

EVALUACIÓN SÍSMICA SIMPLIFICADA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Arturo Tena Colunga^{1, 2}

RESUMEN

Una de las principales preocupaciones en la práctica de la ingeniería estructural ha sido estimar, de una manera sencilla, la respuesta no lineal de las estructuras ante sismos intensos, ya sea tanto con fines de diseño original como de evaluación de estructuras existentes. Se presenta el concepto de espectros de demandas de ductilidad. El concepto de espectro de demandas de ductilidad es una variación del espectro no lineal de ductilidad (isoductilidades). El procedimiento se ilustra con la evaluación de distintas estructuras que han sido previamente evaluadas por el autor utilizando otros métodos o este procedimiento exclusivamente.

ABSTRACT

One of the major concerns in structural engineering practice is to assess the nonlinear response of existing structures or new structural projects for moderate or strong earthquakes in a simple way. This could be done using what the author defines as displacement ductility demand spectra. The displacement ductility demand spectra is a variation of the well-known nonlinear response spectra for single degree of freedom systems with fixed displacement ductility demands. The proposed spectra and their applications for the seismic evaluation of structures are illustrated for different structural systems that the author has previously evaluated using other methods or this method alone.

Artículo recibido el 30 de marzo de 1998 y aprobado para su publicación el 8 de octubre de 1998. Se aceptarán comentarios y/o discusiones del artículo hasta cinco meses después de su publicación

¹ *Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo # 180, 02200 México, DF, e-mail: tenac@servidor.unam.mx*

² *Centro de Investigación Sísmica, A.C., Fundación Javier Barros Sierra, A.C., Carretera al Ajusco # 203, 14200 México, DF*

INTRODUCCIÓN

Una de las principales preocupaciones en la ingeniería sísmica ha sido el estimar de una manera sencilla la respuesta no lineal de las estructuras ante sismos intensos, con la finalidad de poder incorporar, en forma simple, estos conceptos en las normas de diseño sísmico de estructuras en los reglamentos. Por años se ha utilizado el concepto de espectros no lineales de ductilidad, en el cual se determinan envolventes de isoductilidades para sistemas de un grado de libertad ante una excitación dada y un modelo de comportamiento histerético postulado. Este planteamiento se ha utilizado, entre otras cosas, para definir los espectros no lineales de diseño de la mayoría de los reglamentos con recomendaciones de diseño sísmico del mundo, en los cuales se acotan las demandas de ductilidad que sistemas estructurales específicos pueden desarrollar dependiendo de las características del material y del sistema estructural mismo. Igualmente, ha sido empleado para estudiar los factores de reducción debido a comportamiento no lineal, R_{μ} (por ejemplo, Riddell y Newmark 1979, Riddell *et al.* 1989, Miranda 1993b y 1995).

El concepto de espectros no lineales de ductilidad es universalmente aceptado, y en él se supone que la respuesta no lineal de la mayoría de las estructuras puede ser aproximada de manera razonable con la respuesta no lineal de sistemas equivalentes de un grado de libertad, lo cual no ha sido plenamente demostrado ni se cumple para la generalidad de las estructuras, sobre todo aquellas que presentan serias irregularidades en su configuración o en su distribución de resistencias y capacidades de deformación, donde se han observado diferencias substanciales entre la predicción de la respuesta global utilizando modelos equivalentes de un grado de libertad con respecto a modelos de varios grados de libertad (por ejemplo, Pérez 1995, Vergara 1995). Además, es bastante debatible que el gremio dedicado a la ingeniería sísmica determine o estime con mayor precisión la ductilidad global de un sistema estructural que otros parámetros significativos, como pudiera ser la capacidad última ante carga lateral, aunque en rigor, ninguno de estos parámetros puede estimarse con precisión. El uso de un valor fijo para la ductilidad no es tan práctico como algunos pudieran pensar. Es bien sabido en la literatura mundial acerca de este tema que existen complicaciones numéricas cuando uno utiliza este procedimiento, entre otras, el que se pueden presentar múltiples fuerzas de fluencia asociadas a un valor fijo de ductilidad para una excitación dada, como ha ilustrado, entre otros, Miranda (1993a). Además, se pueden presentar variaciones importantes en la resistencia lateral requerida para alcanzar una ductilidad μ determinada en sistemas comprendidos en el intervalo de periodos de mayor interés para el diseño de estructuras, como se ha mostrado anteriormente para el caso de suelos blandos de la ciudad de México (Tena 1997) y para terrenos firmes, aluviales y blandos (Miranda 1993a).

A pesar de las limitaciones asociadas con los sistemas de un grado de libertad, éstos tienen la ventaja y la belleza que se tratan de herramientas útiles para estudiar tendencias que resultarían muy difíciles de observar con modelos globales más complicados. Es por ello que el concepto de espectros no lineales de ductilidad, que ha demostrado ser práctico

para el diseño estructural original, sigue teniendo un gran número de adeptos y muchas decisiones con fines de reglamentación se han basado y se siguen basando en estos estudios, lo que, por otra parte, no deja ser una práctica riesgosa si se comete la miopía de considerar que la respuesta de un sistema estructural más complicado es fielmente representado por un sistema de un grado de libertad. Sin embargo, el concepto de espectros de diseño basados en espectros no lineales de ductilidad no resulta práctico para la evaluación o revisión de sistemas estructurales existentes, ya que se pierde mucho tiempo evaluando una estructura haciendo análisis, propios para el diseño estructural original, para determinar las fuerzas internas actuantes en los diferentes elementos de un edificio, utilizando generalmente un método de análisis elástico. Las fuerzas internas calculadas por medio de estos análisis elásticos y amplificadas por los factores de carga correspondientes se comparan contra la capacidad resistente de los elementos permitida por el reglamento en cuestión. Esta metodología se considera ineficiente para la revisión de una estructura existente, ya que ésta puede estar lejos de ser elástica y, además, la revisión estructural sería más congruente si se combinan criterios de capacidad última (por ejemplo, análisis al límite o análisis no lineales ante carga estática monótona creciente o "push-over analysis"), con pruebas experimentales tales como vibración ambiental o vibración forzada, y con lo que definimos como espectros de demandas de ductilidad, concepto que se presenta a continuación.

ESPECTROS DE DEMANDA DE DUCTILIDAD

El concepto de espectro de demandas de ductilidad es una variación del espectro no lineal de ductilidad (isoductilidades). En los espectros de isoductilidades, se relacionan las respuestas máximas (aceleración, velocidad y desplazamiento, aunque la mayoría está acostumbrado a observar aceleraciones máximas exclusivamente) de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una ductilidad fija (por ejemplo, Newmark y Rosenblueth 1971), mientras que en los espectros de demandas de ductilidad se relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isorresistencias.

El cálculo de espectros de demandas de ductilidad es de gran utilidad para la revisión de estructuras existentes ante sismos, puesto que la capacidad de la estructura puede estimarse por medio de análisis al límite, análisis estáticos no lineales ante carga lateral creciente monótona (análisis "push-over") o crudamente asociando las resistencias laterales mínimas que una estructura diseñada conforme a los lineamientos de un reglamento específico debiera tener si se cumplieron con todas las recomendaciones estipuladas por ese reglamento, mientras que el periodo de la estructura puede estimarse por medio de pruebas de vibración ambiental, vibración forzada, del análisis espectral de los registros en caso de estructuras instrumentadas sísmicamente, de modelos estructurales que existan del proyecto de diseño o que se elaboren expofeso para la revisión ó, en su defecto, utilizando

modelos estructurales más simplificados que los que se utilizan para fines de diseño estructural. Cabe señalar que los periodos estimados con estas distintas opciones conducen generalmente a valores distintos para una misma estructura, por lo que esto debe tomarse en cuenta cuando se evalúen las incertidumbres asociadas al periodo estimado.

Una vez definida la capacidad sismo-resistente última de la estructura y su periodo fundamental, se pueden calcular las demandas de ductilidad que ésta debe ser capaz de desarrollar para comportarse satisfactoriamente y, en función a las características de detallado con que cuente la estructura en evaluación, decidir si se requieren de estudios adicionales o si la estructura no debe, en teoría, encontrarse en una condición vulnerable. Este procedimiento resulta más sencillo y más rápido de ejecutar que el método tradicionalmente utilizado en la evaluación sísmica de estructuras existentes e involucra conceptos de capacidad de una manera congruente. Además, se pueden valorar las incertidumbres en la estimación de la resistencia y el periodo (rigideces y/o masas) de la estructura de una manera más sencilla y determinar las implicaciones de estas incertidumbres, al poder visualizar las tendencias que estos espectros, basados en sistemas de un grado de libertad, nos sugieren.

Se considera que el concepto de espectros de demandas de ductilidad permitirá desarrollar una metodología robusta y sencilla para la evaluación sísmica de estructuras existentes, pudiendo tomarse en cuenta, además, las características de los materiales y de los sistemas estructurales utilizados, así como el sitio donde se ubican las estructuras. Las estimaciones simplificadas de sistemas estructurales ya no tienen por qué basarse en considerar que el material tiene un comportamiento elastoplástico perfecto exclusivamente. Por ejemplo, para el acero estructural, se pueden utilizar modelos histeréticos bilineales o el modelo de Ramberg-Osgood; para concreto reforzado, modelos con degradación de rigidez, como por ejemplo, los modelos de Clough, Takeda, Sina (Saiidi y Sozen 1979) o Kunnath *et al* (1990); finalmente, para la mampostería se pueden emplear modelos que consideran la degradación de rigidez y resistencia, como el modelo de Kwok y Ang (1987) o de Tomazevic y Lutman (1996), entre otros.

