

EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA DETERMINAR LA DEMANDA SÍSMICA EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO

Oscar A. López¹, Gianina Del Re Ruíz²

¹ Profesor, IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela; oalsf@yahoo.com

² Asistente de Postgrado, IMME, Fac. de Ingeniería, U.C.V.; gianinadelre@hotmail.com

RESUMEN

Se evalúan en este trabajo varios procedimientos simplificados de uso internacional para la determinación de la demanda que introducen los movimientos sísmicos sobre las estructuras y que se basan en el uso del análisis estático no-lineal. Se consideraron pórticos de concreto armado de uno, dos y siete pisos, de alta y moderada capacidad de disipación de energía, sujetos a seis acelerogramas representativos de diversas condiciones de intensidad, suelo y distancia a la falla. La demanda que introduce el movimiento sísmico sobre cada estructura fue determinada con estos procedimientos simplificados y comparada con la demanda “exacta” obtenida mediante un análisis dinámico no-lineal (ADNL). El Método MPA (“Modal Pushover Analysis”) conduce a las mejores estimaciones de la demanda sísmica, con diferencias absolutas respecto al ADNL que en término medio son menores que 17, 2 %, para todos los 30 casos analizados, pudiendo ser de subestimación o de sobrestimación. La incorporación dentro del MPA de la degradación de rigidez de la estructura no introduce una mejora aparente en los resultados. El método FEMA-356 suministra diferencias con el ADNL que en promedio valen 45,5%. Los procedimientos “A” y “B” del ATC-40 dan lugar a diferencias medias del orden de 24,4 %, pero no suministran resultados en un 40 % y en un 27 % de los casos estudiados, respectivamente, debido a la no convergencia o a las limitaciones implícitas en ellos. Cuando se consideran únicamente aquellos casos con demandas bajas o moderadas de ductilidad las diferencias entre todos los métodos y el ADNL se reducen en alguna medida. Las menores diferencias con el ADNL corresponden de nuevo al método MPA y son en término medio menores que 9 %. Aún cuando el método MPA es el que suministra los mejores resultados, requiere cálculos adicionales para determinar la respuesta dinámica no-lineal de sistemas de un grado de libertad; sin embargo existen actualmente herramientas de fácil acceso que permiten hacer estos cálculos de manera directa y sencilla.

Palabras Claves: Análisis estático no-lineal, pórticos de concreto armado, demanda sísmica, análisis “pushover”. Métodos simplificados.

EVALUATION OF THE NON-LINEAR STATIC METHODS TO DETERMINE THE SEISMIC DEMAND IN REINFORCED CONCRETE FRAMES

ABSTRACT

Several simplified methods based in nonlinear static analysis that are used to determine the seismic demand in structures are evaluated in this paper. Reinforced concrete frames of one, two and seven stories, with a moderate and a high energy dissipation capacity, subjected to six accelerograms that represent different soil, intensity and fault-distance conditions, are considered. The seismic demand on each structure is determined with the simplified methods and compared with the “exact demand” obtained from a nonlinear dynamic analysis (ADNL). The MPA method (Modal Pushover Analysis) leads to the best estimation of the seismic demands, with absolute differences with the ADNL that in the average are 17.2 % for the 30 cases analyzed. The inclusion of the stiffness degradation in the MPA method does not

introduce an apparent improvement in the results. The FEMA-356 method leads to differences with the MPA that in the average are 45.5 %. The procedures A and B of the ATC-40 leads to mean differences of about 24.4 %, but they do not yield results in 40 % and 27 % of the cases, respectively, because of the lack of convergence or because the limitations implicit in the procedures. When only the cases with low and moderate ductility demand are considered, the differences between all the procedures and the ADNL are reduced. The lowest differences correspond again to the MPA method and in the average they are less than 9 %. Although the MPA method yields the best estimates, it requires additional calculations in order to determine the nonlinear dynamic response of one-degree of freedom systems; however there are several programs that allow these calculations in a simple and direct way.

Keywords: Non-linear static analysis, reinforced concrete frames, seismic demand, pushover analysis, simplified methods.

1. INTRODUCCIÓN

La determinación precisa de la respuesta de las estructuras ante la acción de los movimientos sísmicos requiere de técnicas de análisis dinámico no-lineal para incorporar la variación en el tiempo de las propiedades inelásticas de los materiales y determinar la historia de las respuestas. Sin embargo estas técnicas exigen un gran volumen y tiempo de cálculo aún con los veloces procesadores del siglo XXI, lo que hace en general impracticable su aplicación en el diseño estructural.

La necesidad de proveer métodos prácticos para predecir el comportamiento no-lineal de las estructuras en el diseño ingenieril ha sido el objetivo de numerosas investigaciones en las últimas décadas. Los procedimientos descritos en las Referencias [1] y [2], conocidos como ATC-40 y FEMA-356, respectivamente, incorporan el análisis estático no-lineal con el objetivo de estimar la demanda que imponen los sismos sobre las estructuras y mejorar la precisión de los métodos tradicionales de diseño que utilizan técnicas de análisis lineal con espectros reducidos u otras técnicas similares. A diferencia de estos últimos, el uso del análisis estático no-lineal permite la identificación de los mecanismos probables de falla durante la respuesta dinámica. De la evaluación de estos procedimientos [3,4,5] se han propuesto otros [6,7] que incorporan mayor información de las propiedades dinámicas de la estructura dentro de las técnicas de análisis estático no-lineal para estimar la demanda. Sin embargo son escasas las evaluaciones acerca de la precisión de estos procedimientos, de sus ventajas y desventajas, especialmente en el caso de estructuras de concreto armado.

Esta investigación tiene como objetivo la evaluación de varios métodos de análisis estático no-lineal que se recomiendan en diversas especificaciones y publicaciones especializadas para estimar la demanda que introducen los movimientos sísmicos en las estructuras. Se considerarán pórticos de concreto armado, sujetos a un conjunto de movimientos sísmicos registrados en diversos lugares del planeta. La evaluación se realizará comparando el nivel de predicción de estos métodos aproximados con la demanda más realista obtenida de un análisis dinámico no-lineal.

2. MÉTODOS PARA ESTIMAR LA DEMANDA

En esta sección se describen los métodos más difundidos en la bibliografía internacional para estimar la demanda sísmica en términos del desplazamiento de la estructura. Los métodos son los presentados en los documentos ATC-40 [1], FEMA-356 [2] y el método MPA (“Modal Pushover Analysis”) que denominaremos análisis estático no-lineal modal [7,9].

Un examen de dichos métodos permite inferir que todos ellos deberían suministrar el valor correcto del desplazamiento máximo de la estructura en el caso particular de un sistema de un sólo grado de libertad que responda en el rango elástico. Las aproximaciones que se introducen en cada método se refieren al tratamiento de los sistemas que tienen múltiples grados de libertad y modos de vibración, y a las consideraciones sobre la respuesta inelástica.

2.1 ATC-40

El ATC-40 [1] presenta tres diferentes métodos denominados A, B y C para estimar la demanda sísmica; todos se basan en el mismo principio de la intercepción de los espectros de demanda y de capacidad pero se diferencian en su implementación [3]. Para los alcances de este trabajo se evaluarán sólo los procedimientos A y B. El primer paso en ambos procedimientos consiste en determinar la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo, mediante un análisis estático no-lineal. La capacidad es representada por la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral en el techo. La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que éste sea el que predomina en la respuesta. La curva de demanda sísmica sobre la estructura se determina a partir del espectro de pseudo-aceleración del movimiento sísmico, escalado de acuerdo al amortiguamiento efectivo del sistema. Seguidamente se expone de manera abreviada los pasos en cada procedimiento:

2.1.1 Procedimiento A

(1) Se transforma la curva de capacidad a un espectro de capacidad y se dibuja en una misma gráfica con el espectro de respuesta, que denominaremos espectro de demanda, para un amortiguamiento de 5%, en un formato de aceleración (a) versus desplazamiento (d); (2) Se selecciona un punto de desempeño inicial, (api,dpi); (3) Se desarrolla una representación bilineal del espectro de capacidad de la estructura. Se define el punto de cedencia, (ay,dy), y se calcula el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) como sigue, $\beta_{eff} = k\beta_o + 5$, donde β_o es el amortiguamiento hysterético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente. El factor k depende del comportamiento hysterético del sistema, varía entre 0,33 y 1, y está caracterizado por uno de tres tipos: Tipo A representa un comportamiento hysterético con lazos de histéresis estables y razonablemente llenos, mientras que el Tipo C representa sistemas con lazos de histéresis estrangulados y/o degradados; el Tipo B representa un comportamiento hysterético intermedio entre los tipos A y C; (4) Se modifica el espectro de demanda para ajustarlo al amortiguamiento efectivo calculado; (5) Se determina si el espectro de demanda intercepta el espectro de capacidad en el punto (api,dpi) o si se encuentra dentro de una tolerancia aceptable. Si el espectro de demanda no intercepta al espectro de capacidad dentro de la tolerancia establecida, entonces se selecciona un nuevo punto api, dpi y se aplica nuevamente el procedimiento hasta converger. Si el espectro de demanda intercepta al espectro de capacidad dentro de la tolerancia, entonces el punto (api,dpi) es el punto de desempeño (ap,dp) y el desplazamiento dp representa el desplazamiento máximo esperado para dicha demanda sísmica.

2.1.2 Procedimiento B

En forma resumida los pasos son los siguientes: (1) Se calcula el espectro de respuesta (demanda) con 5 % de amortiguamiento; (2) Se dibuja el espectro de respuesta y una familia de espectros reducidos sobre el mismo gráfico, para valores crecientes del amortiguamiento efectivo; (3). La curva de capacidad se transforma a un espectro de capacidad y se dibuja en el mismo gráfico; (4) Se desarrolla una representación bilineal del espectro de capacidad y se determina el punto (a*,d*) sobre ella, bajo la hipótesis de que d* es el desplazamiento del sistema elástico con el mismo período del sistema inelástico; (5) Se calcula el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para diversos desplazamientos (dpi) cerca del punto (a*,d*); (6) Para cada valor de dpi se obtiene api y se grafican los puntos (dpi ,api) sobre el mismo gráfico donde se encuentran los espectros de demanda y el espectro de capacidad; (7) Se genera una línea conectando los puntos creados y la intersección de esta línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño y el desplazamiento buscado.

2.2 FEMA-356

A partir del desplazamiento del sistema elástico de un grado de libertad, este método [2] utiliza factores de corrección (C_0 , C_1 , C_2 , C_3) para estimar el desplazamiento en el techo de una estructura de N grados de libertad que responde inelásticamente. Seguidamente se resume este método. En primer lugar se genera la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no-lineal y se construye una representación bilineal, calculándose el período fundamental efectivo (T_e) y la fuerza cortante basal cedente (V_y). El período T_e se obtiene modificando el período inicial mediante el cálculo de la rigidez efectiva obtenida de la curva bilineal de capacidad. La demanda de desplazamiento (δ_t) se obtiene de:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (1)$$

Donde C_0 es un factor que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento en el techo del sistema de varios grados de libertad, y oscila entre 1 y 1,5 dependiendo del número de pisos y del tipo estructural; C_1 es un factor que relaciona el desplazamiento inelástico con el desplazamiento del sistema elástico, y varía entre 1 y 1,5 siendo función de T_e , T_s (período de esquina del espectro), S_a y V_y ; C_2 es un factor que representa el efecto de la forma de los lazos de histéresis (efecto de degradación de rigidez y deterioro de resistencia) en el desplazamiento, y varía entre 1 y 1,5 dependiendo de la relación T_e/T_s , del tipo estructural y del nivel de deformación; C_3 es un factor que representa el incremento del desplazamiento debido al efecto P- Δ dinámico; S_a es la aceleración espectral del sistema elástico para el período T_e y el amortiguamiento correspondiente.

2.3 MPA

Mediante el análisis dinámico de sistemas inelásticos Chopra y Goel [19] evaluaron los errores que se obtienen de aplicar los procedimientos A y B del ATC-40 y señalaron las limitaciones de los mismos. Los autores propusieron el procedimiento denominado análisis estático no-lineal modal (MPA) [7] el cual está basado en la teoría de dinámica estructural. A diferencia de los métodos previos el MPA incorpora el efecto de otros modos de vibración además del modo fundamental, y utiliza la respuesta dinámica inelástica de sistemas de un grado de libertad que representan a cada modo de vibración. En forma resumida los pasos son los siguientes: (1) Se determina la curva de capacidad (relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el techo) mediante un análisis estático no-lineal del sistema de N grados de libertad (N GDL), para una distribución específica de fuerzas laterales, cada una correspondiente a la de un modo de vibración. Se utilizan tantas distribuciones como modos se desea incorporar; (2) La curva de capacidad asociada a cada modo es idealizada por una curva bilineal equivalente y convertida a la de un sistema de un solo grado de libertad (1 GDL); (3) Se determina la respuesta dinámica no-lineal del sistema inelástico de 1 GDL asociado a cada modo de vibración; en este trabajo estos cálculos se hacen con el programa NONLIN [16]; (4) El desplazamiento máximo del sistema de 1 GDL se convierte luego al del sistema de N GDL, en cada modo utilizando las expresiones conocidas de análisis espectral [7]. El desplazamiento máximo buscado se obtiene combinando los de cada modo de vibración utilizando el criterio de combinación CQC [10].

