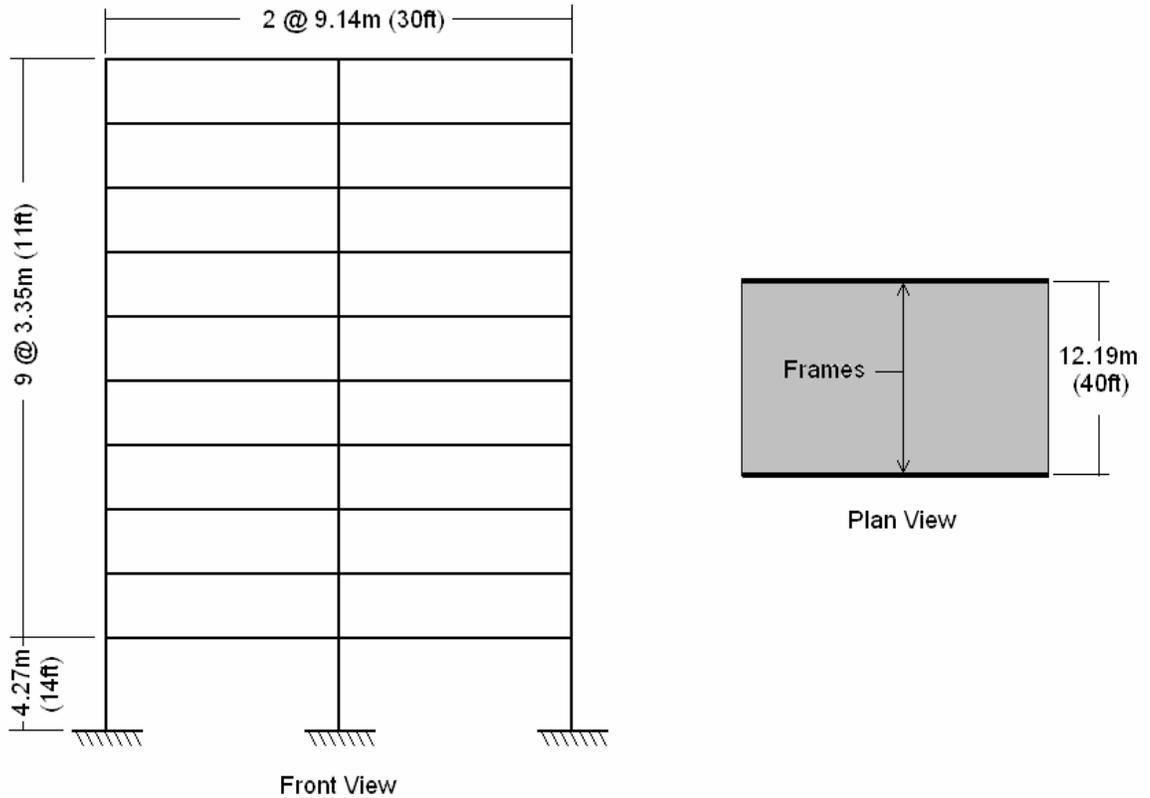


Figura 1: Geometría de los Edificios.

Los edificios fueron diseñados como edificios de oficina con hormigón de 27.6 GPa (4.0 ksi) en la prueba de compresión sin confinar (f'_c) y varillas de acero grado 60, que tienen una resistencia a cedencia de 413.7 MPa (60 ksi). Además del peso propio de los pórticos, se añadieron cargas muertas superimpuestas para considerar la losa, particiones y terminaciones. Las cargas gravitatorias superimpuestas usadas para el diseño de los edificios están tabuladas en las Tablas 1 y 2.

Tabla 1: Cargas Muertas Superimpuestas.

Descripción	Dimensión	Peso
Losa	Espesor = 5.5"	69 psf
Terminación	Espesor = 1"	12 psf
Particiones	30' largo x 11' alto X 30 psf	17 psf

Tabla 2: Cargas Superimpuestas en las Vigas.

Tipo de Carga	Localización	Carga Total por Área (psf)	Luz (ft)	Carga en la Viga (kip/ft)
Muerta	Piso	98	20	1.96
	Techo	81	20	1.62
Viva	Piso	50	20	1.0
	Techo	40	20	0.8

RESISTENCIA LATERAL DE LOS PÓRTICOS

Para este estudio se diseñaron tres edificios con diferentes cargas laterales de servicio que corresponden a 5, 10 y 15 por ciento del peso de la estructura (W). En Puerto Rico, los edificios diseñados para resistir cargas sísmicas han sido diseñados para cargas laterales de servicio que corresponden a un cortante basal (V_d) entre 5% a 10% W , esto de acuerdo a los códigos de 1967 y 1987. Los edificios que no han sido diseñados para resistir cargas sísmicas y solo para cargas laterales debido a viento, con las dimensiones usadas en este estudio, también resultan en una carga lateral de servicio cerca de 5% W . La diferencia principal entre los edificios viejos y modernos esta en los detalles de refuerzo debido a los requisitos sísmicos de los edificios modernos. El Código UBC del 1997 requiere cargas laterales para diseño de hasta 20% de W para Puerto Rico, pero estas cargas son últimas, no de servicio. Por lo tanto, las cargas laterales de servicio de entre 5 y 15% de W cubren el rango de las cargas de diseño para edificios en Puerto Rico de acuerdo con los códigos. La Tabla 3 presenta el cortante basal de diseño (V_d) de los tres edificios considerados.

Tabla 3: Cortante Basal de Diseño.

Edificio	Cortante Basal (V_d)	Peso (W) en Kg (kips)
Pórtico A	0.05 W	725,294 (1,599)
Pórtico B	0.10 W	780,179 (1,720)
Pórtico C	0.15 W	846,857 (1,867)

Debido al control de desplazamientos relativos en los códigos, los edificios diseñados para una resistencia menor a cargas laterales son más flexibles. Por lo tanto, en este estudio el término “más flexible” se refiere a los edificios diseñados para cargas laterales menores y viceversa, aunque en realidad más flexible no necesariamente implica menos resistencia.

PROVISIONES DE LOS CÓDIGOS USADAS EN EL DISEÑO

Los edificios fueron diseñados utilizando las provisiones del ACI 318-99 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI Comité 318 1999). La distribución de cargas laterales se hizo de acuerdo con las recomendaciones para edificios regulares sometidos a terremotos que provee el Uniform Building Code 1997. Esa es también la distribución que los códigos anteriores para Puerto Rico recomiendan, la cual simula el patrón de cargas para deformar la estructura de manera similar al primer modo de vibración de la estructura. Para los detalles sísmicos las provisiones del capítulo 21 del ACI 318-99 fueron consideradas y las limitaciones de desplazamiento relativo entre niveles se basaron en el código UBC-97. Los desplazamientos relativos entre pisos se computaron usando el programa de computadoras LARZW para análisis no lineal de estructuras de hormigón que incluye el efecto P- Δ .

El diseño de los edificios se hizo reduciendo la resistencia de los elementos a medida que se reduce la demanda en niveles superiores de la estructura. Las columnas se reducían en cada nivel y las vigas cada dos niveles, siempre que fuera posible de acuerdo con las demandas de capacidad del análisis estructural y los requisitos de los códigos. Podemos esperar que un diseñador que use elementos de igual resistencia en más niveles del edificio o en todo el edificio, va a tener menos deformaciones plásticas en los niveles que están sobre diseñados.

Tabla 4: Registros Sísmicos.

Terremoto	PGA (g)	PGV m/s (in/s)	PGD m (in)	Año	Dirección
El Centro, Ca	0.32	0.33 (13.04)	0.21 (8.40)	1940	N-S
Ciudad de México, SCT	0.17	0.39 (15.25)	0.19 (7.53)	1985	N-S
San Salvador, HCR	0.34	0.32 (12.65)	0.04 (1.58)	1986	E-W
Northridge, Sylmar	0.60	0.77 (30.47)	0.21 (8.13)	1994	E-W
Taft	0.18	0.18 (6.97)	0.09 (3.60)	1952	S69E

TERREMOTOS USADOS

Es importante para este estudio considerar el efecto dinámico de diferentes condiciones geológicas y de suelos para un edificio dado. Para esto los terremotos seleccionados para esta investigación representan una variedad de duraciones, aceleraciones pico y contenido de frecuencias.

Se seleccionaron un total de cinco registros sísmicos para este proyecto con el propósito de exponer las estructuras a una variedad de terremotos con diferentes frecuencias dominantes, duraciones y aceleraciones máximas. Cuatro de estos terremotos son bastante conocidos y han sido usados frecuentemente en la comunidad ingenieril para investigación. Éstos son El Centro en 1940, Ciudad de México en 1985, San Salvador (Hotel Camino Real, HCR) en 1986 y Taft en 1952. Por último, y más recientemente se escogió el componente este-oeste del terremoto de Northridge (registro de Sylmar) de 1994.