El concepto del espectro de demandas de ductilidad y el procedimiento sugerido para evaluar estructuras existentes se ilustra con distintas estructuras que han sido evaluadas por el autor y su equipo de investigación utilizando esta metodología exclusivamente o que han sido evaluadas, inclusive, utilizando métodos más rigurosos.

EDIFICIO IR2

Se trata de un edificio esbelto e irregular en elevación, típico del proyecto arquitectónico de un hotel, el cual se ha estudiado profundamente para valorar las disposiciones reglamentarias para estructuras irregulares (Tena *et al* 1995a y 1996a). La planta tipo de los niveles 1 a 8 es sensiblemente rectangular, de 13.60 m de ancho por 57.40 m de largo como se presenta en la fig 1. El edificio consta de siete crujías en la dirección larga con

claros de 8.20 m por una crujía en la dirección corta con un claro de 9.05 m, con volados de 2.5 m de ancho (dirección corta). La estructura es irregular en elevación, ya que a partir del noveno piso el edificio pierde una crujía por piso en su dirección larga, quedando escalonado (fig 1). La altura total del edificio es de 50.5 m, con alturas típicas de entrepiso de 3.5 m, a excepción de la planta baja, donde es de 5.0 m.

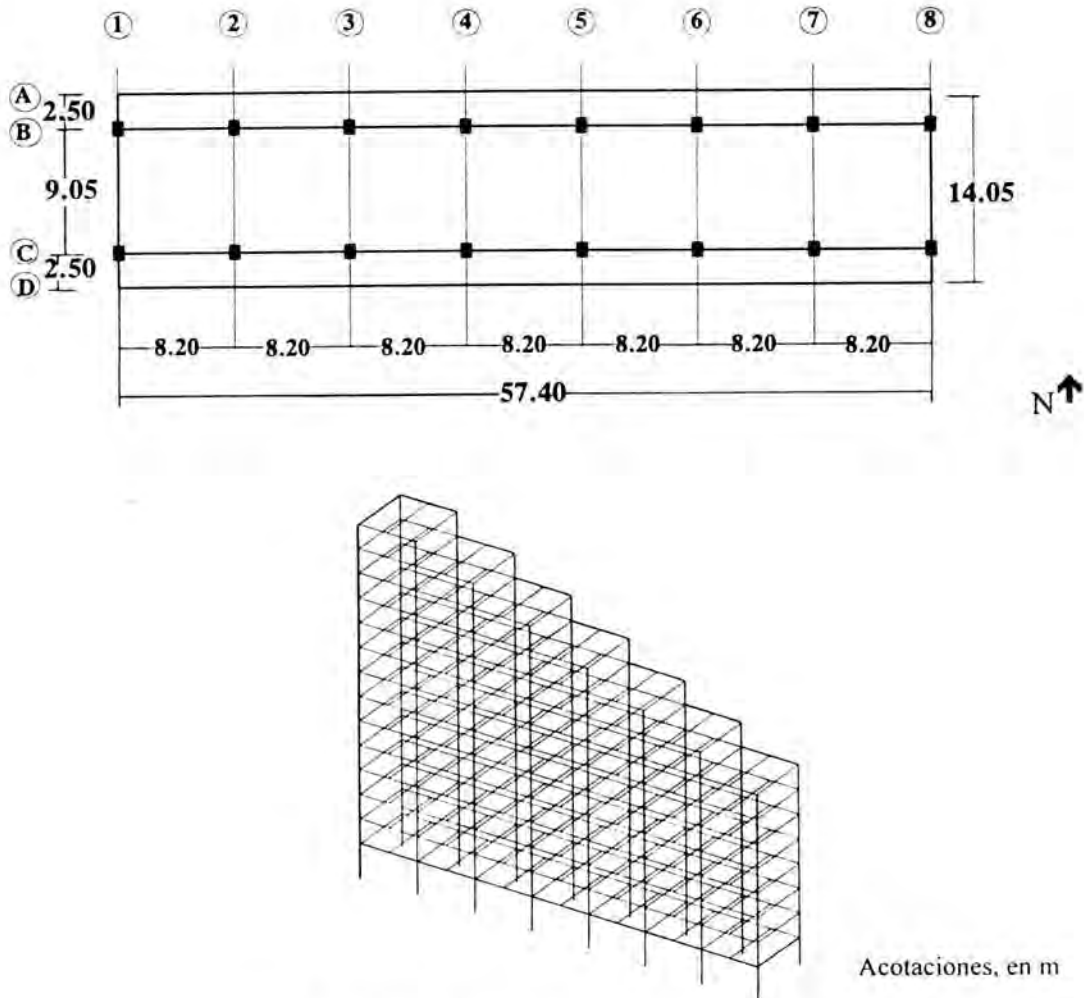


Fig 1. Planta y modelo tridimensional del edificio IR2

El edificio IR2 se diseñó para satisfacer los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS-95 1995) del Reglamento del Distrito Federal en vigor. La estructuración es a base de marcos dúctiles de concreto reforzado, por lo que se utilizó un factor reductor de fuerzas sísmicas con fines de diseño $Q'=4 \times 0.8=3.2$, ya que no cumple con cuatro condiciones de regularidad (condiciones 2, 3, 7 y 8, NTCS-95 1995). El edificio se diseñó para la zona III definida en las NTCS-95. Por tanto, la ordenada máxima del espectro reducido tiene un coeficiente sísmico $C_S=S_a=0.125$. El

diseño se hizo utilizando el método modal espectral, considerando los efectos bidireccionales. Se intentó, en lo posible, diseñar para las máximas distorsiones permitidas por el RCDF-93, con la finalidad de evaluar un diseño al límite del reglamento de acuerdo con el RCDF-93. Se supuso que las propiedades índice de los materiales son las siguientes: la resistencia nominal a la compresión del concreto es $f'_c=250$ kg/cm², y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es $f_y=4200$ kg/cm². Se consideró que el concreto es Tipo I, con $E=14000\sqrt{f'_c}$. Se diseñaron las secciones cada dos o tres entrepisos, como es práctica común en el gremio de diseño estructural, conforme a todos los lineamientos para marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTCC-96 1996), incluyendo los severos criterios de confinamiento en columnas. Las distorsiones de entrepiso del diseño definitivo máximas fueron $\Delta=0.012$ en la dirección N-S y $\Delta=0.0064$ en la dirección E-W. El diseño es muy audaz en la dirección corta (N-S), sobre todo de los niveles 2 a 10. Los periodos dominantes de vibración son $T=1.558$ s en la dirección N-S y $T=1.282$ s en dirección E-W y $T=1.006$ s en torsión. Los detalles del diseño se presentan en Tena *et al* (1996a).

El autor ha realizado análisis dinámicos no lineales detallados del edificio IR2 utilizando modelos de marcos equivalentes en la dirección E-W y un modelo de redistribución de esfuerzos entre los marcos en la dirección N-S. El modelo de redistribución de esfuerzos entre los marcos consiste en incluir la acción del diafragma mediante elementos adicionales que permiten representar la transmisión de fuerzas cortantes entre los marcos del edificio que resisten fuerzas laterales en una misma dirección; sin embargo, este modelo no puede representar una respuesta tridimensional al no ser capaz de tomar en cuenta las fuerzas laterales generadas en la dirección perpendicular a la de análisis, así como la transmisión de momentos torsionantes. En los modelos de referencia se consideraron resistencias nominales conforme al reglamento y sobrerresistencias debidas al confinamiento del concreto utilizando el modelo de Kent-Park modificado y utilizando el modelo que proponen Rodríguez y Botero (1994) para el acero de refuerzo producido en México.

En modelos de marcos complejos como los que se presentan en este trabajo, el autor define la ductilidad de entrepiso en función de los desplazamientos de fluencia de cada entrepiso, los cuales dependen directamente de las características de deformación de los elementos resistentes de cada entrepiso (vigas, columnas, diagonales, muros, etc.). Para cada entrepiso, el desplazamiento de fluencia se determina tomando en cuenta lo siguiente: (1) cuándo se produce la primera fluencia de un elemento resistente que forma parte del entrepiso y, (2) evaluando el cambio de pendiente entre puntos consecutivos de la curva de histéresis del entrepiso, para diferenciar las fluencias "aparentes" de entrepiso de la fluencia "real" del entrepiso. La experiencia del autor en el estudio de modelos de marcos de varios niveles y crujías, empleando análisis dinámicos paso a paso no lineales, es que la fluencia "real" del entrepiso la define la fluencia de varios elementos simultáneamente, y

sólo en pocas ocasiones se presenta como consecuencia de la fluencia de un solo elemento del entrepiso.