3. MOVIMIENTOS SÍSMICOS, SISTEMAS ESTRUCTURALES Y PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

Las propiedades de seis movimientos sísmicos registrados en terremotos pasados y seleccionados para esta evaluación se presentan en la Tabla 1. En la Figura 1 se grafican los seis acelerogramas obtenidos de [11]. Son movimientos registrados con aceleraciones máximas comprendidas entre 0,32 g y 0,84 g para distancias a la falla entre 0,6 km y 41,0 km.

La evaluación de los métodos presentados previamente se realizará a cinco pórticos planos de concreto armado, considerando dos variantes en la capacidad de deformación de los elementos: El Tipo 1 el cual representa un pórtico dúctil diseñado con normas modernas y el Tipo 2 que representa un pórtico diseñado con normas antiguas y que posee una menor capacidad de disipación de energía. Los sistemas estructurales son los siguientes: Dos pórticos de concreto armado de un piso (Tipo 1 y Tipo 2), dos pórticos de dos pisos (Tipo 1 y Tipo 2) y un pórtico de siete pisos (Tipo 1). Definiciones y esquema de trabajo

Tabla 1. Características de los movimientos sísmicos.

Denominación en este estudio	Sismo	Fecha	Magnitud	Estación	Componente	acel. máx (g)	Condición local
El Centro	El Centro	18/05/1940	7,0	El Centro	NS	0,32	Suelo
Imperial Valley	Imperial Valley	15/10/1979	6,5	El Centro Arreglo 6	S50W	0,44	Suelo
Taft	Kern County	21/07/1952	7,4	Taft	S69E	0,18	Roca
Rinaldi	Northridge	17/01/1994	6,7	Rinaldi	228°	0,84	Suelo
Sylmar	Northridge	17/01/1994	6,7	Sylmar County Hospital Parking Lot	Chan-3, 360°	0,84	Suelo
Corralitos	Loma Prieta	17/10/1989	6,9	Corralitos	Chan-1, 90°	0,48	Roca

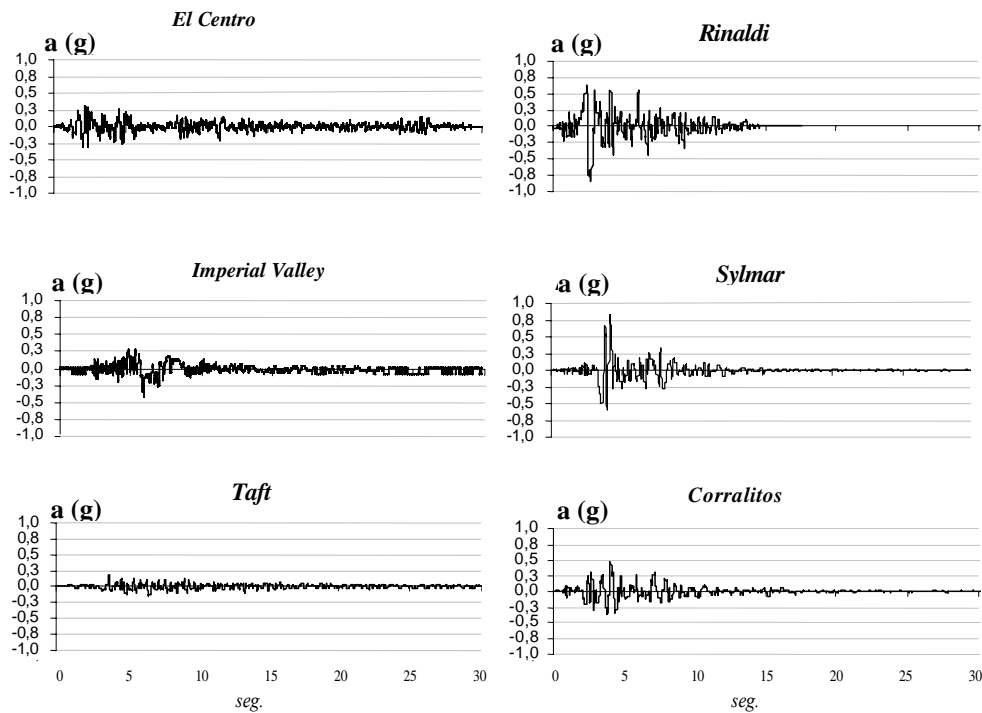


Figura 1. Acelerogramas.

La evaluación consistirá en comparar la demanda sísmica, en términos del desplazamiento máximo, obtenida mediante la aplicación de los métodos aproximados descritos en el capítulo anterior, con la demanda “real” que se obtiene de determinar la respuesta dinámica no-lineal del pórtico modelado como un sistema inelástico de varios grados de libertad.

El análisis inelástico de las diversas estructuras se efectúa suponiendo que el daño se concentra en los extremos de los miembros o en los lugares donde pudiese ocurrir una concentración de sollicitaciones. Estos daños pueden ser de carácter dúctil o frágil, dependiendo de las características de la sección de concreto y del refuerzo longitudinal y transversal. En las columnas se considera la influencia de la fuerza axial en la determinación del momento último mediante los diagramas de interacción momento-fuerza axial. Los análisis dinámicos inelásticos se hicieron con los programas NONLIN [16] y RAM [12] y los análisis estáticos inelásticos con SAP2000 [18].

4. PÓRTICOS DE UN PISO

La Figura 2 muestra un esquema del pórtico de un piso y un vano. Las secciones de las columnas y vigas corresponden a secciones típicas observadas en las edificaciones escolares denominadas Tipo Cajetón [13]. La resistencia del concreto es 210 kg./cm^2 . La resistencia cedente del acero es 4.200 kg/cm^2 para el longitudinal y transversal. El peso es de $17,28 \text{ t}$ y el período fundamental es de $0,19 \text{ seg.}$ El amortiguamiento es de 5% . El diámetro y espaciado del refuerzo transversal es tal que los miembros no presentan una falla frágil por cortante.

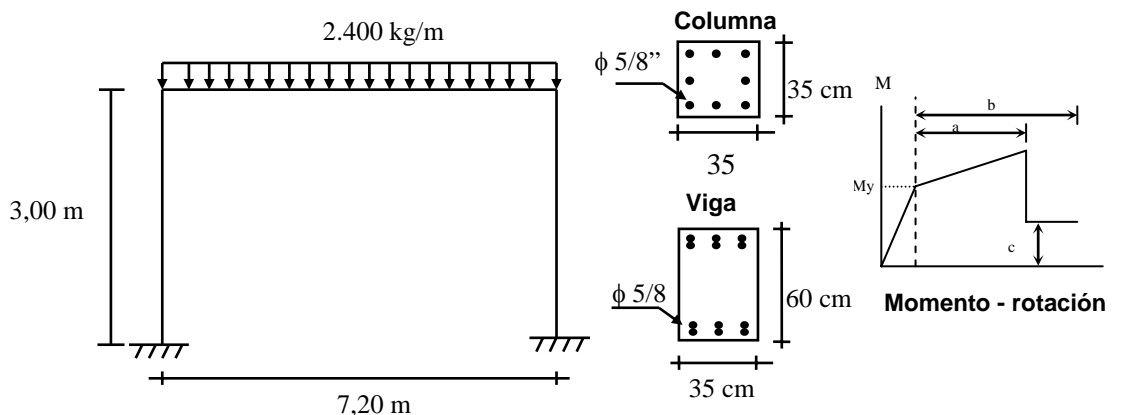


Figura 2. Pórtico de un piso.

4.1 Pórtico de un piso, Tipo 1

El comportamiento inelástico se modela con una relación momento M -rotación θ bilineal como se muestra en la Figura 2, siendo M_y el momento cedente: El parámetro “a” corresponde a la deformación plástica desde el punto cedente hasta la caída de resistencia, “b” es la deformación plástica desde el punto cedente hasta el colapso, y “c” corresponde a la resistencia residual del elemento. Para el pórtico de un piso Tipo 1 que posee una buena capacidad de deformación y de disipación de energía, los valores adoptados son $a=0,025$, $b=0,05$ y $c=0,2 M_y$ para las vigas y $a=0,02$, $b=0,03$ y $c=0,2 M_y$ para las columnas [2]. En la descarga cada elemento mantiene su rigidez inicial.

En la Figura 3 se muestra la curva de capacidad del pórtico Tipo 1 obtenida del análisis estático no-lineal con su respectiva secuencia de incursiones inelásticas. Todas las incursiones ocurren en los extremos de las columnas de acuerdo a la secuencia identificadas del 1 al 4 en la Figura 3. La primera cedencia ocurre en la Sección 1 para un cortante basal de $7,63 \text{ t}$ con un desplazamiento de $0,40 \text{ cm}$, que

corresponde a una deriva global normalizada de 1,33 %. La deriva global normalizada está dada por el desplazamiento del techo dividido entre la altura total del pórtico y multiplicada por mil. La segunda y tercera cedencia ocurren casi simultáneamente en la base de ambas columnas. El punto último de la curva corresponde a una fuerza cortante basal de 16,53 t y un desplazamiento de 6,30 cm (deriva de 21 %), para la cual se produce la primera caída de resistencia por agotamiento a flexión en la Sección 1 de la columna derecha (Figura 3).

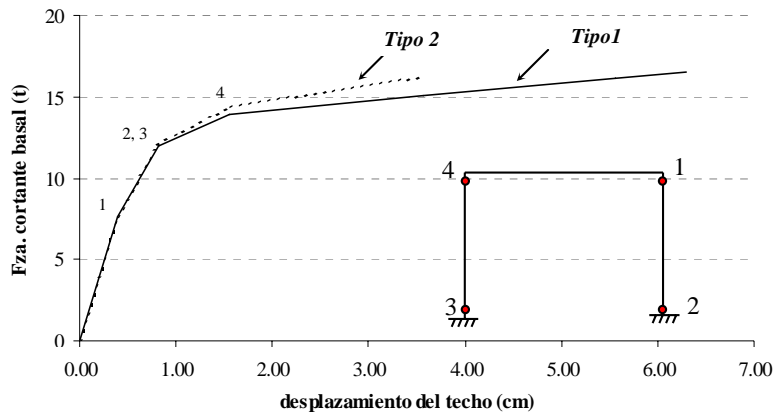


Figura 3. Curva de capacidad del pórtico de un piso, Tipo 1 y Tipo 2.

Con la finalidad de determinar el punto cedente de la estructura se consideraron dos idealizaciones de la curva de capacidad: Un sistema elastoplástico perfecto (EPP) y un sistema bilineal: El sistema EPP se construye manteniendo la rigidez inicial y el desplazamiento último e igualando áreas; el sistema bilineal se construye manteniendo la rigidez inicial y la fuerza y el desplazamiento último e igualando áreas [21]. En referencia al pórtico dúctil de un piso (Tipo 1, Figura 3) la fuerza cortante cedente es de 14,73 t y el desplazamiento cedente de 0,77 cm en el sistema EPP mientras que en el sistema bilineal estos valores son 13,02 t y 0,68 cm, respectivamente.

4.1.1 Respuesta dinámica no-lineal

La historia del desplazamiento del techo así como la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento se muestran en las Figuras 4 y 5 para cada uno de los acelerogramas, obtenidos de aplicar el método de análisis dinámico no-lineal (ADNL). El máximo desplazamiento se indica también en la Figura 4 para cada caso; se aprecia que para cada acelerograma el desplazamiento máximo está por debajo del valor de 6,30 cm asociado a la primera caída de resistencia del pórtico determinado en el análisis estático no-lineal (Figura 3).