En la Tabla 4 se presentan los terremotos usados con sus valores picos de aceleración (PGA), velocidad (PGV) y desplazamientos (PGD). La Figura 2 muestra los espectros de aceleración de cada terremoto para un amortiguamiento de 5% del crítico.

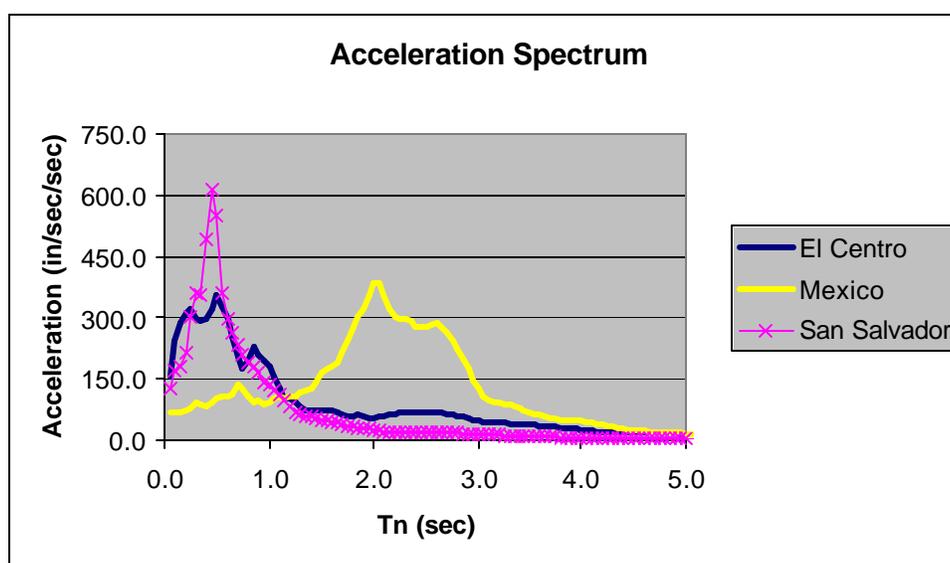


Figura 2: Espectro de (Seudo) aceleraciones de los terremotos.

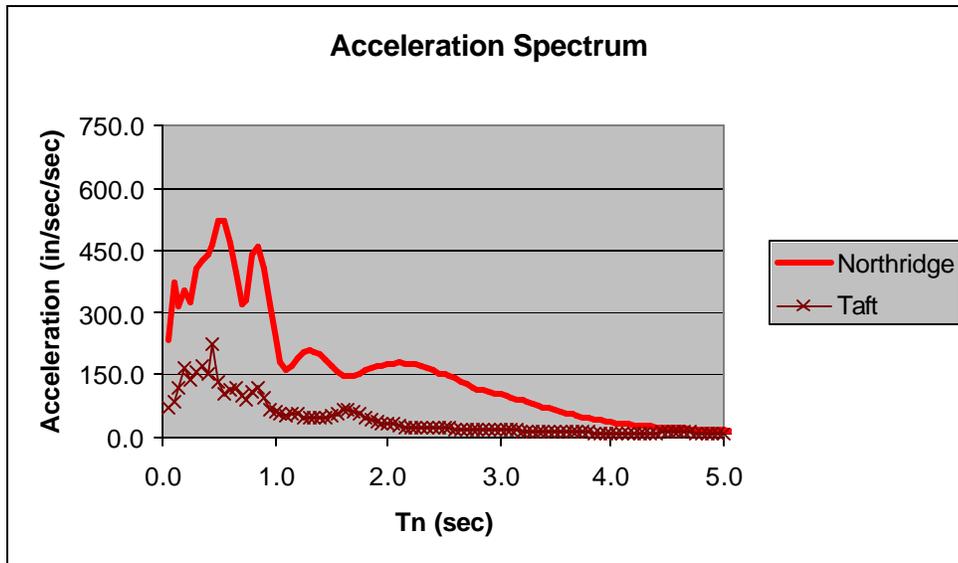


Figura 2: Espectro de (Seudo) aceleraciones de los terremotos (continuación).

FRECUENCIAS DOMINANTES EN LOS REGISTROS SÍSMICOS

Se graficó la Transformada Discreta de Fourier (DFT) para los registros sísmográficos para poder estudiar cómo las frecuencias dominantes de estos terremotos afectan los patrones de deformaciones inelásticas de los edificios. La Tabla 5 presenta las frecuencias dominantes y los periodos correspondientes de cada terremoto.

Tabla 5: Frecuencias Dominantes de los Terremotos.

Terremoto	F (Hz)	T (sec)
El Centro	2.16	0.46
Ciudad de México	0.50	2.00
San Salvador, HCR	2.01	0.50
Northridge, Sylmar	1.16	0.86
Taft	3.00	0.33

Los registros de Ciudad de México y San Salvador presentan un pico claramente dominante en el espectro de Fourier, mientras que los restantes terremotos presentan algunos picos altos en sus espectros correspondientes a diferentes frecuencias y por lo tanto sus frecuencias dominantes se pueden describir mejor como un rango de frecuencias. La Tabla 6 presenta el rango de frecuencias donde están los picos dominantes en el espectro de Fourier para los registros de El Centro, Northridge y Taft.

Los espectros de Fourier muestran que los registros de El Centro, San Salvador y Taft consisten mayormente de frecuencias dominantes altas (mayores de 1 Hz), mientras que el de Ciudad de México tiene una frecuencia dominante baja, la cual está cerca de la frecuencia del modo dominante de los edificios. Por último, se puede notar que el registro de Northridge contiene frecuencias importantes tanto en frecuencias altas como bajas.

Tabla 6: Rango de Frecuencias Dominantes en el Espectro de Fourier.

Terremoto	F (Hz)	T (sec)
El Centro	1.18-2.20	0.45-0.84
Northridge, Sylmar	0.45-3.28	0.30-2.21
Taft	1.17-3.00	0.33-0.86

ALGORITMO PARA EL ANÁLISIS NO-LINEAL DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

El programa de computadoras LARZWS/D, el cual es una versión modificada del conocido programa LARZ desarrollado por Saiidi y Sozen (1997) y luego modificado por López (1998) para considerar elementos de pared (LARZW), fue usado como la herramienta analítica para realizar los análisis dinámicos con los registros sísmicos y también los análisis monotónicos bajo una carga lateral incremental.

Este programa de computadoras modela estructuras de hormigón armado con una base rígida sujeta a movimientos horizontales o a incrementos de cargas laterales en los distintos niveles de la estructura. La estructura se define en términos de su geometría y de la relación de momento-curvatura de sus elementos individuales. Los resultados del análisis incluyen registros en el tiempo de desplazamientos relativos respecto a la base, aceleraciones, rotaciones en las juntas y fuerzas en los elementos. Se supone que la estructura, cargas y respuesta se pueden definir todas en un plano vertical. Algunas de las características del programa se indican a continuación:

1. La respuesta no lineal de un elemento de viga o columna se debe sólo a flexión.
2. El modelo histerético usado está definido por las reglas de Takeda (1970).
3. Se asume que los cambios en el largo de los elementos es despreciable.
4. La conexión entre vigas y columnas se asume rígida.
5. Se considera el resbalamiento del refuerzo en las juntas.
6. Se considera el efecto de las cargas gravitatorias (efecto P- Δ) en la respuesta de la estructura.
7. La contribución de elementos no estructurales no está incluida.

El programa usa el llamado “modelo de un componente” (one-component model) propuesto por Giberson (1967), para representar el comportamiento de vigas y columnas. El elemento consiste de una porción elástica en el medio, y dos resortes rotacionales en los extremos. El comportamiento no lineal del elemento se define mediante las propiedades de estos dos resortes. Para considerar el efecto de la junta se incluyen dos brazos rígidos en los extremos de los resortes como se muestra en la Figura 3.

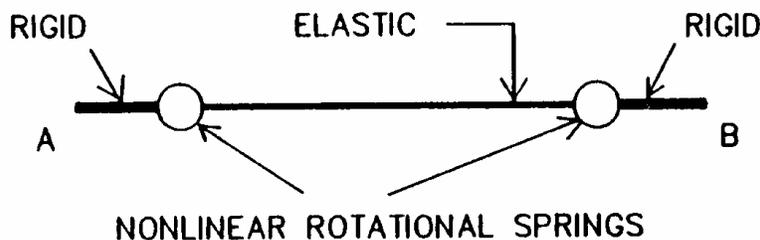


Figura 3: Modelo de Un Componente.