Los detalles del estudio del edificio IR2 se presentan en Tena *et al* (1996a) y en las figs 2 y 3 aparecen algunos de los resultados más interesantes. Del estudio se concluye que existe un gran riesgo en diseñar estructuras de este tipo para altos niveles de distorsión de entrepiso y con un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, ya que, en la dirección N-S, el edificio es propenso a experimentar fluencias no sólo en vigas sino también en las columnas de los niveles intermedios, aún cuando se incluyen sobrerresistencias (fig 3), y al contar la estructura con marcos de una sola crujía en la dirección N-S, esto hace muy peligrosa la fluencia de columnas ya que, en un momento dado, se pueden presentar mecanismos de falla de entrepiso, puesto que los efectos $P-\Delta$ no son despreciables en la estructura. De la fig 2 se observa que las demandas máximas de ductilidad de entrepiso cuando se sujetan al registro SCT85-EW sobrepasan Q cuando se consideran resistencias nominales ($\mu=4.4$) y se encuentran cercanas a Q cuando se toman en cuenta sobrerresistencias ($\mu=3.7$) en la dirección esbelta (N-S), a pesar que las sobrerresistencias calculadas aumentaron entre 1.5 y 2.0 las capacidades nominales de vigas y columnas. Las distorsiones máximas de entrepiso se encuentran cercanas al límite $\Delta=0.012$ cuando no se incluyen sobrerresistencias y superan ese límite cuando éstas se consideran (fig 2). Se observaron rigideces efectivas (pico a pico) de entrepiso del orden del 25 % de la rigidez inicial asociadas a los ciclos de demandas máximas (fig 2). Se obtuvo colapso teórico de la estructura en su dirección N-S cuando se utilizaron acelerogramas sintéticos asociados a un sismo de subducción de $M_S=8.1$ para estaciones de la zona del lago donde se han observado mayor amplitud de movimiento que SCT, utilizando duraciones de hasta 250 s (Tena *et al* 1996a). Los acelerogramas sintéticos empleados tienen una probabilidad de ocurrencia razonable y se generaron con una base empírica, donde se utilizaron las funciones de transferencia promedio calculadas para cada estación, con base en la información capturada por la red acelerográfica de la ciudad de México a partir de 1988 y utilizando el procedimiento definido en Pérez (1998). La duración parece haber influido notablemente en el colapso, ya que la falla se presenta varios ciclos después de que se supera la fase intensa. Esto último está siendo estudiado con mayor profundidad por el autor.

Dado el detalle con que se ha estudiado IR2 y la excelente información con que se dispone, se juzgó muy interesante hacer una evaluación simplificada de la respuesta no lineal de la estructura utilizando los espectros de demandas de ductilidad y compararla con los estudios detallados. Por lo tanto, se calcularon los espectros asociados a la resistencia lateral máxima calculada para el registro de SCT85-EW para la dirección crítica (N-S) cuando se consideraron resistencias nominales ($V/W=0.149$) y cuando se incorporaron sobrerresistencias ($V/W=0.200$), utilizando tanto un modelo elastoplástico perfecto (ELP) como el modelo de Takeda (TKD). Los resultados se presentan en la fig 4, donde en la gráfica de la izquierda se muestran los espectros de demanda de ductilidad y en la de la

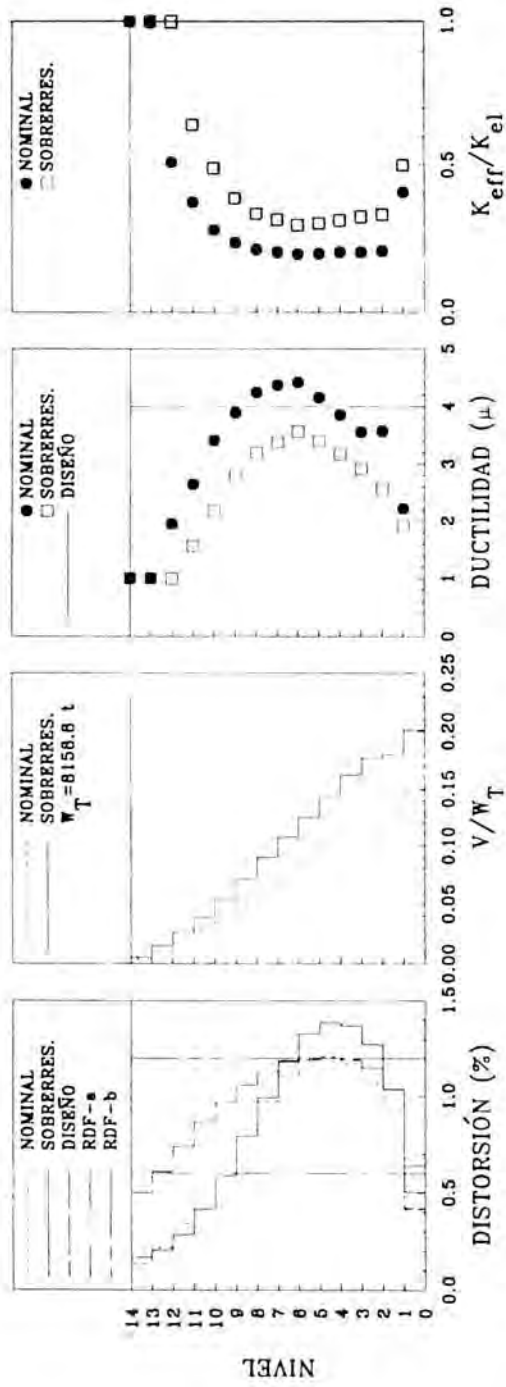


Fig 2. Envolturas de respuesta máxima del edificio IR2 en la dirección N-S ante el acelerograma SCT85-EW

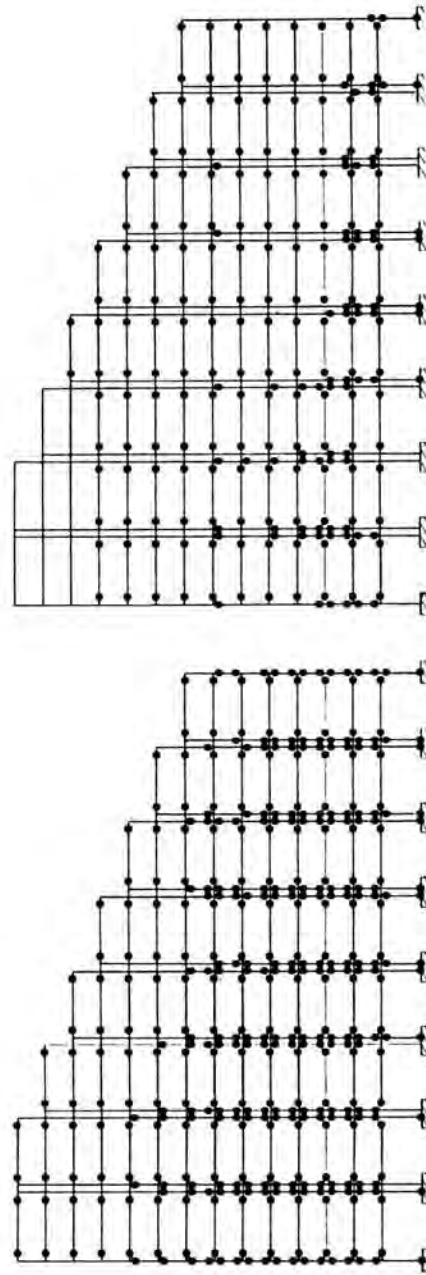


Fig 3. Mapeo de fluencias del edificio IR2 en dirección N-S ante la acción del acelerograma SCT85-EW

derecha los desplazamientos máximos calculados para dichos espectros. De las figuras se observa lo siguiente:

- (1) Las demandas máximas de ductilidad calculadas para los modelos elastoplásticos ($\mu=3.10$ para resistencia nominal, $\mu=2.15$ para sobrerresistencia, fig 4) son menores que las demandas máximas de entrepiso obtenidas con modelos de varios grados de libertad ($\mu=4.42$ para resistencia nominal, $\mu=3.57$ para sobrerresistencia, fig 2), mientras que las calculadas con el modelo de Takeda ($\mu=4.14$ para resistencia nominal, $\mu=3.27$ para sobrerresistencia, fig 4) son más parecidas para el periodo fundamental de la estructura en la dirección N-S ($T=1.558$ s), indicado en la fig 4 por una línea vertical discontinua. Esto resulta muy interesante porque demuestra que un modelo elastoplástico de un grado de libertad no puede representar con certidumbre las respuestas máximas globales de una estructura donde se presentan degradaciones globales de rigidez, como es el caso de los modelos de redistribución de esfuerzos de IR2, mientras que con un modelo que considera la degradación de rigidez, como es el modelo de Takeda, se puede tener una mejor aproximación, a pesar de que en el modelo utilizado para IR2 no se considera la degradación de rigidez a nivel elemento, sino a nivel global.
- (2) Tanto el modelo elastoplástico como el modelo de Takeda identifican que, para el periodo estructural en estudio ($T=1.558$ s), se deben presentar desplazamientos ligeramente mayores cuando se consideran sobrerresistencias ($V/W=0.20$, fig 4), como se obtuvo del análisis no lineal con el modelo de redistribución de esfuerzos (fig 2); sin embargo, se observa que esto no necesariamente sucede para sistemas que tuvieran otros periodos fundamentales (fig 4).
- (3) Si se estudian incertidumbres en el periodo de la estructura (fig 4), se podría concluir que sería más riesgoso, en este caso, que el periodo fundamental fuera sobre estimado en cuanto a demandas máximas de ductilidad, pero que, en cuanto a desplazamientos, sería más peligroso que el periodo hubiese sido subestimado.
- (4) Ligado a lo anterior y como se discutió con mayor detalle en un artículo previo (Tena 1997), se observa que la resonancia estructural en el intervalo no lineal, definida en función de las demandas de deformación inelástica, se presenta en sistemas con periodos iniciales inferiores al sitio, y que ésta depende del nivel de resistencia (fig 4). Además, se observa que la resonancia también depende de sus características de degradación de resistencia, según lo sugieren las curvas asociadas al modelo de Takeda.