Las demandas de ductilidad de la estructura, determinada por el cociente entre el desplazamiento máximo y el cedente, se muestran en la Tabla 2 para cada acelerograma y para cada sistema equivalente. De la Tabla 2 y de las Figuras 4 y 5 se observa una mayor demanda de ductilidad para los sismos Rinaldi y Sylmar, alcanzando valores aproximadamente entre 3 y 4. La estructura se mantiene en el rango elástico para el acelerograma Taft. Para el Imperial Valley la respuesta es principalmente elástica con una pequeña componente plástica, aún cuando este comportamiento dinámico no quede fielmente recogido en la demanda de ductilidad mostrada en la Tabla 2 que indica valores algo menores que uno; esta discrepancia es producto de las aproximaciones en el cálculo del desplazamiento cedente del sistema EPP y del bilineal. La demanda de ductilidad del pórtico para los sismos El Centro y Corralitos es levemente mayor a uno mostrando que la estructura apenas incursiona en el rango no-lineal. Notamos que al definir el punto cedente de la estructura con un sistema bilineal obtenemos ductilidades aproximadamente un 13% mayores que con el sistema EPP.

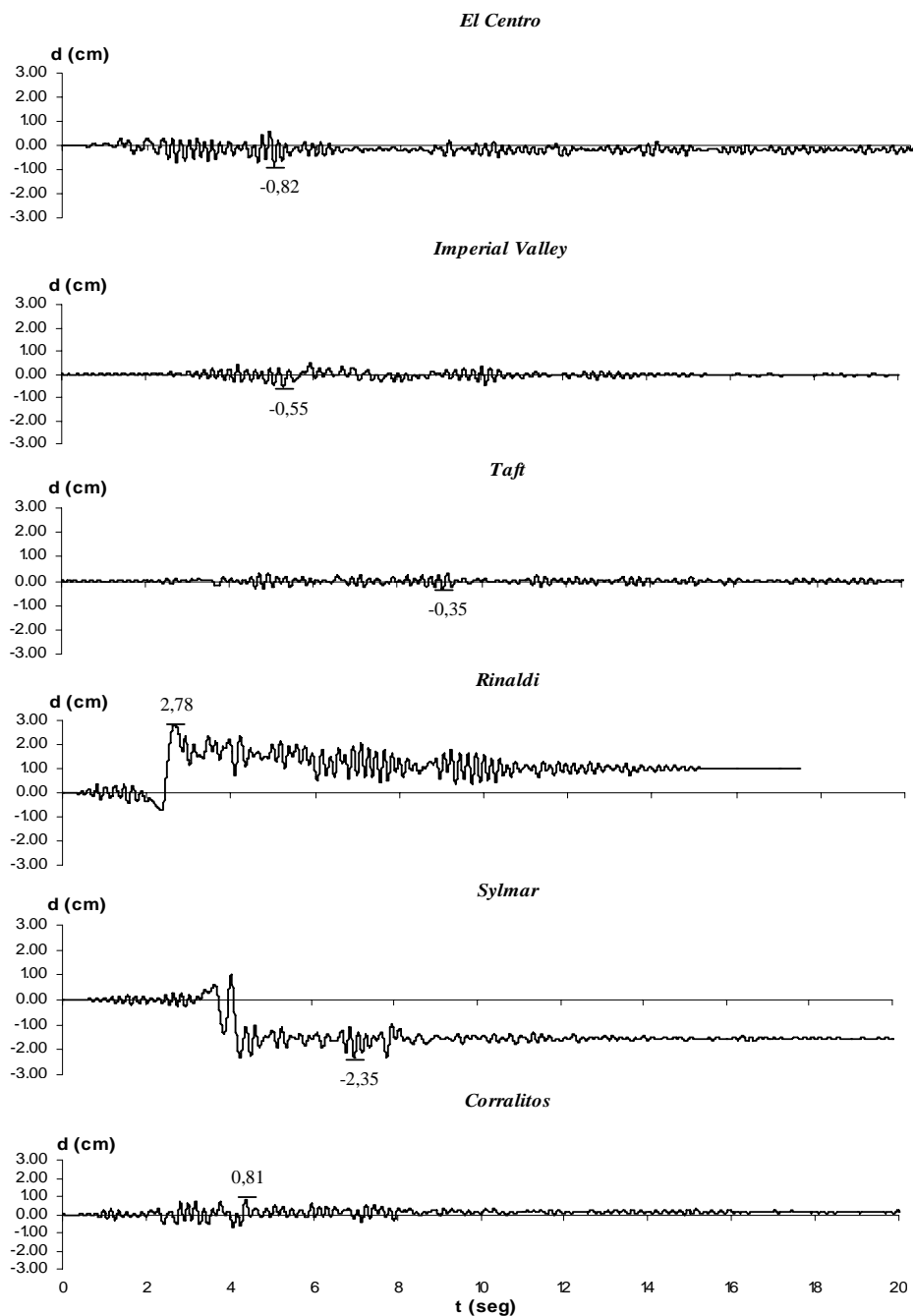


Figura 4. Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 1.

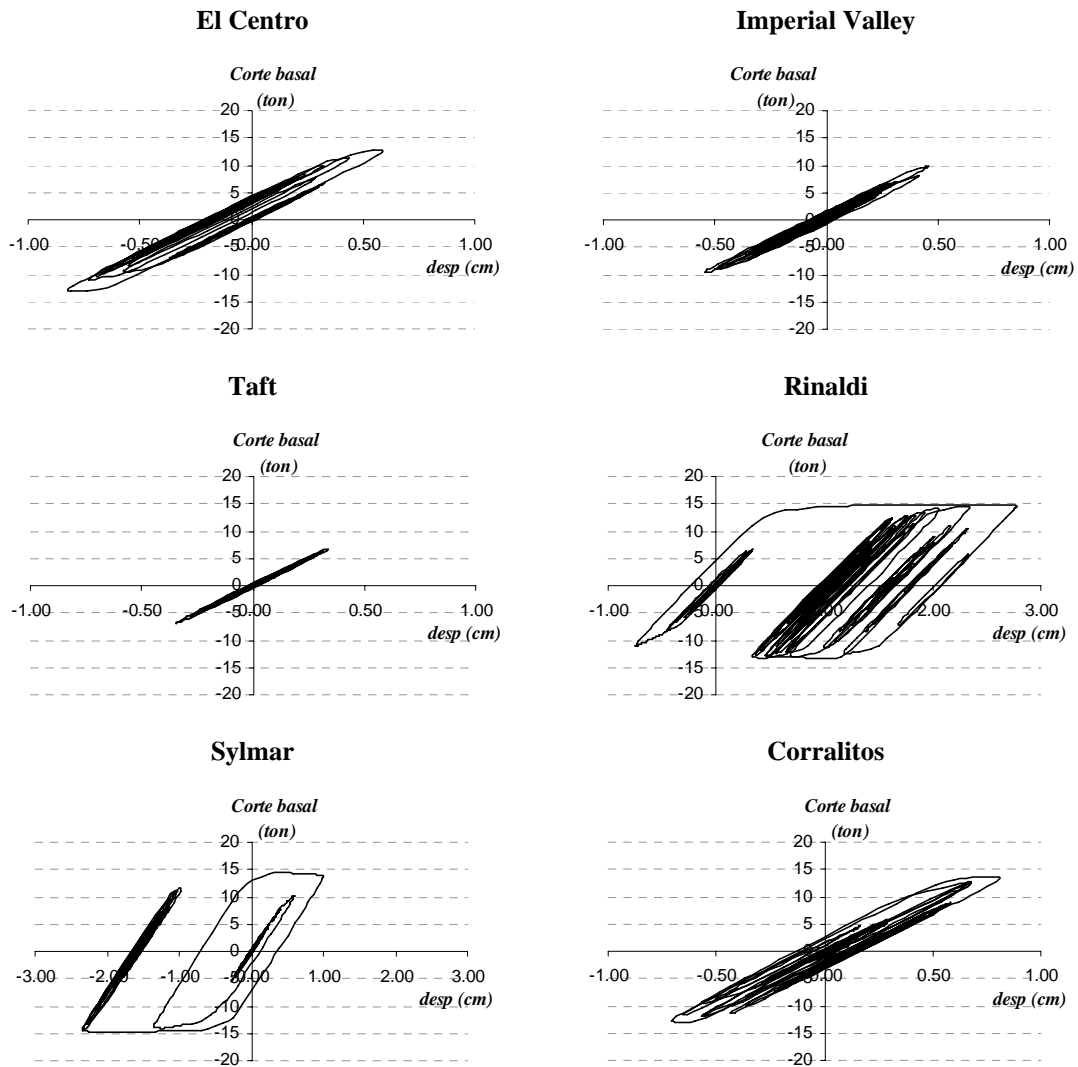


Figura 5. Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 1, para cada acelerograma.

Tabla 2. Demanda de ductilidad del pórtico de un piso, Tipo 1.

Sistema equivalente	Sismo					
	El Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
EPP	1,07	0,71	0,45	3,59	3,04	1,05
Bilineal	1,21	0,80	0,51	4,07	3,44	1,19

4.1.2 Respuesta determinada con los métodos aproximados

Al aplicar la metodología propuesta por el ATC-40 se considera un comportamiento histerético tipo A del pórtico por tener una muy buena capacidad de disipar energía. Aplicando los métodos aproximados para calcular el desplazamiento máximo obtenemos los valores mostrados en la Tabla 3. Allí se presenta la diferencia porcentual (%) entre cada método aproximado y el método ADNL. Valores negativos indican subestimación y valores positivos sobreestimación del método aproximado con relación al ADNL.

Tabla 3. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de un piso, Tipo 1.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.
ATC-40 "A"	0,55	-33,68	0,57	4,11	0,35	0,00	(1)	-	3,99	69,02	0,73	-10,62
ATC-40 "B"	0,55	-33,11	0,57	3,90	0,35	0,00	(1)	-	3,99	70,08	0,73	-10,43
FEMA-356	1,14	38,59	0,53	-2,82	0,35	0,00	1,75	-37,09	1,46	-37,86	1,26	55,25
MPA	0,75	-8,45	0,54	-1,80	0,35	0,00	2,69	-3,27	2,11	-10,15	0,89	10,13
ADNL	0,82	-	0,55	-	0,35	-	2,78	-	2,35	-	0,81	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Todos los métodos suministran el valor correcto del desplazamiento en el caso del sismo Taft porque la respuesta es elástica y el pórtico se ha modelado como un sistema de un grado de libertad. En el caso del sismo Imperial Valley que muestra muy poca respuesta inelástica todos los métodos suministran una muy buena aproximación del desplazamiento máximo.

Los dos procedimientos del ATC-40 conducen a diferencias significativas cuando la respuesta tiene una componente inelástica importante; se aprecian diferencias hasta del 70% para el sismo Sylmar y hasta un 34% para El Centro. Para el sismo de Rinaldi ninguno de los procedimientos del ATC-40 converge; al limitar el amortiguamiento efectivo en 40% tal como lo establece el procedimiento, la curva de demanda no intercepta la curva de capacidad, tal como se muestra en la Figura 6 en un formato aceleración espectral (A)-desplazamiento espectral (D), por lo que se pudiese inferir que se alcanzó una condición de inestabilidad.

El método FEMA-356 suministra resultados en todos los casos, pero las diferencias con el ADNL pueden ser tan altas como en el ATC-40. El método MPA suministra una estimación sustancialmente mejor del desplazamiento que los otros métodos, con diferencias no mayores al 10 % de los valores que suministra el ADNL. Aún para el sismo de Rinaldi, que conduce al sistema a una significativa componente inelástica, el método MPA suministra una muy buena estimación del desplazamiento máximo.

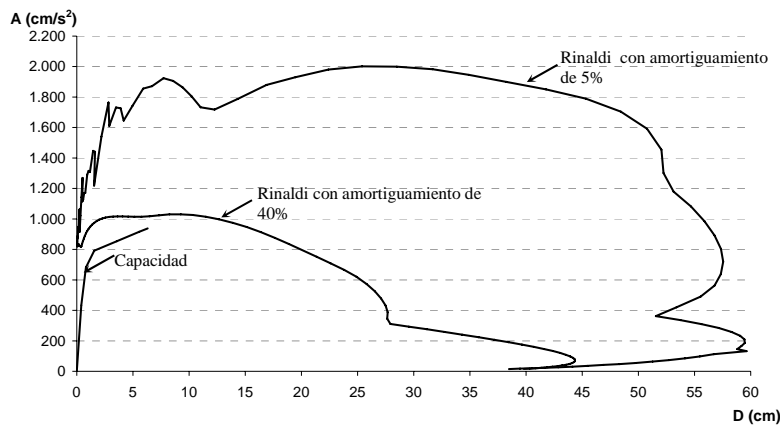


Figura 6. Espectro de capacidad y espectro de demanda, para el sismo Rinaldi. Pórtico de un piso, Tipo 1.