Las propiedades de la parte elástica del elemento se calculan sólo una vez basadas en el momento de inercia inicial del elemento. El largo de la parte elástica es igual al largo no soportado de la viga o columna. Las partes rígidas del elemento permanecen rígidas durante el análisis. La única variación en rigidez del elemento ocurre debido a cambios en la rigidez de los resortes rotacionales. Por lo tanto, los resortes controlan el comportamiento no lineal del elemento.

RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA

La relación momento-curvatura de las secciones en los extremos de las vigas y columnas es utilizada por el programa LARZWS/D para determinar las propiedades no-lineales de los resortes rotacionales de los elementos. En la Figura 6 se muestra una idealización del diagrama de momento-curvatura de una sección de hormigón. Para construir el diagrama es necesario determinar los puntos de agrietamiento (ϕ_{cr} , M_{cr}), de cedencia (ϕ_y , M_y) y algún punto después de cedencia el que llamaremos “último” (ϕ_u , M_u), aunque no necesariamente tiene que ser el punto de falla de la sección.

La relación momento-curvatura fue determinada para cada elemento de las estructuras usando la teoría de vigas, con las modificaciones necesarias para vigas de hormigón reforzado. El punto de agrietamiento en el diagrama de momento-curvatura de la sección fue calculado usando las propiedades elásticas iniciales de la sección y el módulo de ruptura del hormigón. Los puntos de cedencia y último fueron determinados con el programa de computadoras MOMCUR. Este

programa calcula la relación entre momento y curvatura para una sección transversal y una carga axial dada, basado en las siguientes consideraciones:

1. La distribución de deformaciones varía linealmente con la profundidad de la sección.
2. La relación de esfuerzo-deformación del hormigón es aproximada por una parábola hasta $f_c = f'_c$. Luego se representa por un tramo recto hasta ϵ_{cu} como se observa en la Figura 4.

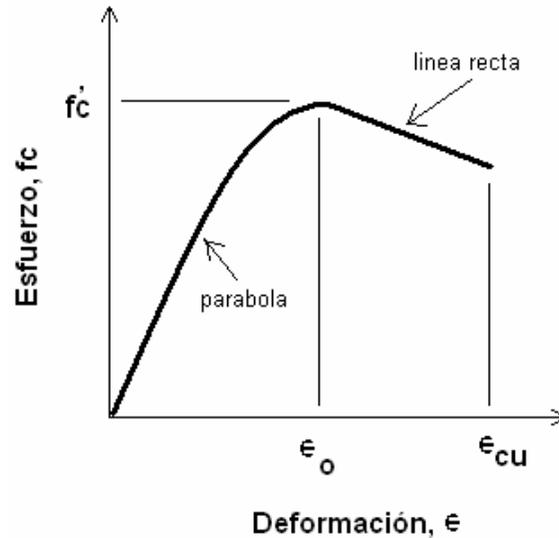


Figura 4: Curva de Esfuerzo Deformación para el Hormigón.

3. La relación esfuerzo deformación tiene la forma que se muestra en la Figura 5.

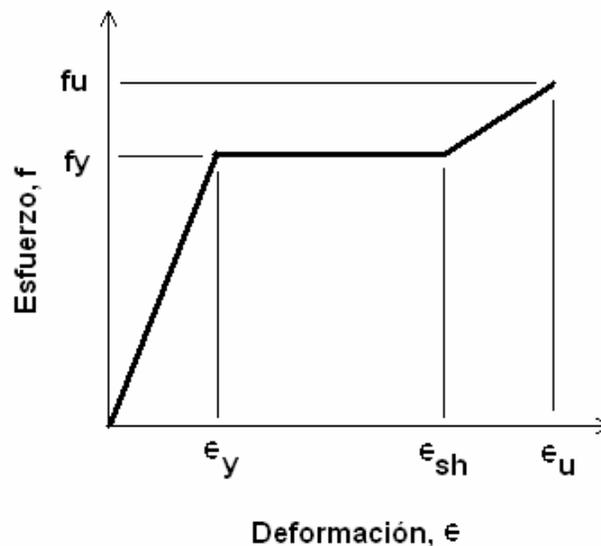


Figura 5: Idealización de la Curva de Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo.

4. La carga axial actúa en el centro geométrico de la estructura. Las cargas axiales debido a cargas gravitatorias fueron consideradas en las columnas para el cálculo de los puntos de cedencia y últimos.

Estas suposiciones permiten un procedimiento fácil para estimar los momentos y curvaturas de cedencia y último de la sección. Como se puede observar en la Figura 6, la parte del diagrama momento curvatura luego de cedencia se considera como una línea recta desde el punto de cedencia y pasa por el punto donde la deformación máxima de la fibra extrema de la sección es ϵ_u . El valor de ϵ_u usado fue de 0.003, que es el máximo que permite el código ACI 318-99 para secciones no confinadas (ACI Comité 318, 1999). Este procedimiento resulta en una región muy rígida en el diagrama

de momento-curvatura luego de cedencia. Por consiguiente, la relación carga-desplazamiento en el análisis monotónico de las estructuras resulta en una rigidez muy alta luego de que ocurren deformaciones plásticas en la estructura. Para evitar este comportamiento que no simula el comportamiento real del edificio (donde se pierde mucha rigidez luego de cedencia de la estructura), la flexibilidad después de cedencia de las secciones se tomó como 100 veces la flexibilidad después del agrietamiento de éstas.

De esta manera se obtiene una relación momento-curvatura similar a la de otros procedimientos más complejos donde se considera el nivel de confinamiento de la sección y finalmente se obtiene una curva de carga-desplazamiento de la estructura donde se observa claramente cómo la estructura pierde rigidez luego de que ésta llega a cedencia.

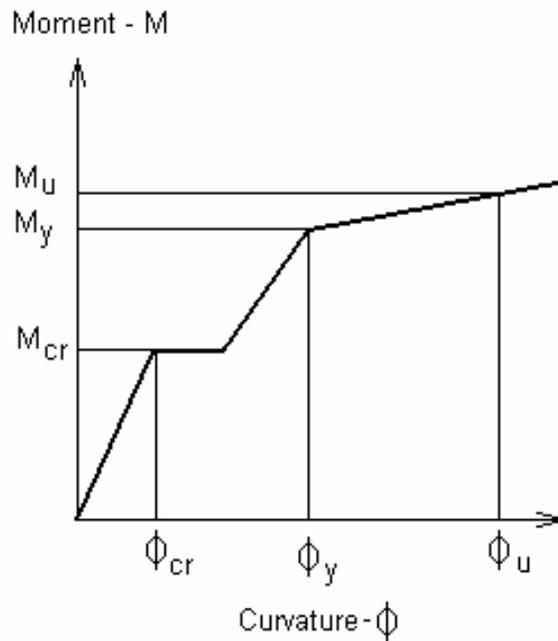


Figura 6: Idealización del Diagrama de Momento-Curvatura.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MONOTÓNICO

Antes de proceder con los análisis dinámicos de los pórticos sometidos a los movimientos sísmicos se realizaron análisis monotónicos de éstos. Estos análisis proveen las curvas de cortante basal versus desplazamiento (en el techo) de los pórticos analizados (curvas de carga-desplazamiento). El propósito de estos análisis es comparar sus resultados con las respuestas máximas de desplazamiento y cortante basal registradas en los terremotos y tener una idea visual de cuánto incursiona la estructura en el rango inelástico para los distintos terremotos. Para esto se usó la distribución de cargas laterales a lo alto del edificio recomendada por el código UBC, que simula la deformación debido al primer modo del pórtico. También se realizó este tipo de análisis con distribuciones de cargas que causaban una deformación similar al segundo y tercer modo de la estructura. Las Figuras 8, 9 y 10 presentan las curvas de carga-desplazamiento para los pórticos A, B y C, respectivamente.

Se determinaron de estas curvas el cortante basal y el desplazamiento del techo para el punto de cedencia de cada modo de carga (V_{yi} & u_{yi} donde "i" es el modo que simula la carga lateral). Se definió el punto de cedencia como el punto donde se intersecan la pendiente inicial y la pendiente final de la curva de carga-desplazamiento (ver la alternativa 2 de la Figura 7). El punto donde ocurre la primera articulación plástica de la estructura (ver la alternativa 1 de la Figura 7) no se usó como definición del punto de cedencia debido a que en estructuras multi-pisos como las analizadas en esta investigación la estructura continúa siendo bastante rígida luego de la primera articulación plástica. La Tabla 7a presenta los puntos de cedencia determinados para los pórticos A, B y C para los tres modos de carga.