Finalmente, analicemos estos espectros para evaluar la estructura IR2 suponiendo que determinamos su capacidad ante carga lateral por otros medios y que conocemos sus características dinámicas, y que se desea tomar una decisión rápida sobre el nivel de seguridad de la estructura ante el acelerograma SCT85-EW. Desde esta óptica, a partir de

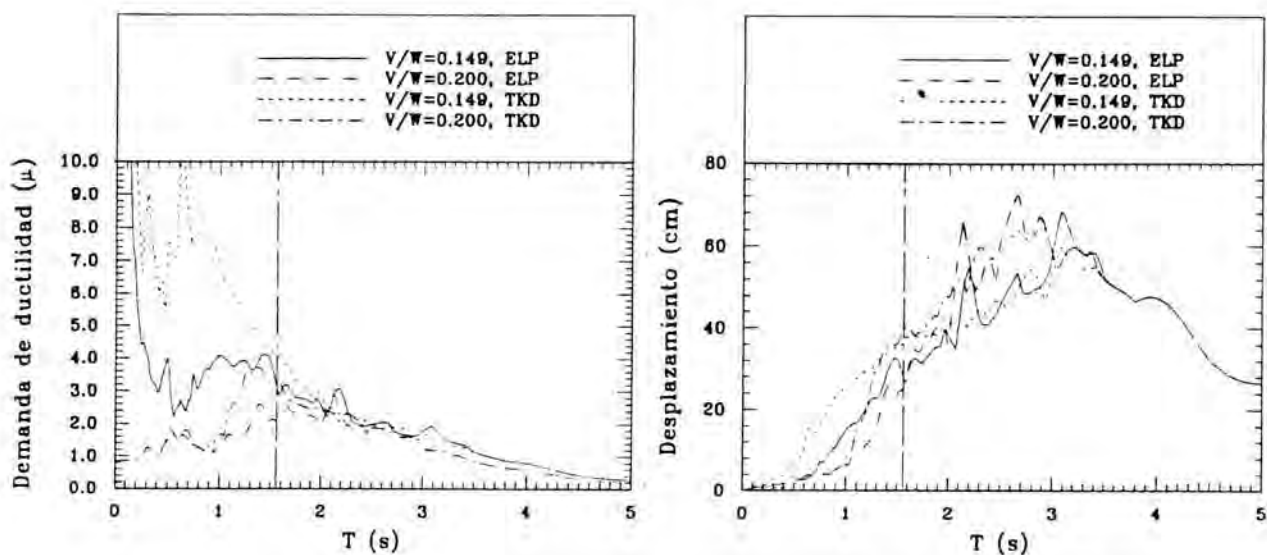


Fig 4. Espectros de demandas de ductilidad para el edificio IR2 en dirección N-S. asociados al registro SCT85-EW

los espectros podríamos concluir que las demandas máximas de ductilidad para el periodo en cuestión y su vecindad son muy cercanas al Q de diseño, sobre todo cuando se utiliza un modelo más realista para concreto reforzado, que es un modelo con degradación de rigidez como el de Takeda. Tomando en cuenta que de un análisis elástico se calcularía que las distorsiones de entrepiso máximas asociadas al diseño son cercanas a límite máximo permitido por el Reglamento, $\Delta=0.012$ (fig 2), y observando los espectros de desplazamientos no lineales máximos; entonces, podríamos concluir que sería conveniente realizar un análisis más detallado de la estructura utilizando modelos no lineales de varios grados de libertad (o análisis al límite) para poder determinar si las características de deformación inelástica están asociadas a un modo de falla dúctil. Si esto se hiciera, se observarían las debilidades de esta estructura, resumidas anteriormente (figs 2 y 3), lo que indicaría al proyectista sobre la necesidad de realizar un proyecto de reestructuración del edificio IR2 para mejorar su respuesta dinámica. La estrategia de reparación y refuerzo también podría ser evaluada con la ayuda de estos espectros, ya que se podrían analizar las características óptimas de rigidez, resistencia y ductilidad asociadas a las opciones de reestructuración viables, según la experiencia del diseñador.

Por lo tanto, la observación educada de los espectros de demandas de ductilidad nos pudieran conducir más rápidamente a tomar decisiones adecuadas, lo cual también depende mucho de la experiencia y de la capacidad técnica de quien los utilice, pues habría quienes hubieran concluido que como con un modelo elastoplástico las demandas máximas de ductilidad calculada con los espectros para el periodo de interés son inferiores al Q de diseño, entonces, la estructura “cumpliría con el Reglamento” y, por lo tanto, no

habría de qué preocuparse o por qué realizar estudios más detallados. De hecho, cabe señalar que aunque se pueden relacionar Q y μ , estos conceptos no son en rigor equivalentes. Esta miopía “reglamentaria” provocaría que el ingeniero que tomara tal decisión faltara a su deber de preocuparse por salvaguardar la integridad de los usuarios de la estructura IR2, lo que es mucho más importante que cumplir exclusivamente con las disposiciones reglamentarias que, como todos debemos recordar, constituyen guías mínimas que norman nuestra práctica profesional, pero no son máximas absolutas que prohíban o estén en contra de hacer buena ingeniería. El ser un buen ingeniero estructurista va más allá de ser un simple aplicador devoto e implacable de criterios reglamentarios, es más bien ser capaz, ingenioso, responsable, ético y crítico, cualidades que seguramente permitirán al buen estructurista proyectar o rehabilitar estructuras con las características idóneas para salvaguardar su integridad y las de sus ocupantes ante la acción de sismos severos.

EDIFICIO AE2

El edificio AE2 es un edificio construido en los años cincuenta, cuya estructura original constaba de diez niveles y marcos no dúctiles de acero estructural, a la que posteriormente se le agregaron tres niveles, ignorándose la fecha en que esto sucedió. Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el edificio contaba con trece niveles y una elevación de 44 m. Al parecer, la estructura sufrió daño ligero durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y por ello se decidió reforzarla. La estructura fue rehabilitada con la reducción de los tres niveles que se agregaron en alguna época y con la adición de macromarcos contraventeados, construidos con perfiles de acero estructural. La disposición de los macromarcos adicionales en planta y elevación se presenta en la fig 5. El comportamiento de la estructura original, con la adición de los tres pisos, con la reparación existente con macromarcos y una reestructuración alterna utilizando dispositivos disipadores de energía ADAS ha sido también objeto de estudios detallados que se presentan en Vergara (1995) y Tena-Colunga y Vergara (1997). Se realizaron los siguientes estudios para los cuatro modelos de referencia: (1) análisis elásticos tridimensionales, (2) análisis al límite y, (3) análisis dinámicos no lineales de marcos representativos sujetos a la acción de acelerogramas artificiales para el sitio donde se ubican (Alameda) para el sismo del 19/09/85 ($M_s=8.1$).

Para este caso, analizaremos lo que podríamos concluir a partir de los espectros de demanda de ductilidad calculados para el acelerograma artificial Alameda N-S (fig 6) para un amortiguamiento viscoso equivalente del 2%, para evaluar la respuesta global de los cuatro modelos en la dirección N-S, considerando las resistencias laterales calculadas a partir de los análisis al límite, las propiedades dinámicas de los modelos elásticos y el conocimiento empírico que tendríamos de la capacidad de la estructura a partir de una inspección visual del inmueble. Estas características se presentan en detalle en Vergara (1995) y Tena-Colunga y Vergara (1997), y se resumen a continuación.

Los espectros se muestran en la fig 7 para el caso de los modelos no reestructurados y en la fig 8 para los modelos reestructurados. En las figuras, ORIG identifica al diseño original

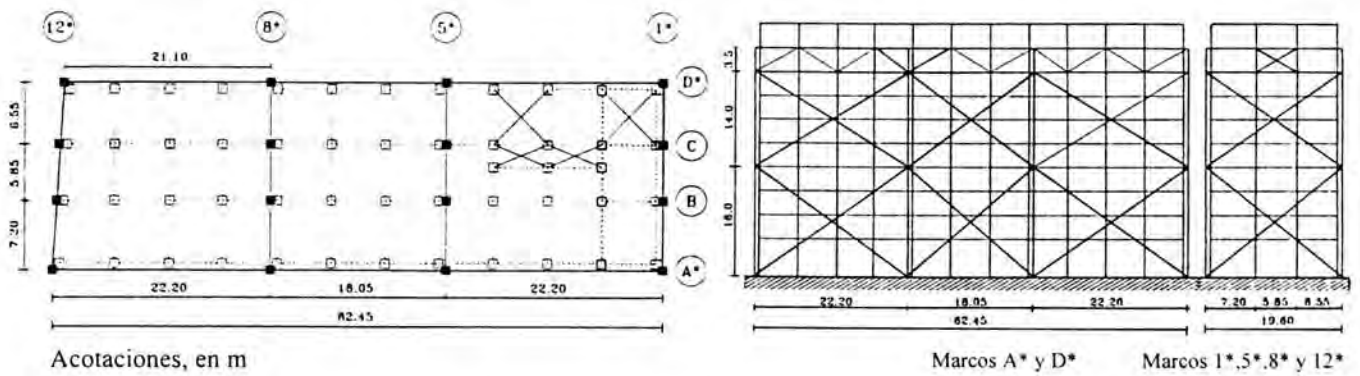


Fig 5. Planta y elevación de la reparación con macromarcos de acero del edificio AE2