4.2 Pórtico de un piso, Tipo 2

Este pórtico es similar al anterior (Figura 2) pero posee menor ductilidad (Tipo 2). Las propiedades de la relación momento-rotación son $a=0,02$, $b=0,03$ y $c=0,2$ My para las vigas mientras que para las columnas tenemos $a=0,01$, $b=0,015$ y $c=0,2$ My. En la Figura 3 se muestra su curva de capacidad la cual es similar a la del Tipo 1 hasta el momento en que se produce la cedencia en la sección 4. La caída de resistencia en la sección 1 ocurre en el punto último de la curva para una fuerza cortante basal de 16,26 t y un desplazamiento del techo de 3,33 cm (deriva del 11 %) que corresponde aproximadamente a la mitad del desplazamiento aceptado por el pórtico dúctil (Tipo 1). Sustituyendo la curva de capacidad por una elasto-plástica perfecta (EPP) se obtiene una fuerza cortante cedente de 14,47 t y un desplazamiento cedente de 0,76 cm. Con la idealización bilineal estos valores son 12,56 t y 0,66 cm, respectivamente.

4.2.1 Respuesta dinámica no-lineal

Para el análisis dinámico no-lineal se consideró una degradación de rigidez de 0,5 en la relación momento-rotación de los elementos [12]. En las Figuras 7 y 8 se muestran la historia del desplazamiento del techo y la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo, respectivamente, para cada uno de los acelerogramas. Para todos ellos el desplazamiento máximo está por debajo del desplazamiento de 3,33 cm observado en el análisis estático no-lineal para la primera caída de resistencia (Figura 3), con la excepción de sismo Sylmar que lo excede ligeramente y se produce una ligera disminución del cortante resistente (Figura 8). Las demandas de ductilidad para cada sismo se muestran en la Tabla 4. Solamente en aquellos sismos de mayor intensidad donde hay una importante respuesta inelástica es que se aprecian diferencias significativas entre las respuestas del pórtico Tipo 1 y del pórtico Tipo 2 debido esencialmente a la influencia de la degradación de rigidez la cual se puede apreciar en las gráficas fuerza cortante-desplazamiento para los sismos Rinaldi y Sylmar (Figura 8).

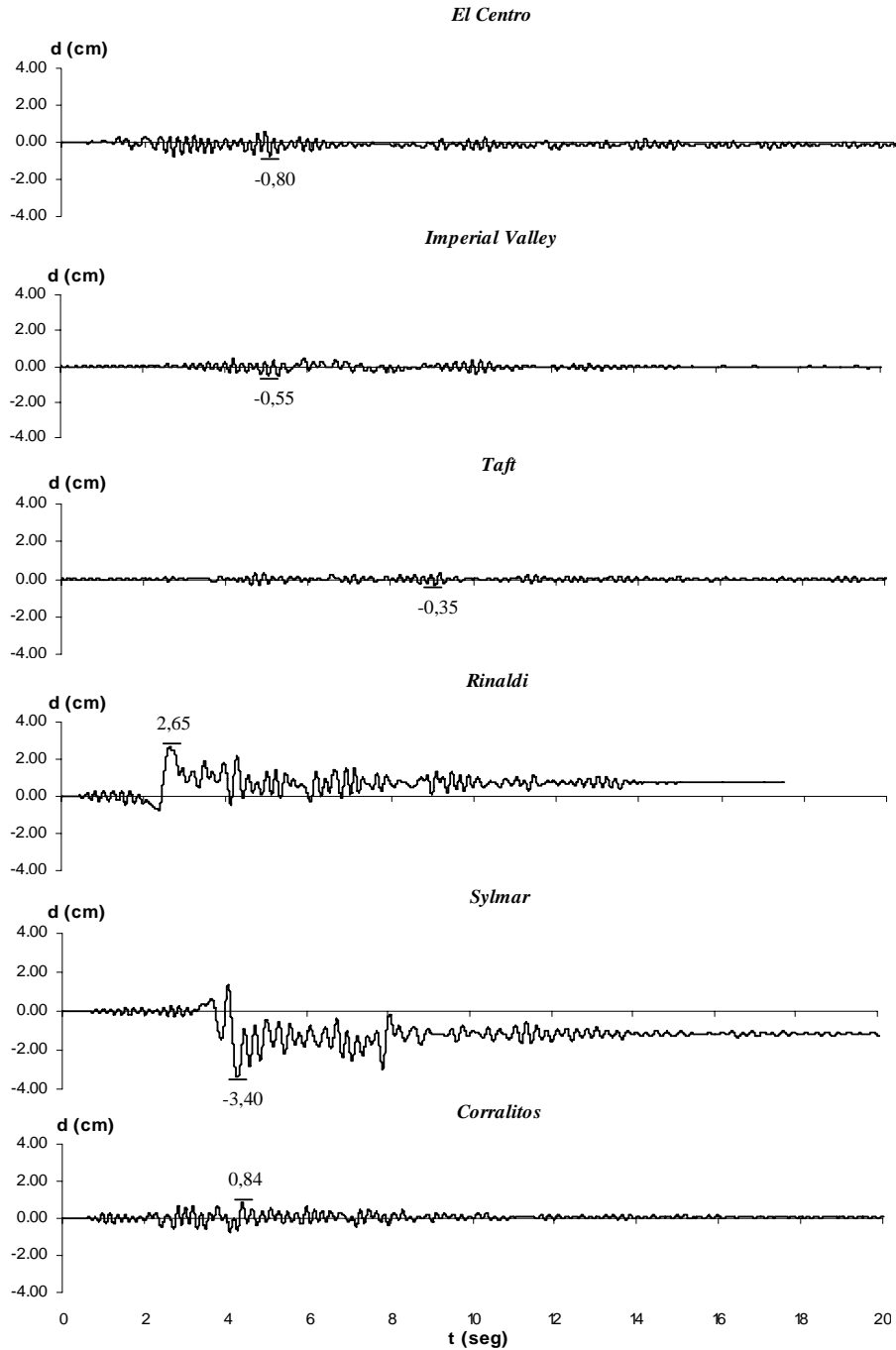


Figura 7. Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 2.

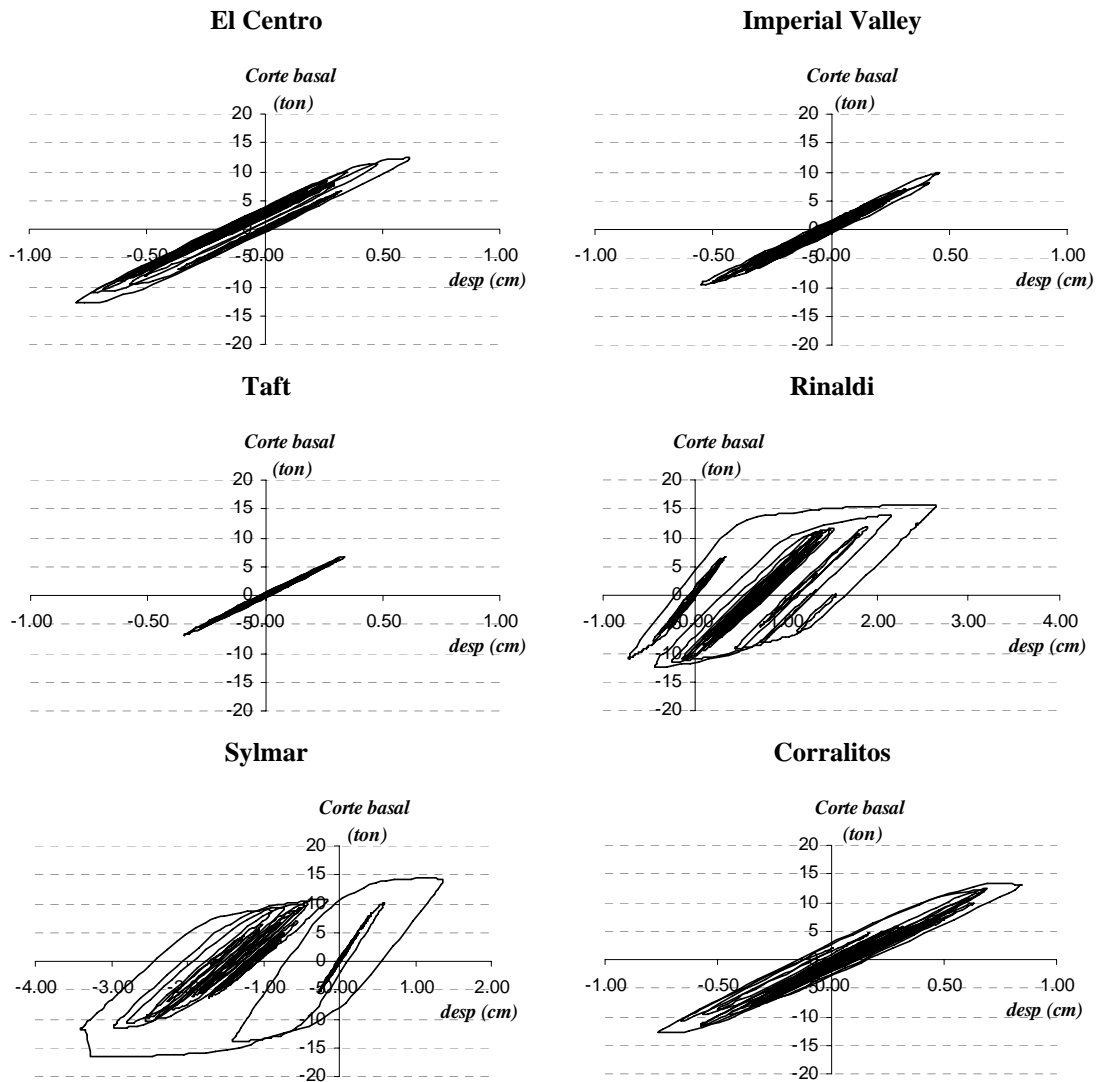


Figura 8. Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 2.

Tabla 4 Demanda de ductilidad del pórtico de un piso, Tipo 2.

Sistema equivalente	Sismo					
	El Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
EPP	1,06	0,73	0,45	3,49	4,48	1,11
Bilineal	1,22	0,84	0,52	4,02	5,16	1,28

4.2.2 Respuesta determinada con los métodos aproximados

Siguiendo los lineamientos del ATC-40 se adoptó para el pórtico un comportamiento histerético tipo C por poseer una baja capacidad de disipar energía. Aplicando los métodos aproximados obtenemos los valores mostrados en la Tabla 5. Se presentan dos resultados de aplicar el método MPA; el MPA sin degradación de rigidez en el cual se aplica el método tal como está propuesto originalmente [7], y el MPA con degradación de rigidez utilizando los mismos parámetros descritos para hacer el ADNL. Introduciendo esta variante en el procedimiento MPA esperaríamos que el desplazamiento estuviese más ajustado al desplazamiento exacto.

Tabla 5 Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de un piso, Tipo 2.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.
ATC-40 "A"	0,66	-17,74	0,67	20,65	0,35	0,00	(1)	-	(1)	-	No converge	
ATC-40 "B"	0,68	-15,12	0,65	17,75	0,35	0,00	(1)	-	(1)	-	1,35	60,20
FEMA-356	1,70	111,73	0,78	42,06	0,35	0,00	2,56	-3,53	2,08	-38,86	1,84	117,89
MPA s/ degradación	0,73 ⁵	-8,06	0,54	-2,93	0,35	0,00	2,51	-5,27	2,18	-35,80	0,89	5,28
MPA c/degradación	0,73 ⁸	-7,74	0,54	-2,92	0,35	0,00	2,43	-8,37	2,08	-38,75	0,85	0,68
ADNL	0,80	-	0,55	-	0,35	-	2,65	-	3,40	-	0,84	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Para los sismos Rinaldi y Sylmar, los procedimientos "A" y "B" del ATC-40 no convergen; la curva de demanda sobrepasa con creces la capacidad de la estructura, por lo que se puede inferir que la estructura colapsa ante estos movimientos sísmicos. Para el sismo Corralitos no se obtiene ninguna solución al aplicar el procedimiento "A" ya que no converge, mientras que el procedimiento "B" conduce a una sobreestimación del 60 %. Aplicando el FEMA-356 obtenemos diferencias superiores al 38%, exceptuando para el sismo de Rinaldi que obtenemos 3,53%.

Las diferencias obtenidas con el procedimiento MPA, tanto sin degradación como con degradación, oscilan entre 2 y 8% a excepción del sismo de Sylmar que subestima la demanda sísmica en 38%. Al comparar el procedimiento MPA con degradación y sin degradación, se observa que su incidencia no es determinante en la estimación de la demanda sísmica, a excepción del sismo Corralitos donde las diferencias se reducen de 5,28% a 0,68%.