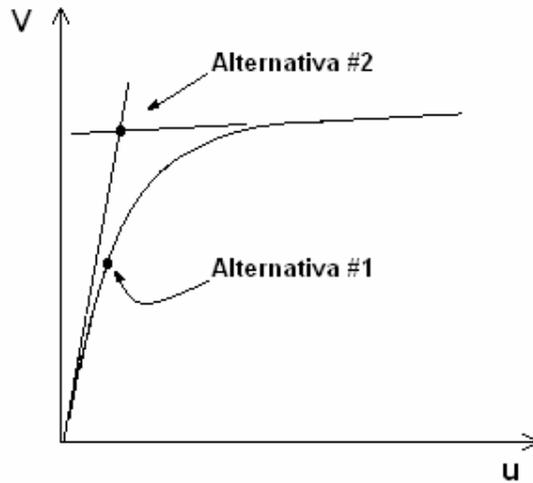


Figura 7: Alternativas Consideradas para definir el Punto de Cedencia.

Tabla 7a: Puntos de Cedencia de las Curvas de Carga-Desplazamiento.

Edificio	Modo	u_{yi} m (in)	V_{yi} Kg (kip)	T_n (seg)
Pórtico A	1 ^{ro}	0.16 (6.29)	87,955 (193.5)	1.80
	2 ^{do}	0.07 (2.93)	75,045 (165.1)	0.62
	3 ^{ro}	0.07 (2.57)	100,045 (220.1)	0.34
Pórtico B	1 ^{ro}	0.14 (5.73)	153,409 (337.5)	1.46
	2 ^{do}	0.07 (2.81)	100,500 (221.1)	0.49
	3 ^{ro}	0.07 (2.88)	186,136 (409.5)	0.27
Pórtico C	1 ^{ro}	0.14 (5.46)	256,682 (564.7)	1.04
	2 ^{do}	0.06 (2.55)	136,227 (299.7)	0.39
	3 ^{ro}	0.05 (1.92)	198,409 (436.5)	0.21

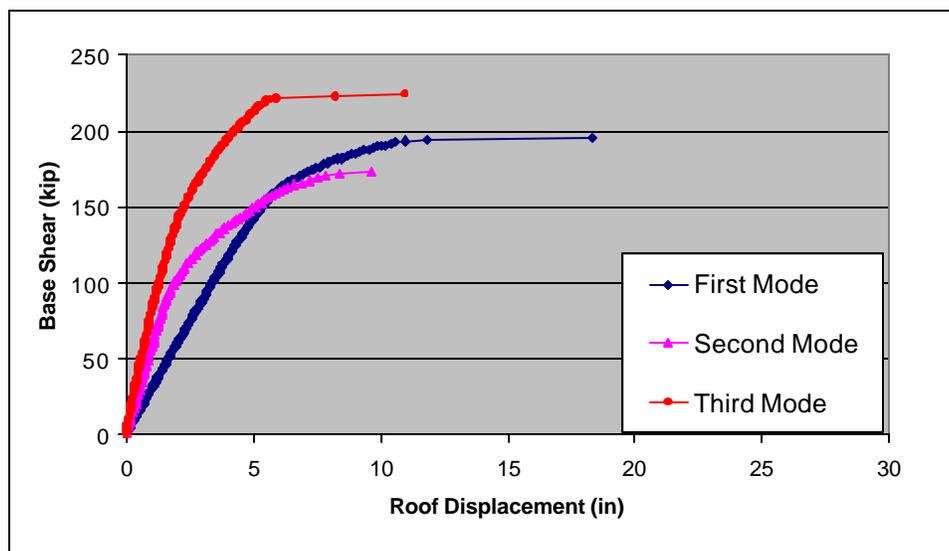


Figura 8: Curvas Monotónicas de Cargas Laterales Aplicadas Simulando la Forma del Primero, Segundo y Tercer Modo del Pórtico A.

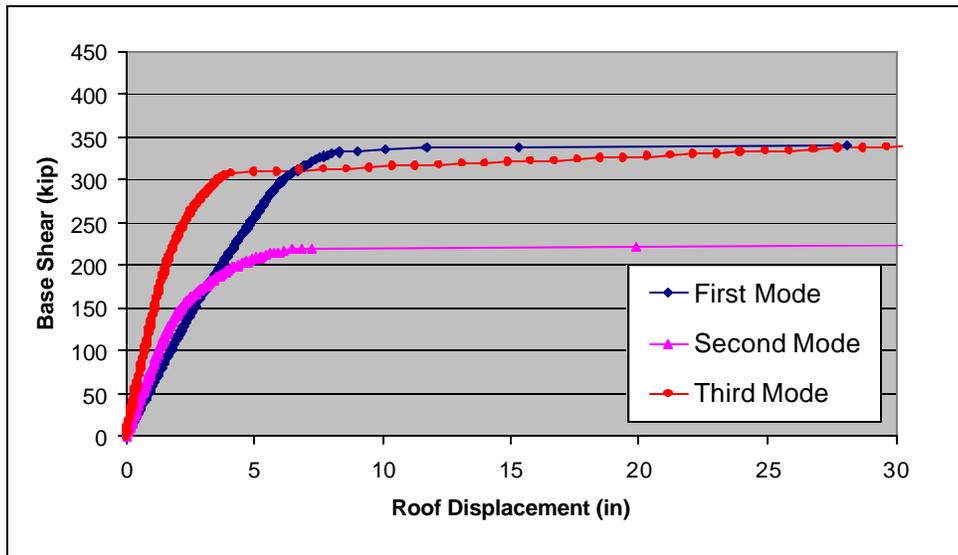


Figura 9: Curvas Monotónicas de Cargas Laterales Aplicadas Simulando la Forma del Primero, Segundo y Tercer Modo del Pórtico B.

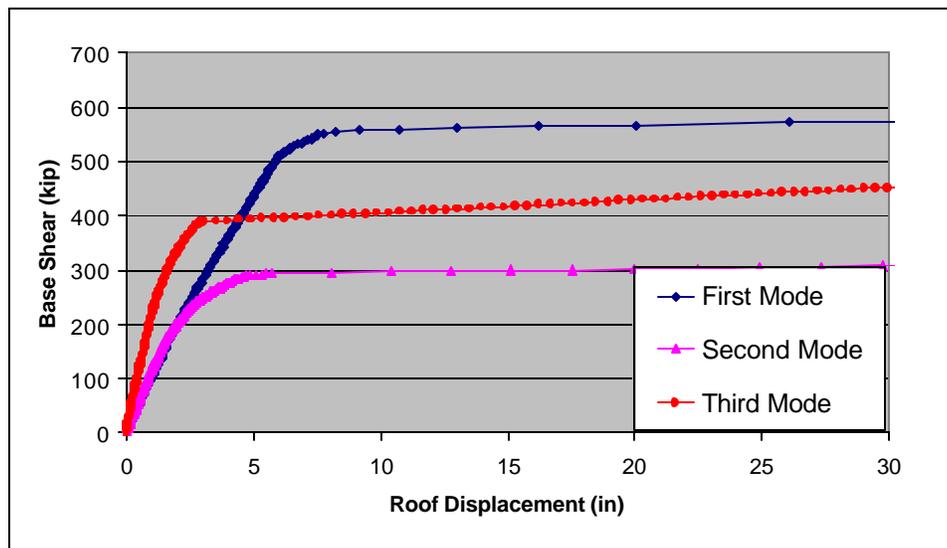


Figura 10: Curvas Monotónicas de Cargas Laterales Aplicadas Simulando la Forma del Primero, Segundo y Tercer Modo del Pórtico C.

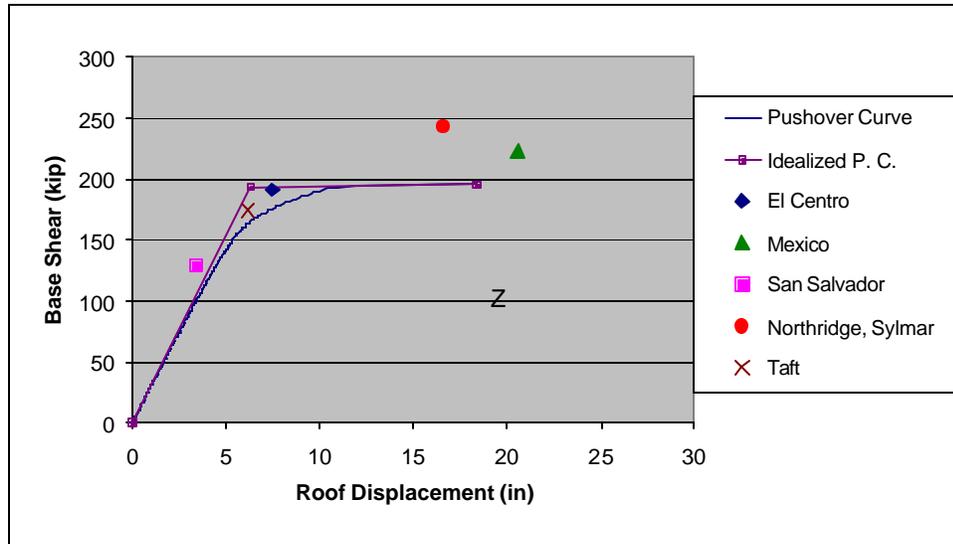


Figura 11: Cortante Basal (V) y Desplazamiento en el Techo (u) Máximos de Cada Análisis Dinámico para el Pórtico A.