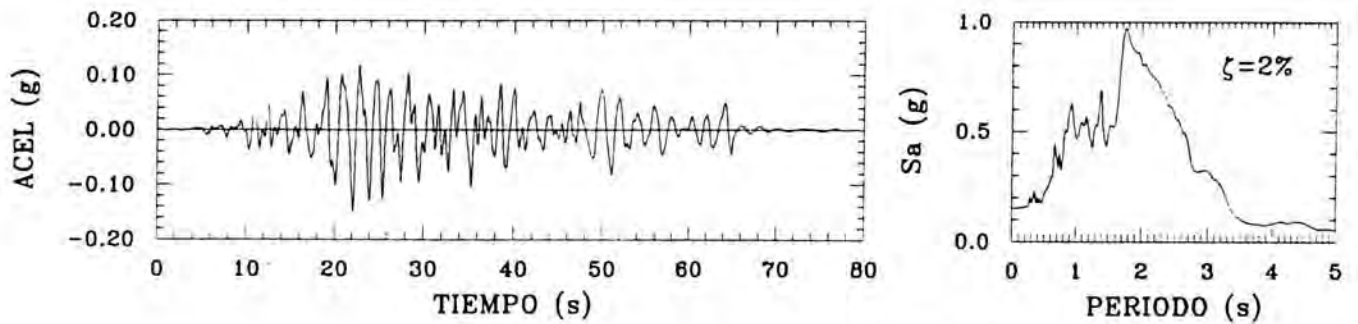


Fig 6. Acelerograma artificial ALAM85-NS

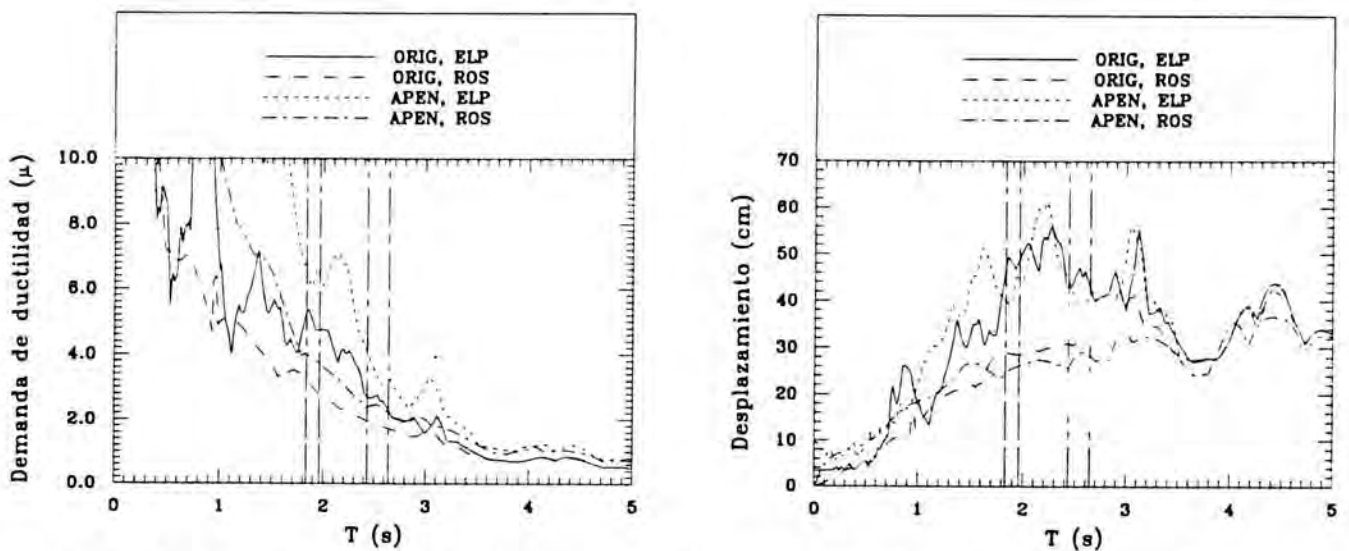


Fig 7. Espectros de demandas de ductilidad para los modelos no reparados del edificio AE2 (N-S), registro ALAM85-NS

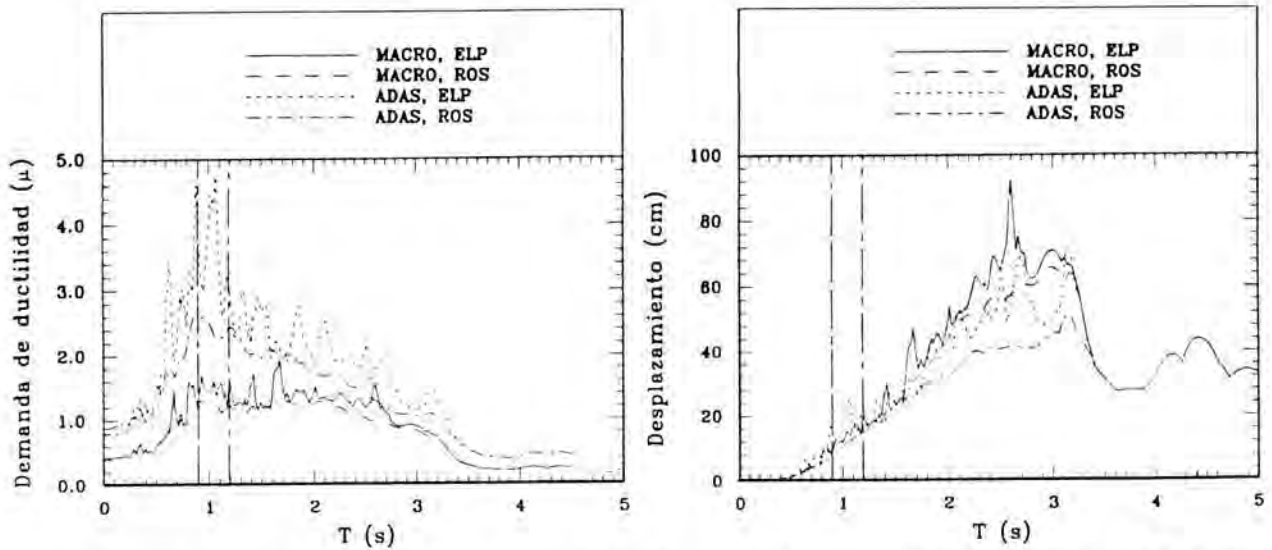


Fig 8. Espectros de demandas de ductilidad para los modelos reparados del edificio AE2 (N-S), registro ALAM85-NS

de la estructura con diez niveles, APEN al edificio en las condiciones en que se encontraba al tiempo del sismo del 19/09/85 (trece niveles), MACRO al proyecto de reestructuración actualmente construido (diez niveles) y ADAS al proyecto de reestructuración alternativo con dispositivos disipadores de energía (diez niveles); igualmente, ELP identifica los resultados obtenidos a partir de un modelo elastoplástico y ROS a los obtenidos con el modelo de Ramberg-Osgood. Las resistencias laterales obtenidas con los análisis al límite en la dirección N-S fueron, para el modelo ORIG, $V/W=0.108$, $V/W=0.074$ para el modelo APEN, $V/W=0.352$ para el modelo MACRO y $V/W=0.191$ para el modelo ADAS, donde W es el peso propio de cada modelo en consideración, según se presenta en la tabla 1. En ninguno de los casos se observó un mecanismo de falla muy dúctil utilizando análisis al límite, caracterizándose la gran mayoría de los casos por mecanismos combinados donde ceden las columnas del nivel PB en sus extremos inferiores y las columnas del octavo piso en sus extremos superiores, además de todas las vigas en sus extremos entre los niveles uno a siete (Vergara 1995; Tena-Colunga y Vergara 1997). Los periodos fundamentales de vibración oscilaron entre 1.83 s y 1.96 s para el modelo ORIG, ya que eran modos muy acoplados, 2.43 s y 2.64 s para el modelo APEN por la misma razón, 0.90 s para el modelo MACRO (modo puro de traslación) y 1.19 s para el modelo ADAS (modo ligeramente acoplado). Estos periodos son identificados con líneas verticales discontinuas en las figs 7 y 8.

De la fig 7 se aprecia que las demandas máximas de ductilidad de la estructura original utilizando el modelo elastoplástico son grandes ($\mu > 5$), además de que los desplazamientos máximos de la estructura serían aparentemente grandes (cerca de los 50 cm). Dadas sus características de detallado y su mecanismo último de falla observado en

un análisis al límite, se puede concluir que la estructura original era propensa a sufrir daño importante si hubiera sido sujeta al sismo del 19/09/85. Estos resultados correlacionan bien con los resultados obtenidos a partir de un análisis dinámico no lineal de un marco representativo en esa dirección (Tena-Colunga y Vergara 1997). Si se considera que la estructura tiene mejores características de ductilidad (modelo ORIG, ROS), entonces las demandas de ductilidad y de desplazamiento se reducen notablemente y sugerirían un comportamiento no lineal importante de la estructura, pero posiblemente satisfactorio. Sin embargo, las características y el estado de las conexiones existentes en la estructura metálica original no parecen validar el uso del modelo de Ramberg-Osgood como representativo del comportamiento histerético global de esta estructura.