5. PÓRTICOS DE DOS PISOS

La Figura 9 muestra un pórtico de dos pisos cuyas propiedades geométricas y resistentes de los elementos son iguales que las del pórtico de un piso (Figura 2). El peso de cada nivel es de 17,28 t y el período fundamental es de 0,34 seg. El amortiguamiento es de 5% en cada modo de vibración.

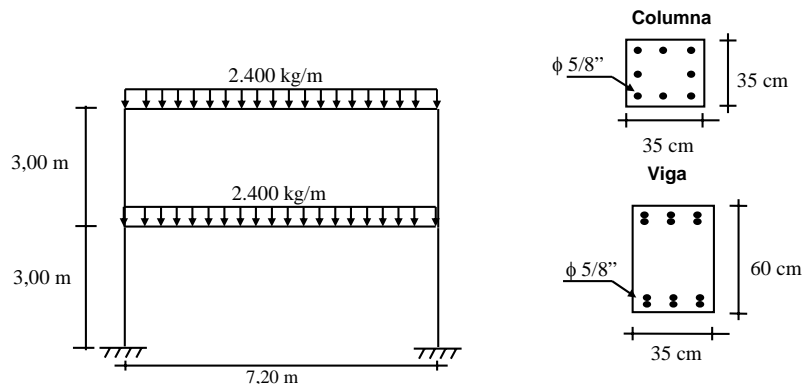


Figura 9. Pórtico de dos pisos.

5.1 Pórtico de dos pisos, Tipo 1

Este pórtico posee una buena capacidad de disipar energía; las relaciones momento-rotación en vigas y columnas son las mismas descritas previamente para el pórtico de 1 piso del Tipo 1. En la Figura 10 se muestra la curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no-lineal utilizando un patrón de carga triangular. Para una fuerza cortante basal de 17,86 t a los 7,42 cm de desplazamiento del techo, que equivale a una deriva global normalizada de 12,4 %, se produce la caída de resistencia por agotamiento a flexión de las columnas del primer entrepiso.

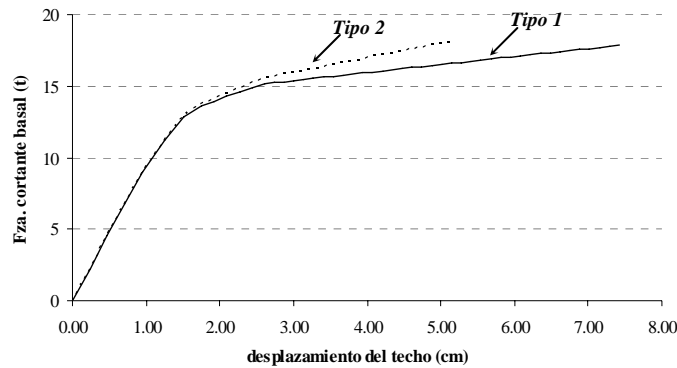


Figura 10. Curva de capacidad del pórtico de dos pisos, Tipo 1 y Tipo 2, utilizando un patrón de carga triangular.

Además del patrón de carga triangular se considero un patrón de carga uniforme para efectos de definir el punto cedente del pórtico. En ambos casos la curva de capacidad del pórtico se idealizó por un sistema bilineal. Los desplazamientos cedentes resultantes son 1,35 cm y 1,47 cm para el patrón uniforme y el patrón triangular, respectivamente. Los cortantes cedentes son 14,4 ton y 14,1 ton, respectivamente.

5.1.1 Respuesta dinámica no-lineal

En la Figura 11 se muestran las historias de desplazamientos obtenidas del ADNL para cada acelerograma. La Figura 12 presenta la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo. La tabla 6 presenta las demandas de ductilidad para cada patrón de carga, observándose que con el patrón uniforme se obtienen demandas de ductilidad un 9 % mayores que con el triangular.

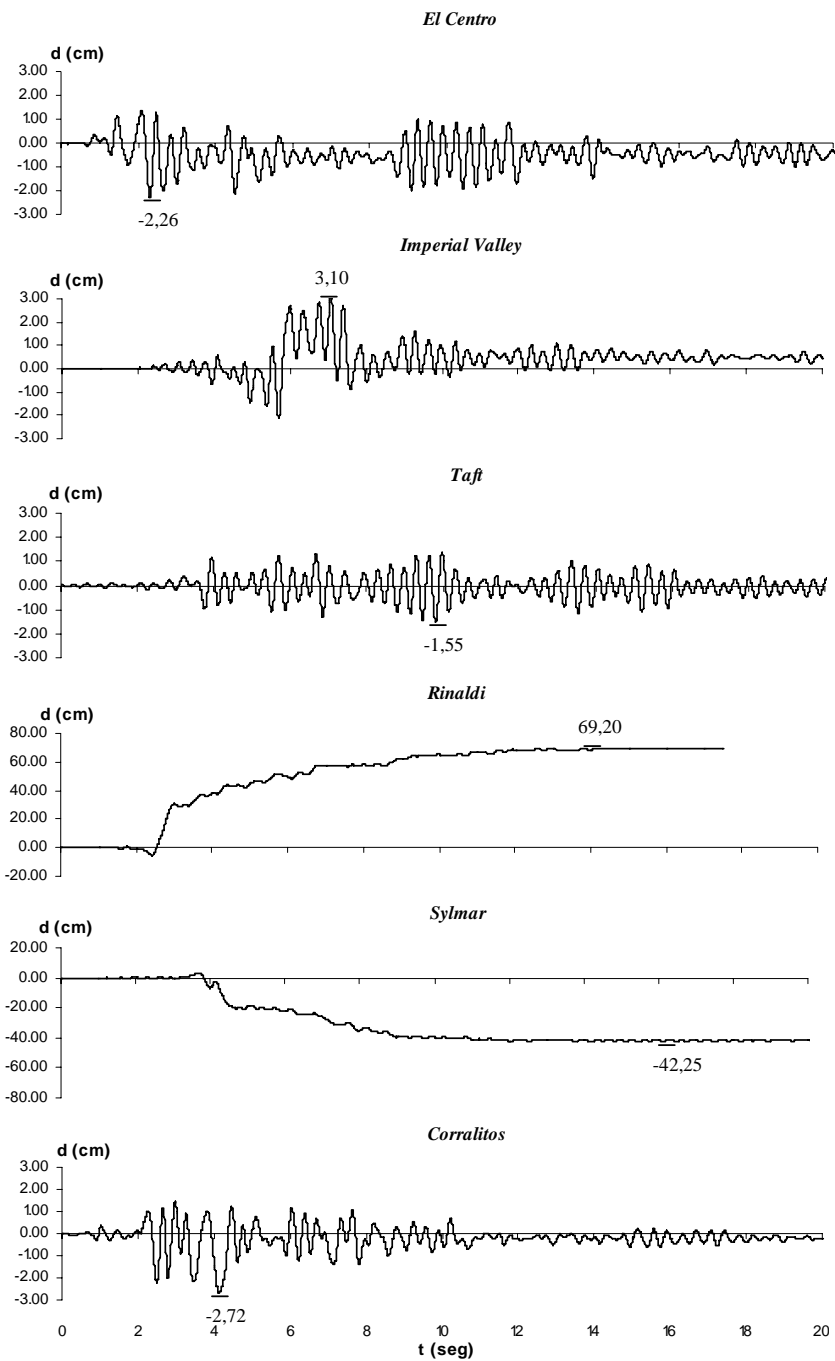


Figura 11. Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de dos pisos, Tipo 1.

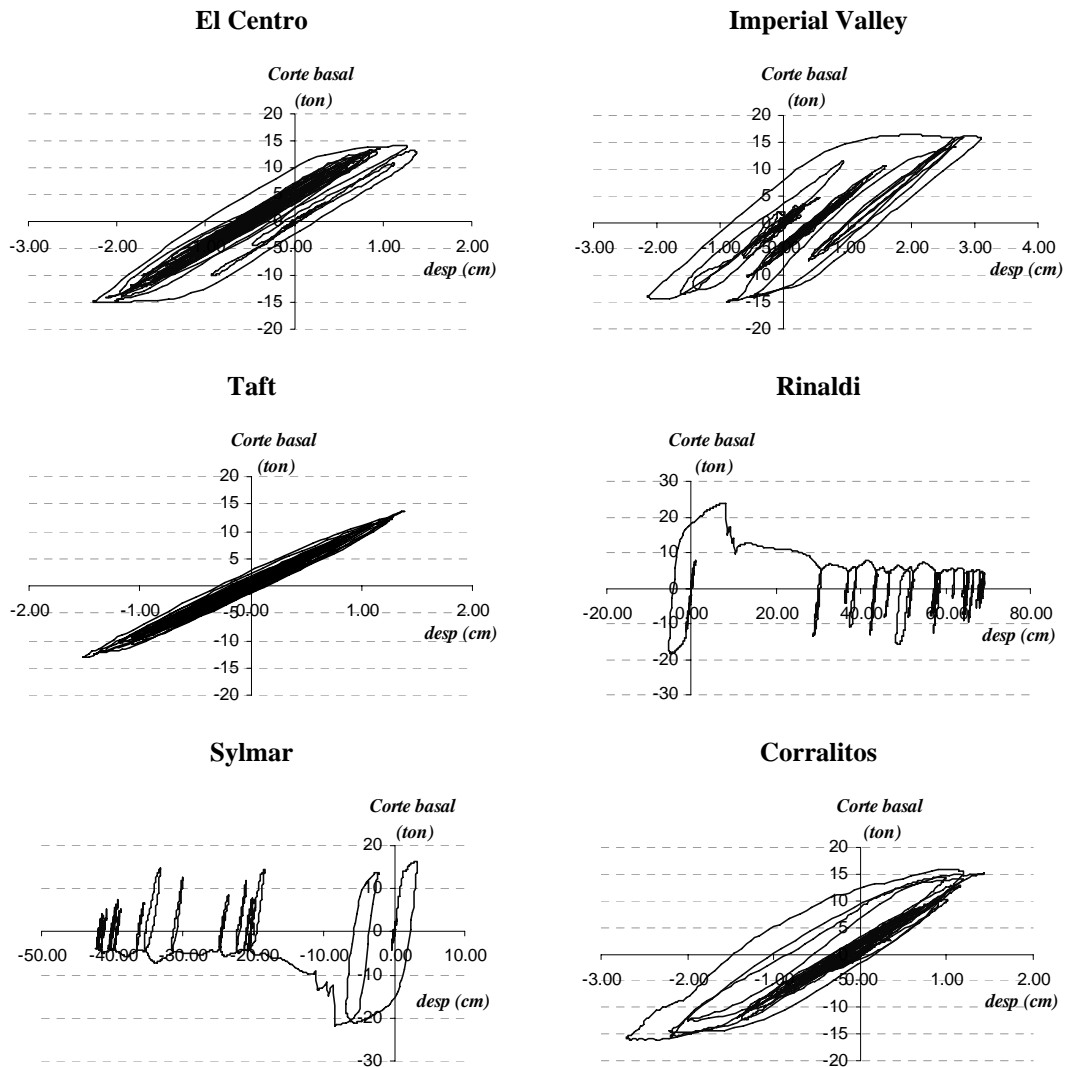


Figura 12. Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Tabla 6 Demanda de ductilidad del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Patrón de carga	Sismo					
	El Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
Uniforme	1,68	2,30	1,15	51,29	31,31	2,01
Triangular	1,54	2,11	1,06	47,11	28,76	1,85

Aún cuando todos los sismos inducen cierto grado de respuesta inelástica se aprecia un aumento significativo en los desplazamientos y en las demandas de ductilidad para los sismos Rinaldi y Sylmar (Figura 11) con una pérdida de más del 50% de la resistencia del pórtico (Figura 12). Esta excesiva

demanda se explica por la gran intensidad de esos dos sismos, con aceleraciones de hasta 0,84 g asociadas a pulsos de larga duración, que inducen una mayor respuesta en estructuras dentro de este rango de períodos. Para efectos prácticos se puede considerar que los sismos Rinaldi y Sylmar inducen el colapso del pórtico de dos pisos.

5.1.2 Respuesta determinada con los métodos aproximados

Al aplicar los métodos aproximados se obtienen los resultados presentados en la Tabla 7. Se incluyen allí las dos variantes exigidas en el método FEMA-356 de analizar el pórtico con por lo menos dos patrones de carga lateral: Uno uniforme y otro triangular.