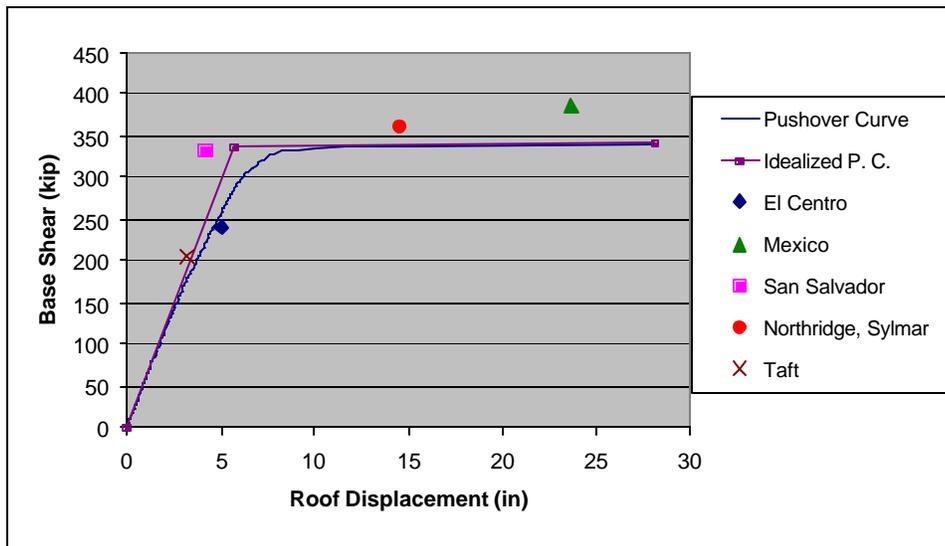


Figura 12: Cortante Basal (V) y Desplazamiento en el Techo (u) Máximos de Cada Análisis Dinámico para el Pórtico B.

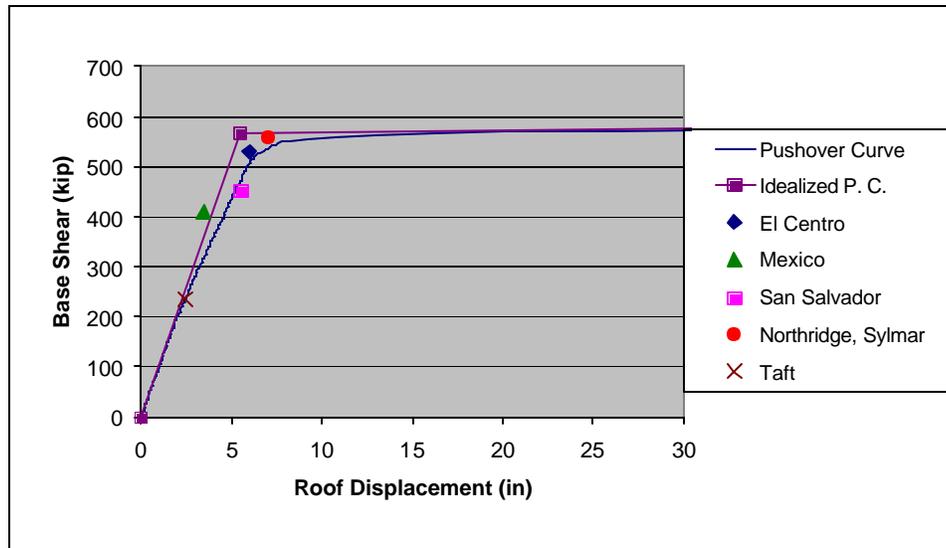


Figura 13: Cortante Basal (V) y Desplazamiento en el Techo (u) Máximos de Cada Análisis Dinámico para el Pórtico C.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS PÓRTICOS SOMETIDOS A TERREMOTOS

Como se mencionó antes, se realizaron los análisis dinámicos de los pórticos A, B y C para los registros sismográficos antes mencionados. Las Figuras de la 11 a la 13 muestran las respuestas de cortante y desplazamiento máximo (V_{max} & u_{max}) de los pórticos A, B y C respectivamente como un punto en las curvas de carga desplazamiento. Es importante notar que V_{max} y u_{max} no necesariamente ocurren al mismo tiempo. La Tabla 8 resume la respuesta de los pórticos para cada terremoto en términos de la razón de cortante basal máximo al cortante basal de cedencia calculado anteriormente (V_{max}/V_{y1}). La tabla también muestra la razón entre cortante basal máximo y el peso del pórtico (V_{max}/W) y por último la razón entre desplazamiento máximo y desplazamiento de cedencia del pórtico. En la Tabla 9 se presentan los desplazamientos relativos entre pisos máximos registrados y la ductilidad rotacional máxima registrada. También se presenta el nivel más alto del edificio donde se registraron articulaciones plásticas. La Tabla 9 presenta los resultados para el edificio completo y también para los tres niveles más altos (niveles 8, 9 y 10). Esto se hace para poder visualizar cuánto sufre esta región del edificio en un evento sísmico fuerte, que es el propósito principal de esta investigación. Los edificios presentados en este artículo fueron diseñados bajo los requisitos sísmicos del Capítulo 21 del ACI 318-99 como se mencionó anteriormente y por lo tanto se formaron articulaciones plásticas sin que ocurrieran fallas cortantes en los elementos. La secuencia, localización y magnitud de las articulaciones plásticas se registró para todos los análisis. La Tabla 7b muestra un resumen de la secuencia en que aparecieron las articulaciones plásticas en cada nivel y la ductilidad rotacional máxima registrada en ese nivel.

Es el interés de esta investigación determinar las demandas de la estructura cuando ésta incursiona en el régimen no-lineal. Por lo tanto, los análisis se llevaron a cabo hasta que se formara un mecanismo de falla o hasta que se acabara el registro sísmico, aun cuando se detectara que un elemento había superado su capacidad última antes de que ocurriera esto.

Tabla 7b: Secuencia de Formación de Articulaciones Plásticas y Máxima Ductilidad Rotacional Registrada en ese Nivel.

Pórtico A

Nivel	El Centro		México		San Salvador		Northridge		Taft	
	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*
10	3	1.03	0	--	0	--	7	1.19	0	--
9	2	1.43	8	1.05	2	1.33	3	1.73	2	1.01
8	2	1.51	7	1.09	2	1.27	3	1.99	0	--
7	1	1.75	6	1.39	1	1.23	2	2.42	1	1.14
6	1	1.7	4	1.82	2	1.04	2	2.74	3	1.19
5	1	1.58	1	2.43	0	--	1	2.99	3	1.26
4	7	1.33	5	2.82	0	--	7	2.75	7	1.08
3	6	1.2	3	3.6	0	--	6	2.81	6	1.09
2	5	1.26	2	4.46	0	--	5	3.36	5	1.1
1	4	1.32	1	6.6	0	--	4	6.42	4	1.09

Pórtico B

Nivel	El Centro		México		San Salvador		Northridge		Taft	
	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*
10	0	--	0	--	0	--	0	--	0	--
9	0	--	0	--	2	1.29	2	1.54	0	--
8	0	--	0	--	5	1.32	2	1.81	0	--
7	0	--	7	1.23	1	1.36	1	2.29	0	--
6	0	--	6	1.62	6	1.04	1	2.67	0	--
5	0	--	5	2.22	0	--	1	2.93	0	--
4	0	--	4	5.35	0	--	4	2.88	0	--
3	0	--	3	5.12	0	--	4	2.66	0	--
2	0	--	2	7.36	4	1.14	4	2.39	0	--
1	0	--	1	8.24	3	1.23	3	3.17	0	--

Pórtico C

Nivel	El Centro		México		San Salvador		Northridge		Taft	
	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*	Secuencia	μ_{θ}^*
10	0	--	0	--	4	1.18	0	--	0	--
9	2	1.26	0	--	2	1.64	1	1.27	0	--
8	2	1.27	0	--	2	1.8	1	1.35	0	--
7	1	1.36	0	--	1	1.88	1	1.43	0	--
6	3	1.18	0	--	2	1.55	2	1.34	0	--
5	3	1.13	0	--	3	1.22	5	1.41	0	--
4	5	1.09	0	--	0	--	6	1.42	0	--
3	5	1.14	0	--	0	--	6	1.48	0	--
2	4	1.16	0	--	0	--	4	1.51	0	--
1	4	1.1	0	--	0	--	3	1.67	0	--

* μ_{θ} -ductilidad rotacional

Tabla 8: Cortante Basal Máximo y Ductilidad del Techo Máxima Registradas.