Tabla 1. Características dinámicas de los distintos modelos del edificio AE2

Modelo	W (t)	Modo	Periodo (s)	Masa Modal (%)		
				N-S	E-W	Rotación
Original	8,784	1. Acoplado	1.96	26.19	37.82	13.73
		2. Acoplado	1.83	25.00	42.46	11.07
		3. Acoplado	1.17	26.95	0.03	47.89
Apéndice	11,198	1. Acoplado	2.64	37.97	17.09	19.55
		2. Acoplado	2.43	11.26	62.36	4.78
		3. Acoplado	1.61	25.67	0.02	47.07
Macro	9015	1. N-S	0.90	78.12	0.44	0.65
		2. E-W	0.81	0.42	89.21	0.02
		3. Torsión	0.54	0.92	0.05	72.00
ADAS	8907	1. N-S	1.19	55.16	13.49	7.19
		2. E-W	1.24	10.85	64.44	2.03
		3. Torsión	0.86	10.11	0.05	63.01

Observando los resultados de la misma fig 7 para el modelo APEN, se aprecia que el haber construido tres pisos de más y haber aumentado el periodo de la estructura pudo haber resultado benéfico durante el sismo del 19/09/85. Aunque por una parte se redujo su resistencia lateral normalizada con respecto a su peso propio (V/W), por otra parte el aumento del periodo llevó a la estructura a una zona donde las demandas de ductilidad son menores, aún suponiendo un comportamiento elastoplástico ($\mu=3-4$). Sin embargo, las demandas son importantes para una estructura antigua, con detallado no dúctil y con un mecanismo de falla último no óptimo. Además, las demandas de desplazamientos siguen siendo importantes, por lo que se debería esperar daño estructural, el cual efectivamente se observó en esta estructura durante el sismo del 19/09/85. Estos resultados globales correlacionan razonablemente bien con los análisis dinámicos no lineales efectuados para un marco representativo de este modelo (Tena-Colunga y Vergara 1997). Si la estructura hubiera tenido mejores características de ductilidad global (modelo APEN, ROS) las

demandas de ductilidad y de desplazamiento se hubieran reducido notablemente y el comportamiento de la estructura pudiera haber resultado más satisfactorio.

Estudiando los resultados para la reestructuración con macromarcos de la fig 8 (modelos MACRO) y comparando al mismo tiempo los resultados para los modelos no reforzados (fig 7), se puede concluir que el haber aumentado substancialmente tanto la rigidez como la resistencia de la estructura resulta benéfico en el comportamiento global de la estructura, ya que la lleva a zonas de demandas reducidas, con un comportamiento no lineal reducido y con desplazamientos pequeños. Por ejemplo, si se hubiera incrementado únicamente la resistencia, se aprecia que los desplazamientos espectrales (fig 8) no se hubieran reducido apreciablemente para los periodos en que se encontraba la estructura con anterioridad (fig 7); en cambio, si se hubiera incrementado exclusivamente la rigidez, de la fig 7 se aprecia que las demandas de ductilidad serían aún más grandes que para los modelos no reforzados para los periodos estimados para el modelo MACRO. Estos resultados globales correlacionan bien con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal de un marco representativo (Tena-Colunga y Vergara, 1997); sin embargo, no muestran algunos problemas que pueden presentarse en el proyecto de reparación por haber utilizado diagonales esbeltas, los cuales pueden verse únicamente en un análisis no lineal más detallado, con modelos más representativos de la estructura. Si se estudia la reestructuración con ADAS de manera global a partir de los espectros de la fig 8, se podría concluir que el comportamiento de esta solución es también satisfactoria, pero que requiere desarrollar mayores demandas de ductilidad y de desplazamiento con respecto a la opción con macromarcos.

Si comparamos con los resultados obtenidos con análisis dinámicos no lineales a partir de marcos representativos (Tena-Colunga y Vergara 1997) y de los cuales se presentan algunos resultados en las figs 9 y 10, se pueden hacer las siguientes observaciones:

- (1) Efectivamente, las demandas de ductilidad de entrepiso de la reparación con ADAS son mayores que para la de macromarcos (fig 9); sin embargo, éstas son absorbidas por los disipadores casi en su totalidad, mientras que en los macromarcos dependen en gran medida del pandeo de diagonales y la fluencia de columnas (fig 10), lo cual no lo permiten observar los espectros de la fig 8.
- (2) Aunque las distorsiones de entrepiso son ligeramente mayores en casi todos los niveles para la reestructuración con ADAS, la mayor distorsión de entrepiso se presenta para la reestructuración con macromarcos (fig 9).
- (3) La demanda máxima de ductilidad de entrepiso observada en los marcos para la reparación con ADAS ($\mu=3.8$, fig 9) es subestimada por los espectros de demanda de ductilidad considerando comportamiento elastoplástico ($\mu=3.19$, fig 8) y notablemente subestimada utilizando un modelo que considera que el comportamiento es más

dúctil (ROS, $\mu=2.44$, fig 8); además, estos espectros no permiten monitorear que los ADAS seleccionados trabajen en el intervalo esperado.

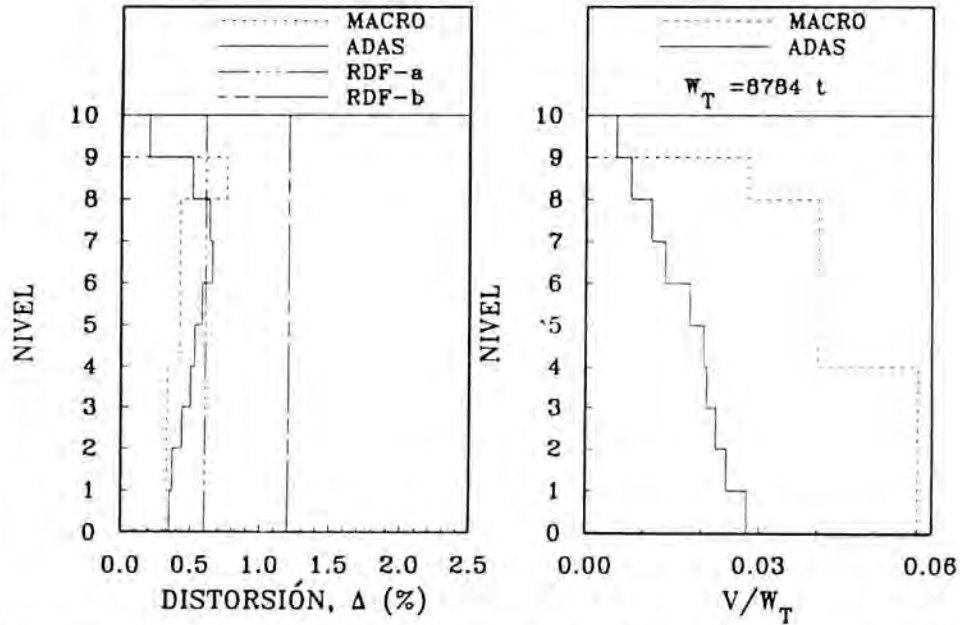


Fig 9. Envolventes de respuesta máxima para los modelos reforzados del edificio AE2

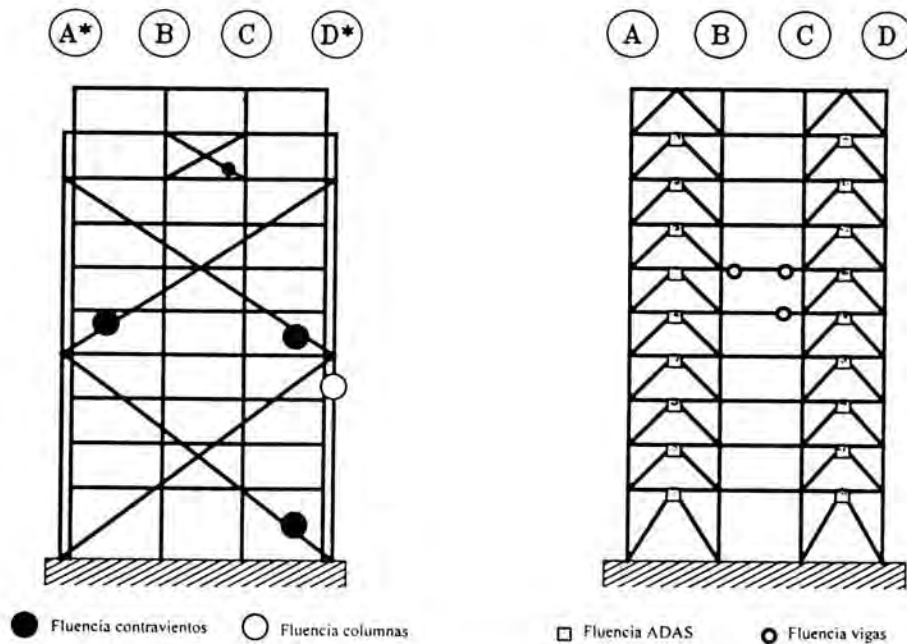


Fig 10. Mapeo de la fluencia al tiempo que se produce la distorsión máxima, modelos MACRO y ADAS

- (4) Las curvas globales de histéresis de los modelos de un grado de libertad difieren en forma de las de los marcos equivalentes, donde se reflejan las peculiaridades de las estructuras en estudio, particularmente para la reparación con macromarcos (Tena-Colunga y Vergara, 1997).
- (5) Los espectros de demanda de ductilidad no permiten observar que la reestructuración con ADAS guía a cortantes basales (fig 9) y cargas axiales a la cimentación notablemente inferiores que las de la reestructuración con macromarcos.

Por lo tanto, se puede concluir que los espectros de demanda de ductilidad son útiles para estimar, con un nivel de aproximación aceptable, las demandas máximas de ductilidad por desplazamiento y los desplazamientos laterales de estructuras complejas como las modelos MACRO y ADAS; sin embargo, no se pueden inferir de ellos los detalles de cómo se presenta la respuesta no lineal y, en muchas ocasiones, estos detalles pueden ser muy importantes, como es para estos casos. Por lo tanto, si uno toma una decisión acerca de un sistema estructural basado exclusivamente en los espectros de demanda de ductilidad, existe el riesgo de que tal decisión no sea la más acertada desde el punto de vista estructural.