Tabla 7. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.
ATC-40 "A"	2,30	1,16	No converge		No converge		(1)	-	(1)	-	(1)	-
ATC-40 "B"	2,20	-3,06	3,28	5,83	1,22	-21,62	(1)	-	(1)	-	4,47	64,75
FEMA-356 Uniforme	3,07	35,67	3,64	17,26	1,68	8,40	8,12	-88,26	10,69	-74,69	3,38	24,47
FEMA-356 Triangular	3,21	41,55	3,79	22,36	1,77	13,74	8,47	-87,75	11,16	-73,59	3,53	29,88
MPA	2,42	6,73	3,44	10,99	1,29	-16,76	21,95	-68,28	13,54	-67,95	2,39	-11,87
ADNL	-2,26	-	3,10	-	-1,55	-	69,20	-	-42,25	-	-2,72	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Ignorando los sismos que inducen el colapso (Rinaldi y Sylmar) se puede observar que el método "A" del ATC-40 no converge para los sismos Imperial Valley, Taft y Corralitos. El método "B" del ATC-40 suministra estimaciones aceptables para los sismos El Centro e Imperial Valley pero no así para los sismos de Taft y Corralitos. El método FEMA-356 sobreestima el desplazamiento máximo con valores que van desde 8,40% hasta 41,55%, para ambos patrones de carga y para todos los sismos. El procedimiento MPA suministra una mejor estimación del desplazamiento conduciendo a diferencias inferiores al 17 % para todos los sismos.

Para el nivel de grandes deformaciones que imponen los sismos Rinaldi y Sylmar se aprecia que los dos métodos del ATC no convergen, y que tanto los dos métodos del FEMA-356 como el MPA conducen a subestimaciones significativas de los valores del ADNL, siendo el MPA el que conduce a las menores diferencias.

5.2 Pórtico de dos pisos, Tipo 2

Este pórtico es similar al anterior (Figura 9) pero con una menor capacidad de deformación plástica. Las relaciones momento-rotación son las mismas descritas previamente para el pórtico de un piso del Tipo 2. En la Figura 10 se muestra su curva de capacidad para un patrón de carga triangular, notándose que para una fuerza cortante basal de 18,05 t y un desplazamiento del techo de 5,14 cm (deriva global normalizada de 8,6‰) se alcanza la caída de resistencia por flexión en las columnas de la planta baja. Ajustando una curva bilineal a la curva de capacidad de la Figura 10 se obtiene un desplazamiento cedente de 1,49 cm y un cortante cedente de 13,8 ton. Al emplear un patrón de carga uniforme y repetir el cálculo de la curva de capacidad se obtienen valores de 1,37 cm y 14,3 ton.

5.2.1 Respuesta dinámica no-lineal

Para el análisis dinámico no-lineal se utilizó un comportamiento histerético con una degradación de rigidez de 0,5 [18]. En la Figuras 13 y 14 se presentan las historias del desplazamiento del techo y la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo, para cada sismo.

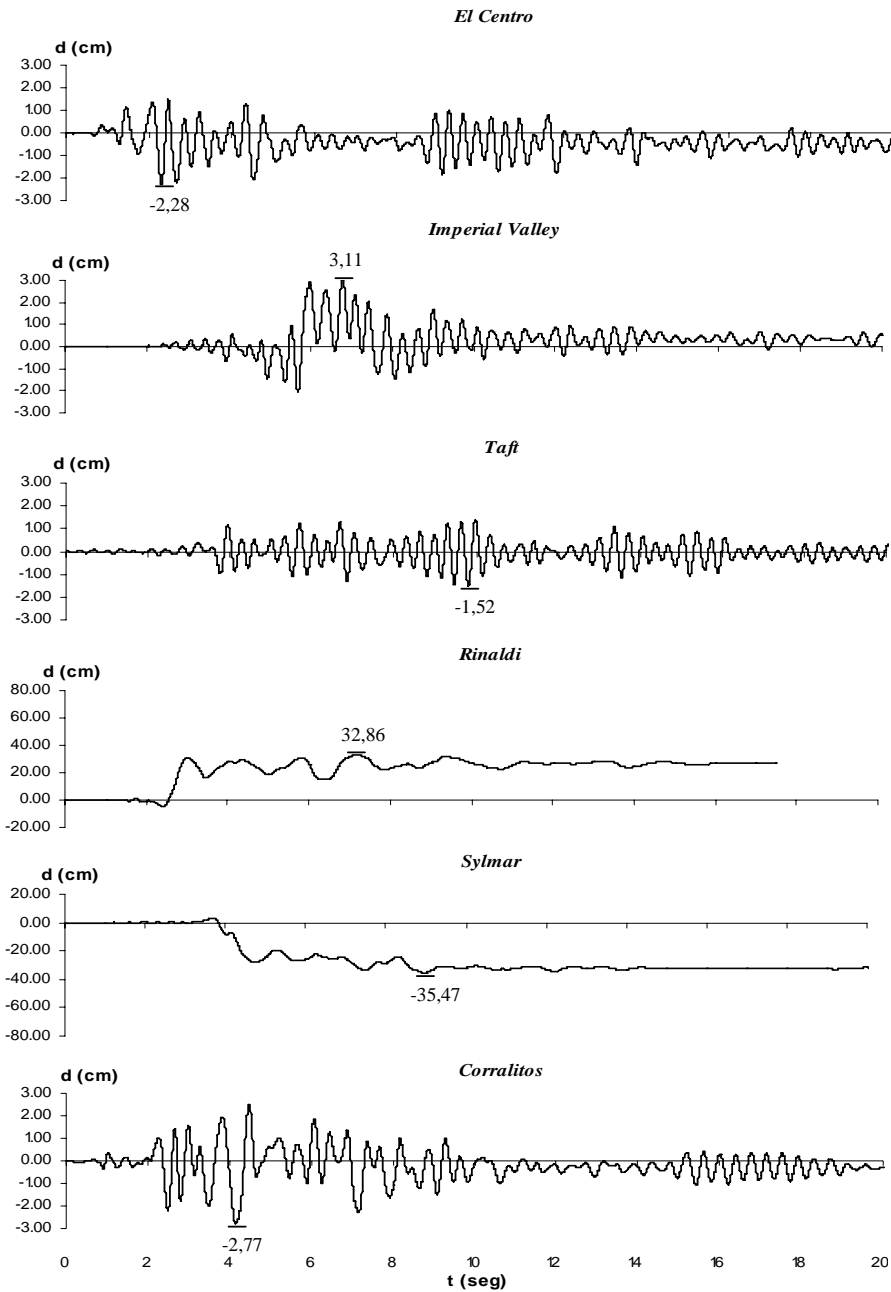


Figura 13. Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de dos pisos, Tipo 2.

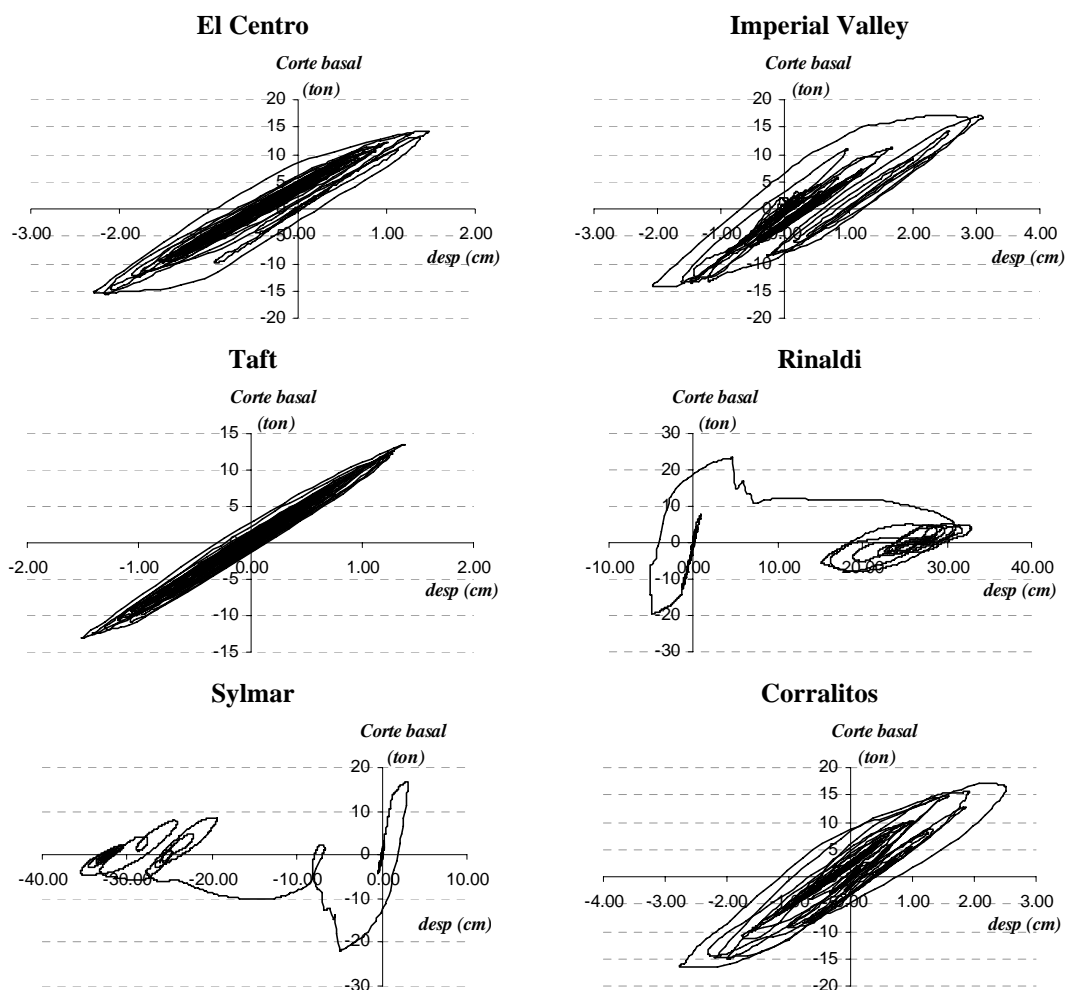


Figura 14. Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de dos pisos, Tipo 2.

La demanda de ductilidad para cada caso se presenta en la Tabla 8. Se observa que todos los sismos inducen algún grado de respuesta inelástica; los sismos Rinaldi y Sylmar originan desplazamientos considerablemente mayores y llevan a la estructura a un estado donde esta ha perdido mas de la mitad de su resistencia (Figura 14) y puede aceptarse que ha alcanzado el colapso. Con el patrón de carga uniforme se aprecia una demanda de ductilidad ligeramente mayor que con el patrón de carga triangular.

Tabla 8. Demanda de ductilidad del pórtico de dos pisos, Tipo2.

Patrón de carga	Sismo					
	El Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
Uniforme	1,66	2,26	1,10	23,92	25,82	2,01
Triangular	1,53	2,08	1,02	22,01	23,75	1,85

5.2.2 Respuesta determinada con los métodos aproximados

En la Tabla 9 se presentan las comparaciones entre los métodos aproximados y el ADNL. Los dos métodos del ATC-40 no suministran resultados para los sismos Rinaldi, Sylmar y Corralitos porque la curva de capacidad no intercepta la demanda. Para el sismo de El Centro ambos métodos exceden en más del 100% los valores del ADNL, pero estas diferencias disminuyen para los otros dos sismos. Las dos variantes del FEMA-356 conducen a diferencias con el ADNL entre 44% y 86%, y son de ese orden tanto en los sismos más intensos como en los menos intensos. El procedimiento MPA conduce a diferencias menores al 15,15% en la estimación de la demanda sísmica en el caso de los sismos El Centro, Imperial Valley, Taft y Corralitos. Estas diferencias aumentan hasta 71,4% para los sismos intensos Rinaldi y Sylmar que inducen el colapso de la estructura. Al considerar la degradación de rigidez en el procedimiento MPA se logra una pequeña mejora en la estimación del desplazamiento.