Edificio	Terremoto	Cortante Basal		Ductilidad del Techo
		V_{max}/V_{y1}	V_{max}/W	u_{max}/u_{y1}
Pórtico A	El Centro	0.99	0.12	1.19
	México	1.15	0.14	3.26
	San Salvador	0.66	0.08	0.54
	Northridge	1.25	0.15	2.64
	Taft	0.90	0.11	0.97
Pórtico B	El Centro	0.71	0.14	0.89
	México	1.15	0.22	4.12
	San Salvador	0.99	0.19	0.73
	Northridge	1.07	0.21	2.53
	Taft	0.61	0.12	0.56
Pórtico C	El Centro	0.94	0.28	1.10
	México	0.73	0.22	0.63
	San Salvador	0.80	0.24	1.02
	Northridge	0.99	0.30	1.29
	Taft	0.42	0.13	0.44

Tabla 9: Desplazamiento Relativo entre Pisos Máximo y Ductilidad Rotacional Máxima Registradas.

Edificio	Terremoto	En niveles 8, 9 y 10		En todo el Pórtico		Nivel más Alto donde ocurrieron "Plastic Hinges"
		"Story Drift" (%)	Ductilidad Rotacional	"Story Drift" (%)	Ductilidad Rotacional	
Pórtico A	El Centro	0.76	1.51	0.84	1.75	10
	México	0.52	1.09	3.13	6.60	9
	San Salvador	0.38	1.33	0.48	1.33	9
	Northridge	0.19	1.99	3.00	6.40	10
	Taft	0.38	1.01	0.57	1.27	9
Pórtico B	El Centro	0.41	0.90	0.46	0.99	0
	México	0.41	0.92	4.03	11.70	7
	San Salvador	0.66	1.32	0.66	1.36	9
	Northridge	0.72	1.81	1.02	3.16	9
	Taft	0.30	0.83	0.30	0.83	0
Pórtico C	El Centro	0.47	0.96	0.54	1.18	7
	México	0.21	0.66	0.35	0.82	0
	San Salvador	0.63	1.29	0.63	1.43	9
	Northridge	0.53	1.10	0.54	1.59	9
	Taft	0.13	0.71	0.19	0.71	0

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Del análisis de los resultados podemos mencionar las siguientes observaciones, las cuales son muy relevantes para este estudio:

1. El terremoto de México causó grandes deformaciones plásticas en las estructuras más flexibles (los pórticos A y B), el pórtico C que es más rígido permaneció elástico. Para los pórticos que llegaron a incursionar en el régimen inelástico, las articulaciones plásticas se encontraron a través de todo el pórtico y se comenzaron a formar primero en los niveles bajos y extendiéndose hacia los niveles altos.
2. El terremoto de Northridge causó que los tres pórticos incursionaran en grandes deformaciones plásticas. Esto causó que se formaran articulaciones plásticas en todos los niveles y demandas de ductilidad rotacionales altas aun en los niveles altos de los pórticos. La secuencia en que se formaron las articulaciones plásticas variaba para los distintos pórticos.
3. Los terremotos El Centro y San Salvador causaron articulaciones plásticas en los niveles altos de los pórticos, aun cuando los desplazamientos observados fueron relativamente bajos. En algunos casos el terremoto de San Salvador causó articulaciones plásticas solamente en los niveles altos de la estructura. Las articulaciones plásticas se formaron primero en los niveles de arriba y luego en los niveles inferiores.
4. El comportamiento de los edificios bajo el terremoto de Taft fue elástico para los pórticos B y C. El pórtico más débil (pórtico A) incurrió en el rango inelástico y su comportamiento fue similar al que causaron los terremotos de El Centro y San Salvador, con una secuencia de formación de articulaciones de abajo hacia arriba. Pero las demandas inelásticas fueron muy bajas en general.

IDENTIFICACIÓN DE LAS REGIONES DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS

Basado en las observaciones anteriores y teniendo en cuenta las propiedades de los terremotos y los edificios, podemos notar los siguientes factores que son responsables de llevar el pórtico al rango inelástico:

1. Aceleración pico del terremoto alta (PGA de 0.60g para Northridge).
2. Terremotos con frecuencias dominantes similares a la frecuencia del primer modo de los edificios (Northridge y México).
3. Edificios diseñados para resistir poca carga lateral.
4. Terremotos con frecuencias dominantes altas en el DFT causan articulaciones plásticas en niveles altos de la estructura, aun cuando los desplazamientos relativos del edificio fueron pequeños.

El último punto sugiere que la contribución de modos altos de la estructura son importantes en la respuesta total de esta, causando articulaciones plásticas en los niveles altos, aun cuando en la curva de carga-desplazamiento el edificio no llega al desplazamiento de cedencia. El ejemplo mas claro de este comportamiento se ve en la respuesta de los pórticos cuando son sometidos al terremoto de San Salvador, el cual causó un número considerable de articulaciones plásticas en los niveles altos de la estructura y los desplazamientos relativos entre pisos y demandas de ductilidad rotacionales mayores en esos niveles también ocurrieron en esos niveles, y los desplazamientos del techo fueron bajos para los tres pórticos.

En el caso del terremoto de México, los pórticos A y B sufrieron grandes deformaciones inelásticas a pesar de que este terremoto tiene una aceleración pico baja (PGA de 0.16g). Pero el componente de frecuencia dominante de este terremoto es similar a la frecuencia natural del primer modo de la estructura, y esto combinado con la larga duración del terremoto fue el causante de las grandes deformaciones plásticas observadas. Como se noto anteriormente la secuencia de formación de articulaciones plásticas fue de abajo hacia arriba, lo que también sugiere que las deformaciones se debieron predominantemente a la excitación del primer modo del pórtico.

ANÁLISIS MODAL ELÁSTICO

Se hizo un análisis modal de los pórticos sometidos a los distintos terremotos para determinar la contribución de los diferentes modos en la respuesta elástica de la estructura. En la tabla 10 se presentan el cortante basal elástico (V_i) de los primeros tres modos de los pórticos como por ciento del cortante de cedencia determinado anteriormente (V_{y1}).

Los resultados del análisis modal muestran que, en general, el tercer modo de la estructura contribuye poco a la respuesta elástica de la estructura, pero la contribución del segundo modo es significativa en los terremotos con frecuencias dominantes altas. (El Centro, San Salvador, Sylmar, Taft). Es muy interesante notar nuevamente que para el terremoto de San Salvador la contribución del segundo modo en el cortante basal elástico es muy importante. Esta contribución es mayor que la del primer modo en dos de los pórticos analizados. Esto verifica que la respuesta de los pórticos a este terremoto esta muy influenciada por el segundo modo de la estructura.

Tabla 10: Cortante Basal Obtenido del Análisis Modal.

Edificio	Terremoto	Cortante Basal, V/V_{y1} (%)		
		1 ^{er} Modo	2 ^{do} Modo	3 ^{er} Modo
Pórtico A	El Centro	106	69	26
	México	472	25	8
	San Salvador	55	67	31
	Northridge	271	107	38
	Taft	89	29	16
Pórtico B	El Centro	80	50	20
	México	126	14	5
	San Salvador	61	85	19
	Northridge	218	73	20
	Taft	54	21	8
Pórtico C	El Centro	107	31	10
	México	64	9	3
	San Salvador	83	50	9
	Northridge	124	48	14
	Taft	39	15	7

PATRONES DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN LOS ANÁLISIS MONOTÓNICOS Y DINÁMICOS

Como se mencionó anteriormente, los análisis monotónicos de los pórticos se realizaron para patrones de carga lateral simulando el primero, segundo y tercer modo. Esto se hizo para comparar el efecto de los distintos modos de la estructura en el patrón de articulaciones. Las Figuras de la 14 a la 16 presentan la secuencia de formación de articulaciones plásticas para los tres análisis monotónicos realizados para el pórtico B.

Para el análisis monotónico simulando la distribución de cargas del primer modo de la estructura (Figura 14), las articulaciones plásticas empiezan a formarse en los niveles inferiores de la estructura y luego en los más altos a medida que el cortante basal aumenta. Esto es lo que ocurrió en los análisis dinámicos de los pórticos más flexibles cuando se sometieron al sismo de Ciudad de México. La Tabla 10 muestra que en el análisis modal la respuesta elástica de los edificios es básicamente la del primer modo de la estructura con muy poca contribución del segundo y tercer modo. Por lo tanto, podemos observar que cuando los pórticos reaccionan predominantemente en el primer modo de vibración de la estructura exhiben una secuencia de formación de articulaciones plásticas de abajo hacia arriba y el desplazamiento relativo a la base del techo de la estructura es una buena medida del nivel de respuesta no-lineal en el pórtico.