EDIFICIO ARCO I

El edificio Arco I del Centro Corporativo Bosques es sin duda uno de los edificios más llamativos de los que se hayan construido recientemente en la zona de terreno firme de la ciudad de México (fig 11). El edificio cuenta con 33 pisos destinados para oficinas más un helipuerto, así como cuatro niveles subterráneos destinados para áreas de estacionamiento. El edificio consta esencialmente de dos torres que se unen en el nivel 29 por medio de una gran armadura. La altura típica de entrepiso es de 4.58 m a excepción de la planta baja, donde se cuenta con una doble altura de 8.59 m, por lo que la altura total del edificio desde el nivel del terreno es aproximadamente 160 m, contando al helipuerto.

El sistema estructural ante cargas laterales consta, para cada torre, de un tubo exterior formado por columnas de sección rectangular, cuatro columnas interiores de sección circular y dos muros estructurales en el cubo de elevadores. Existen muros estructurales adicionales en los niveles subterráneos. El sistema de piso es a base de losa plana reticular de 50 cm de peralte en los niveles subterráneos y de planta baja al nivel 33 es losa plana reticular de 30 cm de peralte soportada en traveses principales de 90 cm de peralte en los ejes interiores y de 152.5 cm en el perímetro de la planta.

La cimentación del edificio consta de zapatas aisladas para las columnas interiores de las torres y zapatas corridas para las columnas perimetrales y muros de concreto reforzado. Tanto las zapatas aisladas como las corridas se encuentran unidas ortogonalmente por traveses de liga con peraltes de 90 cm y 120 cm. La capacidad de carga del terreno de

desplante es muy alta, de acuerdo con los resultados de los distintos estudios de mecánica de suelos.



Fig 11.
Edificio Arco I

El diseño estructural corrió a cargo de un prestigiado gabinete de la ciudad de México con amplia experiencia en el diseño de edificios altos en diversas ciudades del país donde existe peligro sísmico. No obstante, y dada la importancia de esta estructura, los dueños del edificio solicitaron al Centro de Investigación Sísmica (CIS) de la Fundación Javier Barros Sierra que realizara estudios adicionales del proyecto estructural para evaluar la seguridad de Arco I ante la acción de los movimientos del terreno más intensos que pudieran presentarse en esa zona, conforme a los criterios que se adoptaron para definir el espectro de diseño de la zona I del Reglamento vigente. Estos estudios debían realizarse en un lapso de tres meses, ya que la obra negra del edificio estaba completamente terminada, los acabados de las fachadas y de PB estaban totalmente terminados, y se pretendía anunciar el arrendamiento de oficinas en poco más de tres meses. Dado la premura de tiempo con que se disponía, el CIS propuso la siguiente estrategia integral para evaluar al edificio existente:

- (1) Realizar pruebas de vibración ambiental para determinar las características dinámicas del edificio ante bajas amplitudes de movimiento.
- (2) Con base en las pruebas de vibración ambiental, planos de diseño y de modificación en obra, más inspección visual minuciosa del edificio, desarrollar dos modelos tridimensionales elásticos del edificio, uno para la condición de vibración ambiental y otro para sismos moderados o intensos.
- (3) Definir acelerogramas artificiales de sitio para las distintas fuentes sismogénicas asociadas a la definición del espectro de diseño de la zona I del actual Reglamento, incorporando además el estado del arte actual en esta área del conocimiento.
- (4) Con base en los puntos 1 a 3, realizar una revisión de los estados límites de servicio y de resistencia del edificio, evaluando al mismo tiempo que el edificio cumpla con las disposiciones del Reglamento vigente.
- (5) Realizar una evaluación simplificada de la respuesta no lineal de Arco I utilizando espectros de demanda de ductilidad para distintos escenarios sísmicos.

Los detalles de este estudio se presentan en Tena *et al.* (1996b). El modelo tridimensional elástico realizado con el ETABS v6.1 se presenta en la fig 12. Los periodos de vibración medidos de prueba de vibración ambiental (“Identificación” 1996) y calculados a partir de los modelos elásticos tridimensionales se presentan en la tabla 2. Como se observa, no se realizó ningún intento fuera de lo común para obtener una correlación exacta entre los resultados de la vibración ambiental y el modelo tridimensional para condiciones de vibración ambiental, ya que en el modelo analítico solamente se utilizaron propiedades representativas de las rigideces de los elementos estructurales y no estructurales existentes que se presume participaron en la respuesta en condiciones de vibración ambiental, por lo que no se realizaron “ajustes” para obtener “buenas correlaciones”. La diferencia entre los modelos tridimensionales para condiciones de vibración ambiental y para condiciones de “diseño” consiste en que, para el último: (1) no se incluyó la participación de elementos no estructurales como los muros de mampostería de bloque hueco localizados en los cubos de escaleras y elevadores, así como en otras zonas del edificio, (2) aumentaron las masas por concepto de acabados de piso, techos e instalaciones, ya que las pruebas de vibración ambiental se condujeron cuando el edificio todavía no contaba con este tipo de acabados, (3) se eliminó el factor de 1.3 para el cálculo de los módulos de elasticidad del concreto que se había incorporado en el modelo de vibración ambiental de acuerdo con lo recomendado por Murià y González (1995) y, (4) se tomó solamente como zona rígida el 50% de las conexiones viga-columna, a diferencia del modelo de vibración ambiental donde se tomó el 100% y la participación de los capiteles de la losa plana. Los detalles de ambos modelos también se pueden encontrar en Tena y González (1998).

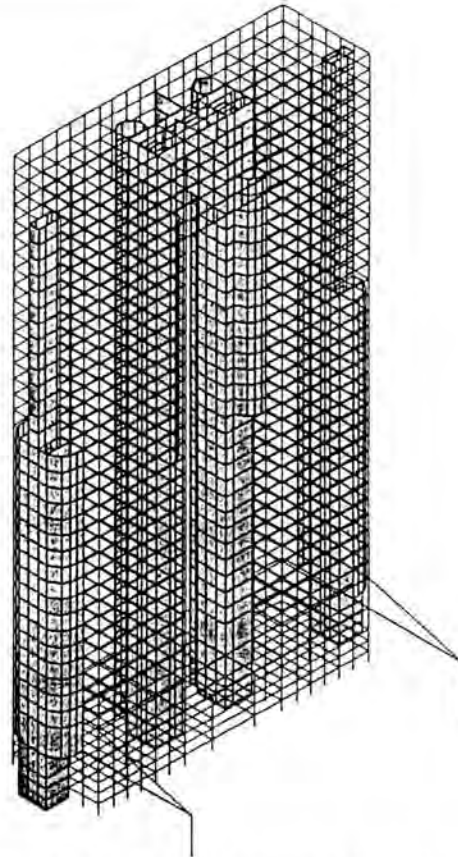


Fig 12.
Modelo tridimensional
del edificio Arco I

Se generó una familia de acelerogramas artificiales de sitio asociados a las siguientes fuentes sismogénicas que afectan el espectro de diseño de la zona I de la ciudad de México (por ejemplo, Rosenblueth *et al.* 1989), incorporando el estado del arte actual. Las fuentes sismogénicas consideradas fueron: (a) Sismos de subducción de la costa mexicana del Pacífico a 300 km de distancia con $M_S=8.2$ y periodo de retorno (T_R) de 70 años, (b) Sismos asociados a la falla de Acambay a 80 km de distancia con $M_S=7.0$ y $T_R=1500$ años, (c) Sismos de falla normal a distancias entre 80 y 200 km con $M_S=6.3$ y $T_R=80$ años, (d) Sismos locales a 11 km de distancia con $M_S=4.7$ y $T_R=10$ años. Aunque se generó un gran número de acelerogramas artificiales para cada fuente sismogénica, en la fig 13 se presentan exclusivamente los más desfavorables para la respuesta de Arco I, donde se comparan además sus espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleraciones con el espectro de diseño elástico de la zona I del Reglamento vigente, mostrado en línea discontinua.

A-priori, se puede suponer que los escenarios críticos para Arco I pueden ser los sismos asociados a la subducción que ocurre en las costas del Pacífico o a la falla de Acambay. Los resultados de los análisis dinámicos paso a paso conducidos en los modelos tridimensionales elásticos mostraron que las máximas demandas de deformación y de resistencia están asociados a estos registros y que los elementos estructurales principales cuentan con suficiente resistencia para soportar las fuerzas sísmicas asociadas a estos registros (Tena *et al.*, 1996b; Tena y González, 1998).