Tabla 9. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de dos pisos, Tipo 2.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.
ATC-40 "A"	4,80	109,92	3,93	26,35	1,36	-10,38	(1)	-	(1)	-	(1)	-
ATC-40 "B"	4,71	106,26	3,91	25,96	1,48	-2,52	(1)	-	(1)	-	(1)	-
FEMA-356 Uniforme	4,08	78,63	5,25	69,05	2,19	44,44	11,41	-65,27	13,91	-60,79	4,68	69,10
FEMA-356 Triangular	4,26	86,42	5,48	76,40	2,31	52,08	11,91	-63,76	14,51	-59,08	4,88	76,44
MPA s/degradación	2,39	4,67	3,34	7,54	1,30	-14,15	18,72	-43,02	10,35	-70,83	2,37	-14,33
MPA c/degradación	2,34	2,32	3,09	-0,46	1,31	-13,50	18,22	-44,56	10,12	-71,45	2,35	-15,15
ADNL	-2,28	-	3,11	-	-1,52	-	32,86	-	-35,47	-	-2,77	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

6. PÓRTICO DE SIETE PISOS

Se presenta a continuación los resultados del análisis de un pórtico de siete pisos (Figura 15), con una buena capacidad para disipar energía (Tipo 1). Este pórtico ha sido seleccionado de un edificio regular que fue proyectado siguiendo las actuales normas de diseño estructural y sismorresistente [14,15]. La resistencia del concreto es 250 kg/cm^2 y la resistencia cedente del acero es 4.200 kg/cm^2 . Todas las columnas tienen una cuantía de acero de 2 %. El peso de los seis primeros pisos es de 18,73 t y el del último es de 18,20 t. El período del modo fundamental de vibración es de 0,81 seg y se adopta un 5% de amortiguamiento para todos los modos.

La curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no-lineal para un patrón de carga triangular se muestra en la Figura 16. Ocurren diversas incursiones inelásticas tanto en los extremos de vigas como en la base de las columnas. Se aprecia una fuerza cortante máxima de 45,32 t y un desplazamiento del techo de 48,31 cm cuya deriva global normalizada es 23%. Al idealizar la curva de capacidad, como un sistema bilineal obtenemos un cortante cedente de 32,4 ton y un desplazamiento cedente de 7,49 cm. Al repetir el cálculo de la curva de capacidad con un patrón de carga uniforme e idealizarla como un sistema bilineal obtenemos un desplazamiento cedente de 7,07 cm y un cortante cedente de 39,7 ton.

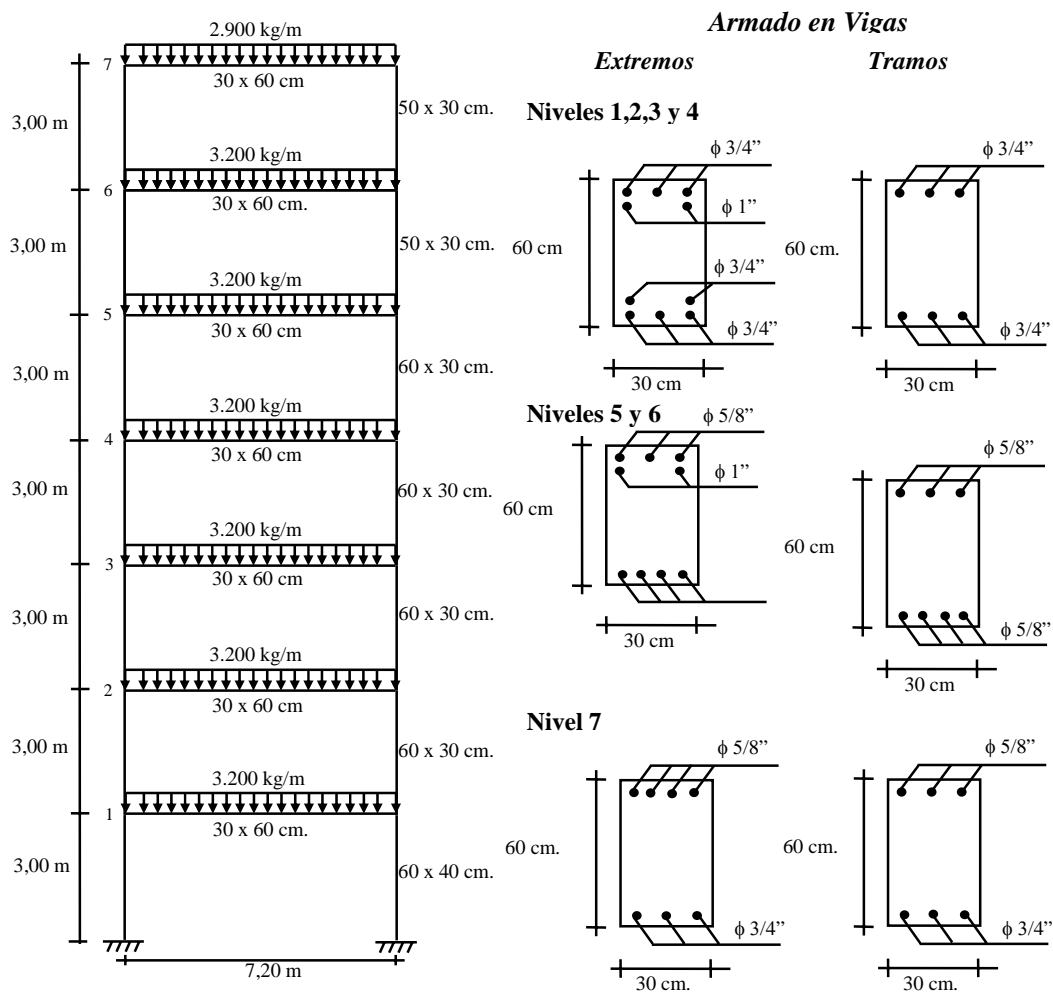


Figura 15. Pórtico de siete pisos.

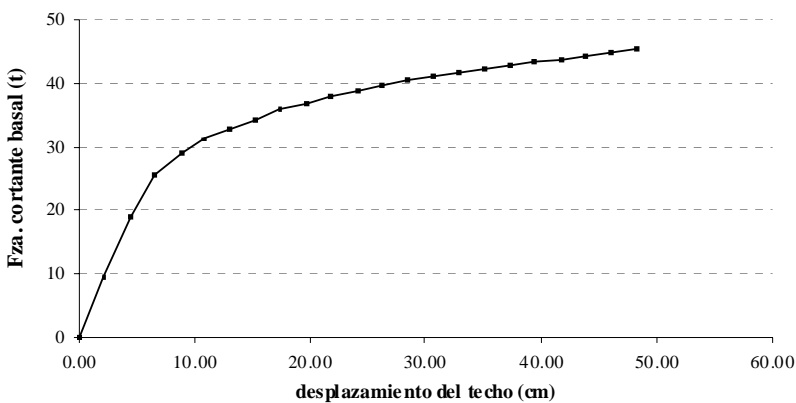


Figura 16. Curva de capacidad del pórtico de siete pisos.

6.1.1 Respuesta dinámica no-lineal

Las historias del desplazamiento en el techo de la estructura inducido por las seis excitaciones sísmicas y obtenidas del ADNL se muestran en la Figura 17.

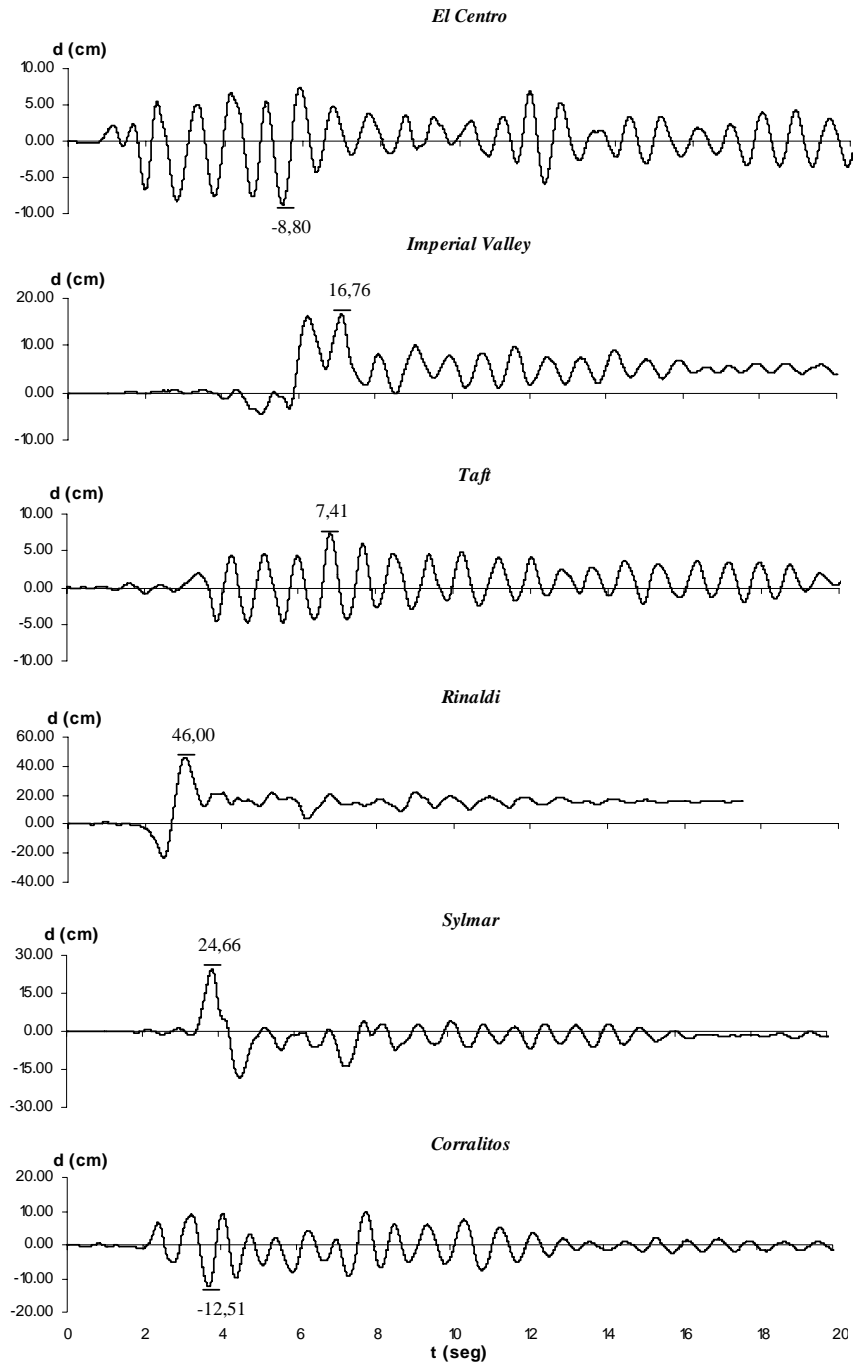


Figura 17. Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de siete pisos.

La relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo se muestra en la Figura 18 y la demanda de ductilidad en la Tabla 10. Se aprecia que para el sismo Taft la respuesta del pórtico de siete pisos es mayormente elástica con poca componente inelástica; para el sismo Rinaldi el pórtico experimenta demandas de ductilidad en exceso de 6 con un desplazamiento máximo cercano al asociado con el agotamiento a flexión de varios elementos. Los otros sismos inducen una respuesta comprendida entre los casos Taft y Rinaldi.