En el análisis simulando el segundo modo de la estructura la curva de carga-desplazamiento resulta un poco más rígida que la del primer modo, pero llega a cedencia para un cortante basal más bajo (Figuras 7-9). Las articulaciones plásticas (Figura 15) empiezan a formarse en los niveles superiores de la estructura y luego en los inferiores a medida que el cortante basal aumenta. Esta secuencia es contraria a la del análisis simulando el primer modo de vibración. Ocurre un mecanismo de falla antes de que las articulaciones lleguen a los niveles más bajos de la estructura. El análisis simulando el tercer modo de vibración de los pórticos (Figura 16) también causa articulaciones plásticas en los niveles altos de la estructura y luego ocurre el mecanismo de colapso.

De los cinco sismos usados en este estudio, sólo el terremoto de México excita predominantemente el primer modo de la estructura debido a su frecuencia dominante de 0.50 Hz, que es menor que la frecuencia del primer modo de los pórticos usados en esta investigación. Las propiedades de larga duración y baja frecuencia dominante de este terremoto no son comunes y se deben a las condiciones geológicas de la Ciudad de México, las cuales son muy especiales. No obstante, hay que tomar en cuenta que en estructuras fundadas en suelos blandos se pueden filtrar las frecuencias altas y obtener un terremoto donde dominen frecuencias bajas.

Contrario al comportamiento de los pórticos con el terremoto de Ciudad de México, el terremoto de San Salvador excitó predominantemente el segundo modo de las estructuras. Esto ocurre porque tiene una frecuencia dominante alta (2.0 Hz), que está cerca o coincide con las frecuencias del segundo modo de los pórticos analizados. Como se mencionó en la discusión de resultados, las demandas plásticas fueron mayores en los niveles altos de la estructura, como se observa en el análisis monotónico con cargas que simulan el patrón de deformaciones del segundo modo de vibración.

De todos los terremotos estudiados, el que causa más daños fue el de Northridge. Este terremoto combina frecuencias dominantes tanto altas como bajas, por lo que afecto tanto los niveles altos como los bajos. Su contenido de frecuencias y su aceleración pico alta (0.60 g) causaron que los pórticos tuvieran demandas plásticas altas a través de toda la estructura.

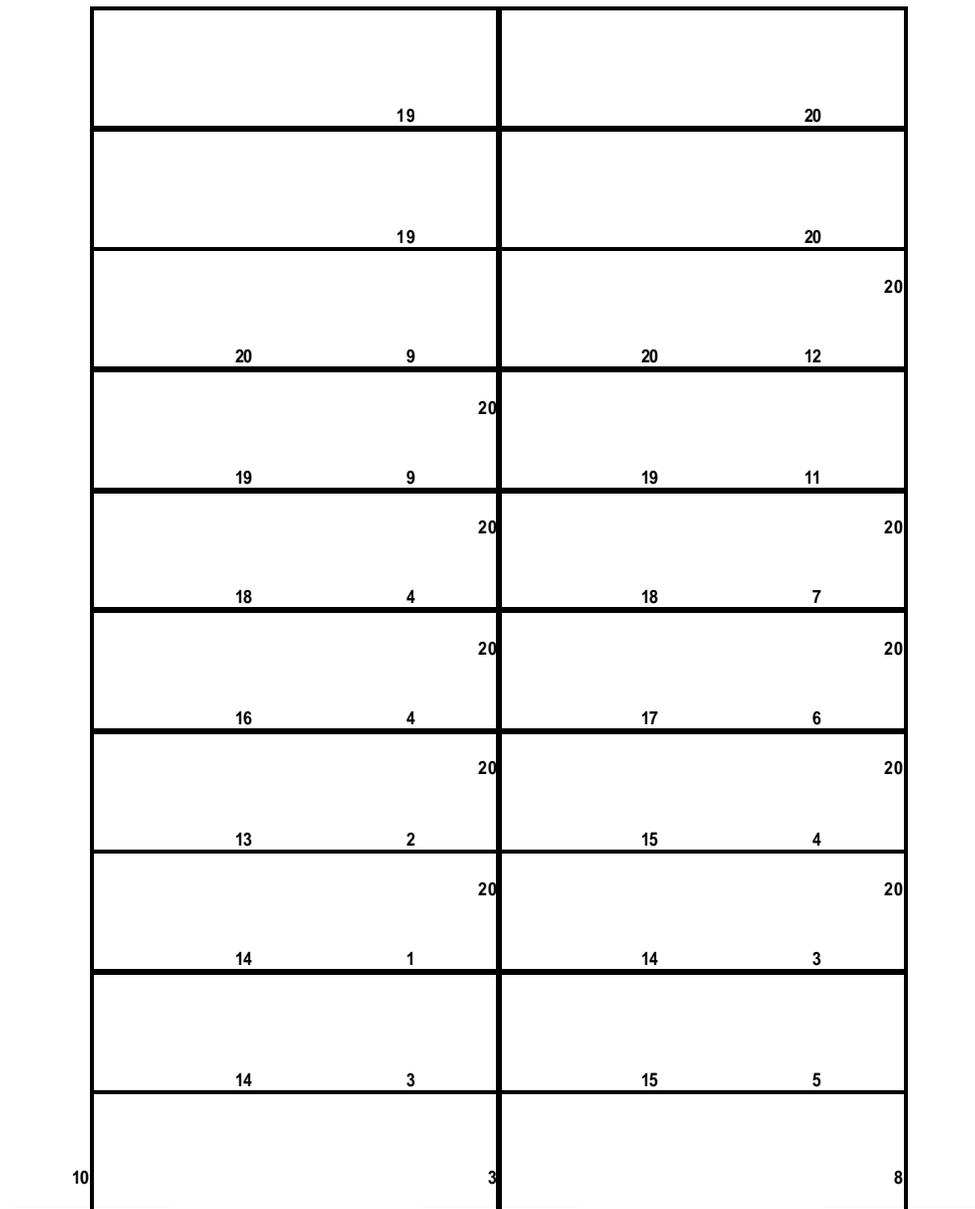


Figura 14: Secuencia de formación de articulaciones plásticas con carga lateral aplicada similar a la forma del primer modo de la estructura para el Pórtico B.