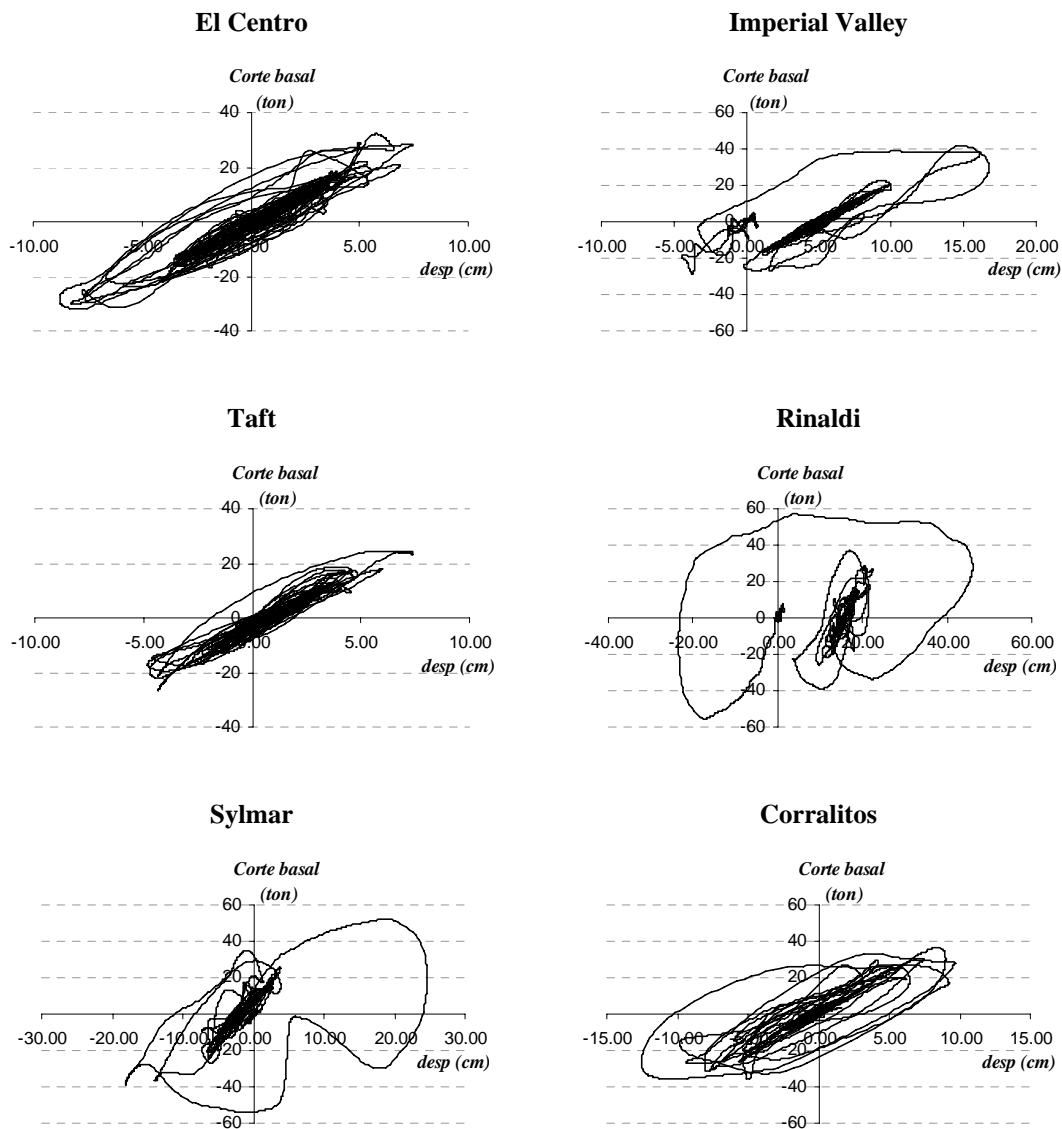


Figura 18. Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de siete pisos.

Tabla 10. Demanda de ductilidad del pórtico de siete pisos.

Patrón de carga	Sismo					
	Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
Uniforme	1,24	2,37	1,05	6,51	3,49	1,77
Triangular	1,17	2,24	0,99	6,14	3,29	1,67

6.1.2 Respuesta determinada con los métodos aproximados

La Tabla 11 presenta los desplazamientos obtenidos de aplicar los métodos aproximados. Los procedimientos "A" y "B" del ATC-40 conducen a subestimaciones del desplazamiento, entre 10,42% y 17,62%, exceptuando el sismo Sylmar donde se sobrestima el desplazamiento un 34%. El método del FEMA-356 suministra estimaciones aceptables de la demanda sísmica para los sismos El Centro, Imperial Valley y Rinaldi, con subestimaciones comprendidas entre 5% y 12,45%, mientras que para los sismos restantes las diferencias son muy altas, oscilando entre el 57% al 81%, unos de subestimación y otros de sobrestimación. El procedimiento MPA suministra una estimación del desplazamiento donde las diferencias son generalmente de sobrestimación y se mantienen dentro de un rango aceptable, no mayor al 11% para todos los sismos.

Tabla 11. Desplazamiento máximo (d) obtenido por los métodos aproximados y el método de ADNL. Pórtico de siete pisos.

Método	Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.	d (cm)	% Difer.
ATC-40 "A"	7,64	-13,13	14,28	-14,80	6,11	-17,62	41,21	-10,42	33,05	34,00	10,46	-16,43
ATC-40 "B"	7,46	-15,26	14,14	-15,61	6,12	-17,44	41,02	-10,83	33,09	34,16	10,46	-16,43
FEMA-356 Uniforme	7,70	-12,45	14,70	-12,30	2,94	-60,27	40,27	-12,45	9,34	-62,15	21,13	68,85
FEMA-356 Triangular	8,34	-5,15	15,92	-4,99	3,19	-56,96	43,63	-5,16	10,11	-58,99	22,69	81,28
MPA	8,20	-6,83	17,43	4,01	7,23	-2,41	50,25	9,23	26,20	6,23	13,86	10,73
ADNL	-8,80	-	16,76	-	7,41	-	46,00	-	24,66	-	-12,51	-

7. EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS APROXIMADOS

En la Tabla 12 se resume la comparación entre la demanda sísmica en términos del desplazamiento máximo estimado con los métodos aproximados y la demanda más realista obtenida del análisis dinámico no-lineal (ADNL). Aún cuando el número total de casos analizados es de 30, correspondiente a cinco estructuras y seis sismos, para los métodos ATC-40 "A" y "B" se tiene un número menor de casos puesto que en 12 casos para el "A" y en 8 casos para el "B" no se obtuvieron resultados, tal como se indicó en la Tablas 3, 5, 7 y 9. Esta limitación de los métodos del ATC-40 ha sido señalada previamente en [4]. En los resultados del método FEMA-356 mostrados en la Tabla 12 se han promediado los valores correspondientes al patrón de carga triangular y al uniforme. En el método MPA con degradación de rigidez sólo se tienen doce casos correspondientes al Tipo 2 de los pórticos de uno y dos pisos.

Se presenta en la Tabla 12 el promedio del valor absoluto de la diferencia porcentual entre cada método aproximado y el ADNL. El promedio se presenta para todos los casos considerados, y también

sólo para aquellos casos en donde se obtuvieron demandas de ductilidad moderadas, comprendidas entre 0,45 y 6,51; en esos promedios se han excluido los cuatro casos generados por la respuesta del pórtico 2 ante los sismos de Rinaldi y Sylmar en los cuales se obtuvieron demandas de ductilidad mayores a 22.

Para todas las situaciones analizadas el método MPA conduce a las mejores estimaciones de la demanda sísmica. Al excluir aquellos casos con demandas de ductilidad excesivas, se aprecia que el método MPA conduce a diferencias promedio por debajo del 9 %, ya sea que se considere la degradación de rigidez o se desprece. Los dos métodos del ATC-40 conducen a diferencias que son entre 2,5 a 2,8 veces mayores que las del MPA, pero algo menores a las citadas en [4] para sistemas de un grado de libertad. El FEMA-356 da lugar a diferencias promedio con el ADNL que valen 41,5 %, mayores aún que las del ATC-40, aún cuando debe destacarse que a diferencia del ATC-40 el FEMA-356 suministra resultados en todos los casos. Evaluaciones hechas en pórticos de acero indican igualmente que el método FEMA-356 conduce a errores sustancialmente mayores a los obtenidos con el método MPA [17].

Todos los métodos muestran un incremento en las diferencias con el ADNL al promediar todos los casos e incluir aquellos con demandas de ductilidad excesivas. El método MPA suministra la mejor estimación con diferencias que en término medio valen 15,6% para el método sin degradación y 17,2% para el método con degradación de rigidez. La inclusión de la degradación de rigidez en los modelos no demostró ser un factor determinante para la mejora en la estimación de la demanda sísmica en el método MPA.

En cuanto a la facilidad de aplicación de los métodos, el FEMA-356 es el que requiere menor volumen de cálculo. El ATC-40 en su procedimiento "A" requiere de iteraciones y no siempre se llega a la convergencia. El procedimiento "B" del ATC-40 requiere menos cálculos que el "A" pero no siempre suministra resultados si la demanda es elevada. El método MPA es el que requiere mayor volumen de cálculo puesto que exige la determinación de la respuesta dinámica no-lineal de sistemas de un grado de libertad, aún cuando existen actualmente herramientas de uso generalizado y fácil acceso que permiten hacer estos cálculos de manera directa [16].

Tabla 12. Promedio de las diferencias (%) entre cada método aproximado y el ADNL, para todos los sismos y todas las estructuras.

Método	Nº de casos	Promedio de las diferencias (%) con el ADNL	
		Todos los casos	Sólo casos con demandas de ductilidad moderadas
ATC-40 "A"	18	23,8	22,7
ATC-40 "B"	22	25,0	25,0
FEMA-356	30	45,5	41,5
MPA s/degradación	30	15,6	8,4
MPA c/degradación	12	17,2	9,0

8. CONCLUSIONES

- a.- Se ha investigado el nivel de predicción de algunos procedimientos recomendados internacionalmente para estimar la demanda sísmica y que se basan en el análisis estático no-lineal. Se consideraron seis movimientos sísmicos con aceleraciones máximas comprendidas entre 0,18 g y 0,84 g que representan movimientos bajo diferentes condiciones de suelo y distancia a la fuente

sísmica, y se determinó la respuesta dinámica no-lineal de pórticos de concreto armado de 1, 2 y 7 pisos, considerando diseños con elevada y con moderada capacidad de disipación de energía. Las demandas de ductilidad resultantes en 26 de los 30 casos estudiados están comprendidas entre 0,45 y 6,51. En los 4 casos restantes están comprendidas entre 23,7 y 51,3.

- b.- El método MPA (“Modal Pushover Analysis”) conduce a las mejores estimaciones de la demanda sísmica, con diferencias absolutas respecto al análisis dinámico no-lineal (ADNL) que en término medio son menores que 17, 2 % para todos los 30 casos analizados. La incorporación en el cálculo de la degradación de rigidez no introduce una mejora aparente en los resultados del MPA. El método FEMA-356 suministra diferencias medias de 45,5%. Los procedimientos “A” y “B” del ATC-40 dan lugar a diferencias medias con el ADNL de 23,8 % y 25,0 %, pero no suministran resultados en un 40 % y en un 27 % de los casos estudiados, respectivamente, debido a la no convergencia o a las limitaciones de estos procedimientos.
- c.- Cuando se consideran únicamente aquellos casos con demandas bajas o moderadas de ductilidad las diferencias entre los métodos aproximados y el ADNL se reducen en alguna medida. Las menores diferencias corresponden de nuevo al método MPA y son en término medio menores que 9 %.
- d.- Aún cuando el método MPA es el que suministra los mejores resultados, es también el que requiere mayor volumen de cálculo puesto que exige la determinación de la respuesta dinámica no-lineal de sistemas de un grado de libertad; sin embargo existen actualmente herramientas de uso generalizado y fácil acceso que permiten hacer estos cálculos de manera directa y sencilla.

9. AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo prestado por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la Facultad de Ingeniería de la UCV y por el Comité Académico del Postgrado en Ingeniería Estructural e Ingeniería Sismorresistente de la misma Facultad.

10. REFERENCIAS

1. Applied Technology Council (ATC), ATC 40 Report, “The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Redwood City, California, August 1996.
2. FEMA. “Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”. FEMA 356, ASCE, Washington D.C., 2000.
3. Chopra, A.K., and Goel, R.K., “Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems”, Rep. N° PEER-1999/02, Pacific Earthq. Engrg. Res Ctr., U.C., Berkeley, Calif., 1999.
4. Chopra, A.K. and Goel, R.K., “Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems”, Jour. of Stru. Eng., ASCE, 126(4), 482-490, 2000.
5. Miranda, E., “Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings.” Journal of Structural Engineering-Volume 125, Issue 4, pp. 417-425, April, 1999.
6. Applied Technology Council (ATC), ATC 55. “Evaluation and Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedures”, 2002.

7. Chopra, A.K., and Goel, R.K., "A Modal Pushover Analysis Procedure to estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation.", Rep. N° PEER-2001/03, Pacific Earthquake Engrg. Res Ctr., University of California, Berkeley, Calif., 2001.
8. Miranda, E., "Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems." Journal of Struct. Eng.-Vol.127, Issue 9, pp. 1005-1012. Sept., 2001.
9. Goel, R.K., and Chopra, A.K., "Role of higher- "mode" pushover analyses in seismic analyses of buildings.", Earthq. Spectra , Vol. 20, N° 1, 225-254, 2004.
10. Chopra A. K. Dynamics of Structures. Prentice Hall, Inc., 2001.
11. Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Strong Motion Data Base, <http://peer.berkeley.edu/>
12. RAM Perform-2DS. Structural Engineering Software, RAM Int., 2003.
13. IMME. "Evaluación Sismorresistente de las Edificaciones derrumbadas durante el Sismo de Cariaco de 09-07-1997". Informe N° 209209 del 20/08/1998. IMME, Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela, 1998.
14. COVENIN. Edificaciones Sismorresistentes. Norma Venezolana COVENIN 1756:2.001, 2001, Caracas, Venezuela.
15. COVENIN. Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones; Análisis y Diseño. Norma Venezolana COVENIN MINDUR 1753-87, 1987, Caracas, Venezuela.
16. NONLIN. Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems. <http://training.fema.gov/EMIWeb/nonlin.asp>
17. Chopra A. K. "Estimating Seismic Demands for Performance-Based Engineering of Buildings". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004.