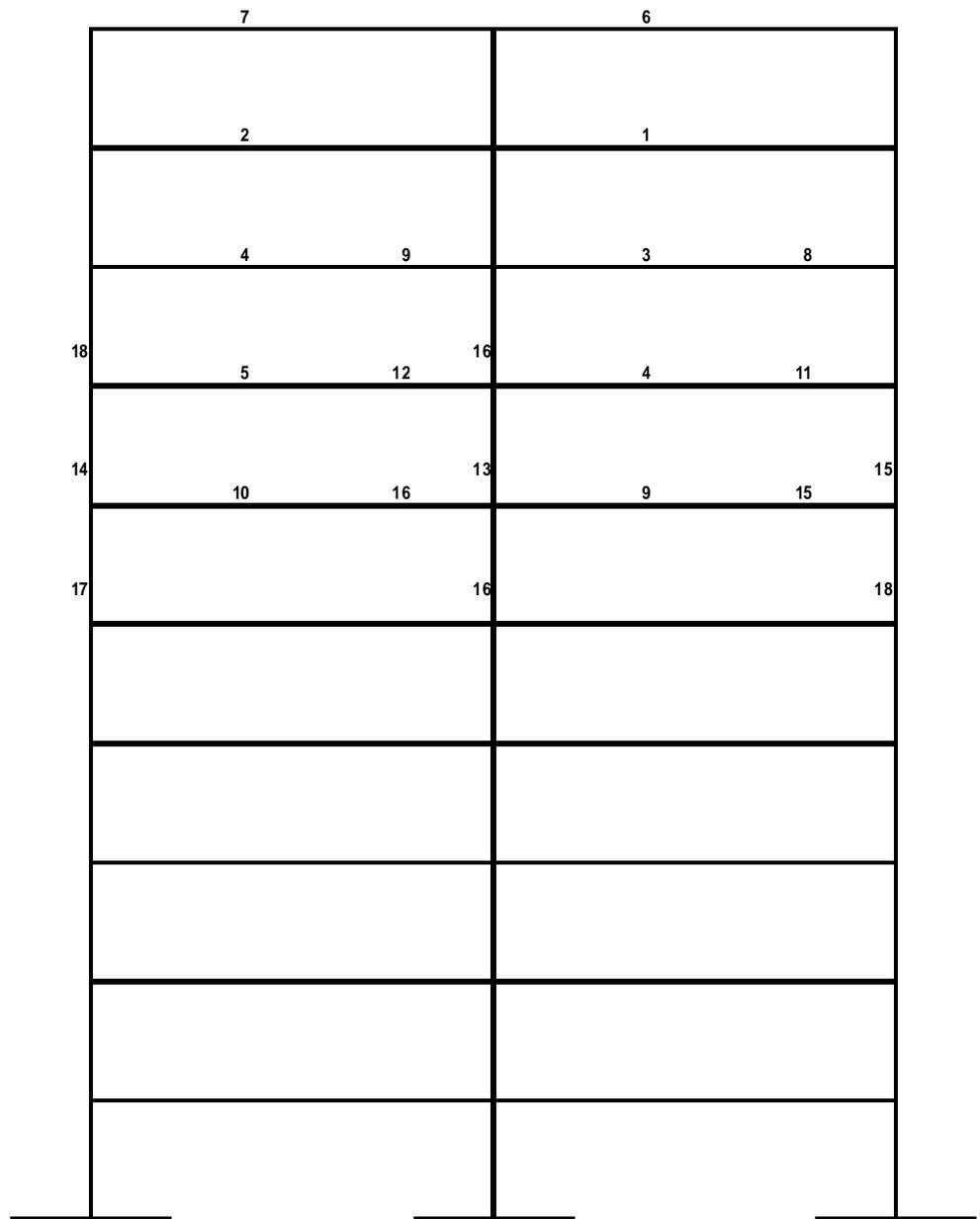


Figura 15: Secuencia de formación de articulaciones plásticas con carga lateral aplicada similar a la forma del segundo modo de la estructura para el Pórtico B.

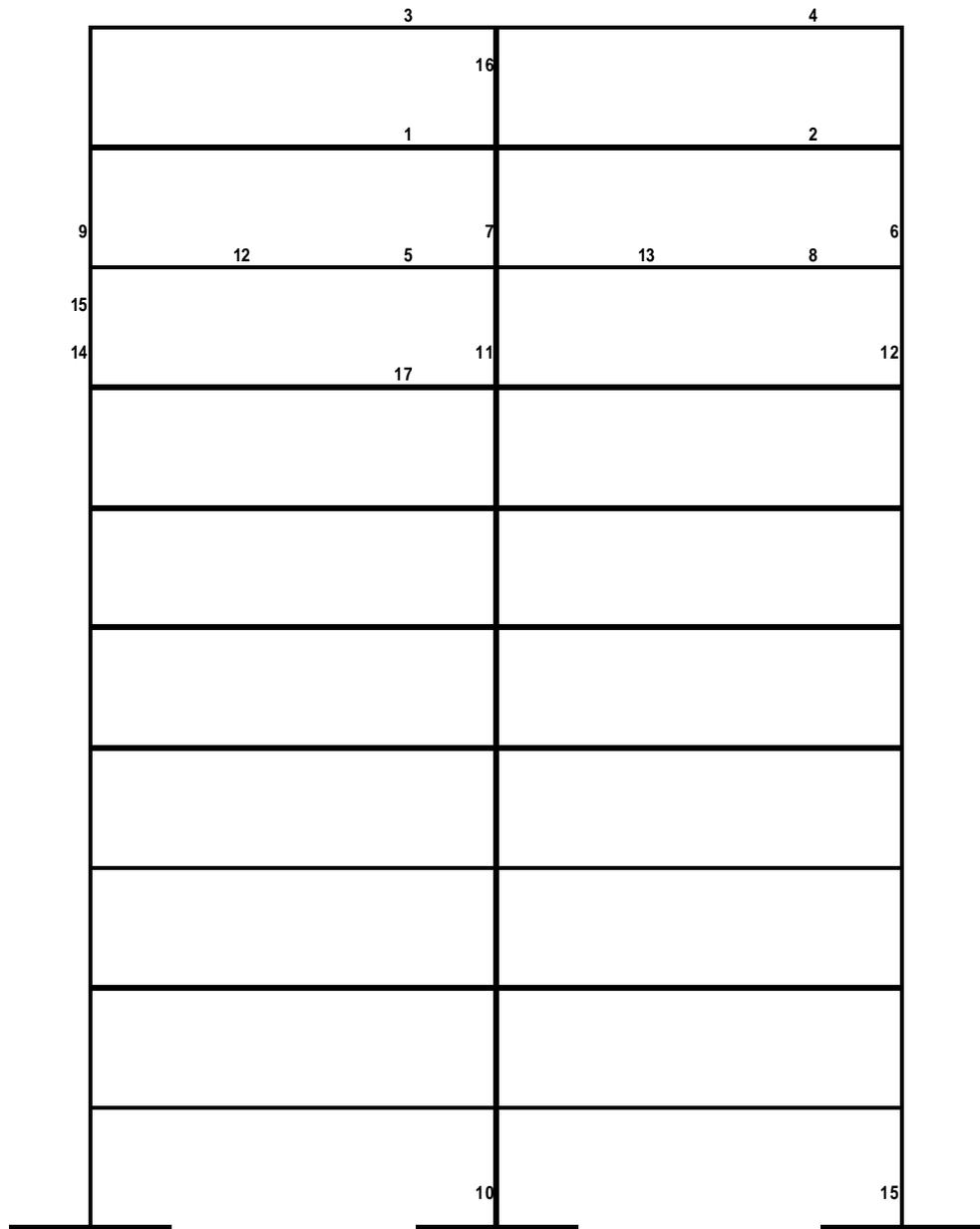


Figura 16: Secuencia de formación de articulaciones plásticas con carga lateral aplicada similar a la forma del tercer modo de la estructura para el Pórtico B.

CONCLUSIONES

En esta investigación se estudiaron los patrones de articulaciones plásticas en pórticos de hormigón armado sometidos a movimientos sísmicos. Se encontró que cuando los pórticos incursionan en un comportamiento altamente inelástico, las articulaciones plásticas ocurren hasta en los niveles altos de la estructura. También se encontró que en edificios que casi no incursionaron en el rango inelástico se formaban articulaciones plásticas en los niveles altos de la estructura. Esto es debido al contenido de altas frecuencias dominantes de los movimientos sísmicos, los que excitan el segundo modo de las estructuras presentadas en este estudio. Se demostró que el segundo y tercer modo de la estructura excitan los niveles superiores de la estructura y por lo tanto causan articulaciones plásticas en estos niveles, aún cuando haya poca incursión del pórtico en el rango inelástico. La magnitud de este efecto depende de cuán cerca estén las frecuencias dominantes del terremoto a la frecuencia del segundo modo del pórtico. El tercer modo de las estructuras analizadas en este estudio contribuye muy poco a la respuesta sísmica de éstas.

En resumen, se puede concluir que para pórticos diseñados para responder de una manera inelástica bajo cargas sísmicas, todas las juntas del edificio deben ser consideradas y diseñadas para incurrir en deformaciones plásticas, ya que la mayoría de los terremotos tienen frecuencias dominantes altas y pueden por lo tanto causar articulaciones plásticas en los niveles altos de la estructura. Estas conclusiones aplican para pórticos de altura moderada como los presentados en este estudio. Para pórticos altos donde la frecuencia de los modos más altos de la estructura no necesariamente coincide con las frecuencias dominantes de los terremotos, estas conclusiones pueden no ser aplicables.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute Committee 318 (ACI-318) (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99).
- Administración de Reglamentos y Permisos (1968). *Reglamento de Edificación de Puerto Rico No 7*, enmendado en 1968, Santurce, Puerto Rico.
- Administración de Reglamentos y Permisos (1987), *Enmiendas adoptadas al Reglamento de Edificación de Puerto Rico, No 7*, Santurce, Puerto Rico.
- Daza, L. (1996). "Methodology to Evaluate Existing Reinforced Concrete Frames Under Earthquake Loads". Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico.
- Giberson, M. F. (1967). "The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation," California Institute of Technology, Pasadena, California.
- International Conference of Building Officials, Uniform Building Code (1997), Whittier, California.
- Housner, G. W. (1980). "Report on Earthquake Requirements for the Building Code of Puerto Rico", California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Jammet, A. (1996). "Empleo del Análisis No Lineal en la Evaluación de Estructuras Existentes de Hormigón Armado". Tesis de Maestría en Ciencias, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, Puerto Rico.
- López, R. (1988). "A Numerical Model for Nonlinear Response of R/C Frame-Wall Structures". Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- McCann, W. (1984). "On the Earthquake Hazard of Puerto Rico and The Virgin Islands", A Workshop on Geology Hazards in Puerto Rico, US Geological Survey.
- Moehle, J. P., "Displacement-Based Design of R/C Structure Subjected to Earthquakes". *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No 3, 403-427.
- Otani, S. (1981). "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis" *Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo*, Vol. XXXVI, No. 2, 407-441.
- Saiidi, M. y Sozen M. (1979). "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures", *Structural Research Series No. 465*, University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana, Illinois.
- Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N. (1970) "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. ST12, 2557-2573.