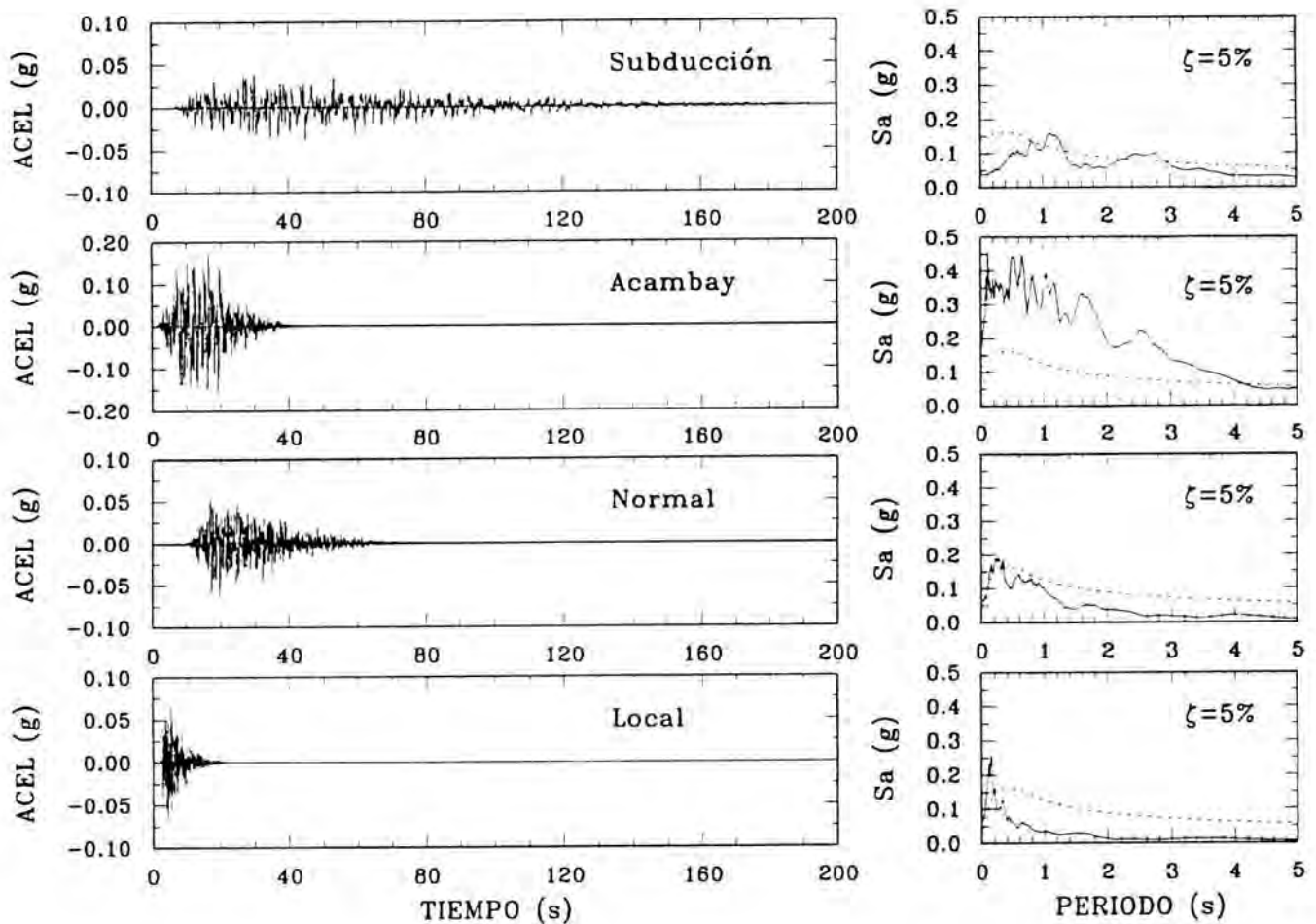


Fig 13. Acelerogramas artificiales para el edificio Arco I

Se realizó una revisión adicional que utiliza el concepto de espectros de demanda de ductilidad. Como no se contaba con tiempo y patrocinio suficiente para preparar la información necesaria para conducir análisis al límite rigurosos y/o análisis no lineales de marcos representativos ante carga estática creciente monótona, la capacidad de Arco I ante carga lateral en sus direcciones ortogonales principales se estimó crudamente de la siguiente manera:

- (1) El criterio más conservador consistió en definir la mínima capacidad ante carga lateral del edificio suponiendo que fue diseñado conforme al RCDF-93 para zona I. Se tomó en cuenta que en el diseño se utilizó $Q=4 \times 0.8=3.2$, por tratarse de una estructura irregular, los periodos de vibración asociados al diseño en ambas direcciones y un factor de amplificación de resistencia global de 1.6 para calcular capacidades

nominales, evaluando muy crudamente las siguientes fuentes: (a) factor de carga ante carga lateral: 1.1, (b) factor de reducción por resistencia promedio $1/0.8=1.25$ y, (c) otras fuentes (combinaciones bidireccionales y diseño de secciones tipo): 1.16. Por supuesto, se podría haber justificado un factor de amplificación mayor, sobre todo para la fuente "c"; sin embargo, se eligió este criterio conservador. Utilizando este procedimiento conservador, la resistencia lateral estimada fue $V/W=0.04$ en la dirección longitudinal y $V/W=0.032$ en la dirección transversal, donde $W=99,602$ t, el peso estimado de la estructura a partir del nivel del terreno.

- (2) Otro criterio conservador consistió en calcular la capacidad lateral suponiendo que el edificio fue diseñado para tener un modo de falla dúctil y que, por lo tanto, la capacidad mínima a flexión de las columnas en planta baja (en ausencia de cargas axiales) se puede desarrollar, ya que las fuerzas cortantes asociadas a esta flexión pueden ser soportadas dado el detallado dúctil con que cuentan dichos elementos. Por lo tanto, calculando la capacidad nominal de estas columnas conforme al bloque equivalente de esfuerzos estipulados por las normas de concreto del Reglamento vigente, sin tomar en cuenta fuentes de sobrerresistencia, se calcularon resistencias laterales $V/W=0.076$ en la dirección longitudinal y $V/W=0.063$ en la dirección transversal. Las resistencias laterales asociadas a una falla de corte son sensiblemente mayores.

Con esta información se calcularon espectros de demandas de ductilidad para los acelerogramas presentados en la fig 13, utilizando el modelo de Takeda para representar la respuesta global del edificio. Las respuestas más desfavorables se obtuvieron para las fuentes sismogénicas de subducción y de Acambay, y se presentan en las figs 14 y 15, donde los periodos de interés mostrados en la tabla 2 se identifican con líneas verticales discontinuas, y el factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño ($Q=4$) se indica con línea horizontal discontinua.

Tabla 2. Periodos de vibración (segundos) del edificio Arco I

Modo	Vibración ambiental			Modelo 3D para vibración ambiental			Modelo 3D para diseño		
	Transv.	Long.	Rot.	Transv.	Long.	Rot.	Transv.	Long.	Rot.
1	2.73	2.05	1.64	2.65	1.78	1.52	3.66	2.44	2.29
2	0.73	0.61	0.68	0.69	0.60	0.65	0.97	0.82	0.88
3	0.38	0.33	0.48	0.40	0.52	0.38	0.69	0.71	0.55

La fig 14 presenta los resultados para la dirección longitudinal, donde se aprecia que el acelerograma asociado a la falla de Acambay resulta el más crítico en esta dirección. En el intervalo de periodos de interés, la demanda máxima de ductilidad es $\mu \cong 2$ si se considera la mejor estimación de la capacidad lateral (pero aún conservadora) $V/W=0.076$. De cualquier manera, las demandas máximas de ductilidad asociadas a la estimación más

conservadora ($V/W=0.04$) se encuentran por debajo del factor de comportamiento sísmico considerado en el diseño. Los desplazamientos laterales máximos de la azotea con respecto al nivel de terreno son del orden de 22 cm para el registro de Acambay, evidentemente pequeños para un edificio de 160 m de altura. Los desplazamientos obtenidos en los modelos tridimensionales son de ese orden de magnitud. Los espectros de demandas de ductilidad de la fig 14 sugieren que la respuesta global de Arco I ante los movimientos del terreno más severos que pudiera enfrentar en su vida útil debiera resultar satisfactoria en la dirección longitudinal, considerando lo siguiente: (a) si se evalúan las incertidumbres en el periodo natural de vibración, se aprecia que las demandas de ductilidad tienden a disminuir conforme se incrementa el periodo y, aunque los desplazamientos laterales aumentan, estos incrementos no son significativos y, (b) si se realizara una estimación detallada y cuidadosa de la capacidad ante carga lateral de Arco I, entonces, esta capacidad debiera resultar mayor a la considerada en los estudios, por lo que las demandas de ductilidad disminuirían. Si el incremento en la capacidad ante carga lateral conduce a la estructura a un comportamiento elástico, entonces los desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso serían razonablemente estimados con los modelos elásticos tridimensionales, donde se calcularon desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso pequeñas (desplazamientos máximos del orden de 18 cm y distorsiones de entrepiso máximas $\Delta=0.00131$, Tena *et al.* 1996b).

En la fig 15 se presentan los resultados para la dirección transversal, donde se observa que nuevamente la respuesta crítica se asocia al registro de Acambay. En el intervalo de periodos de interés, la demanda máxima de ductilidad es $\mu \approx 2.2$ si se considera la mejor estimación de la capacidad lateral (pero aún conservadora) $V/W=0.063$. En esta dirección, las curvas calculadas para la estimación más conservadora ($V/W=0.032$) son muy similares a las de $V/W=0.063$ en el intervalo de periodos de interés, siendo las demandas de ductilidad reducidas. Los desplazamientos laterales máximos de la azotea con respecto al nivel del terreno son del orden de 30 cm para el registro de Acambay. De los modelos elásticos tridimensionales se obtuvieron desplazamientos máximos del orden de 32.5 cm y distorsiones de entrepiso máximas $\Delta=0.00275$ (Tena *et al.* 1996b). Por lo tanto, la observación de los espectros de demandas de ductilidad de la fig 15 sugiere que la respuesta global de Arco I ante acciones sísmicas críticas asociadas al espectro de diseño de la zona I debe ser también favorable, por razones similares a las expuestas para la dirección longitudinal.

Con base en los estudios realizados, donde los espectros de demandas de ductilidad constituyeron una herramienta útil para que el autor diera su opinión profesional acerca de la seguridad del edificio Arco I ante sismos intensos que pudiera afrontar en su vida útil, los dueños del inmueble sintieron confianza para arrendar su propiedad, y actualmente el edificio Arco I se encuentra en uso. Se recomendó, sin embargo, que se realizaran estudios adicionales para confirmar lo sugerido por los espectros de demandas de ductilidad, así como que se instrumentara sísmicamente el inmueble. Por el momento, solamente se dispone de un acelerómetro de tres componentes en condiciones de campo libre.

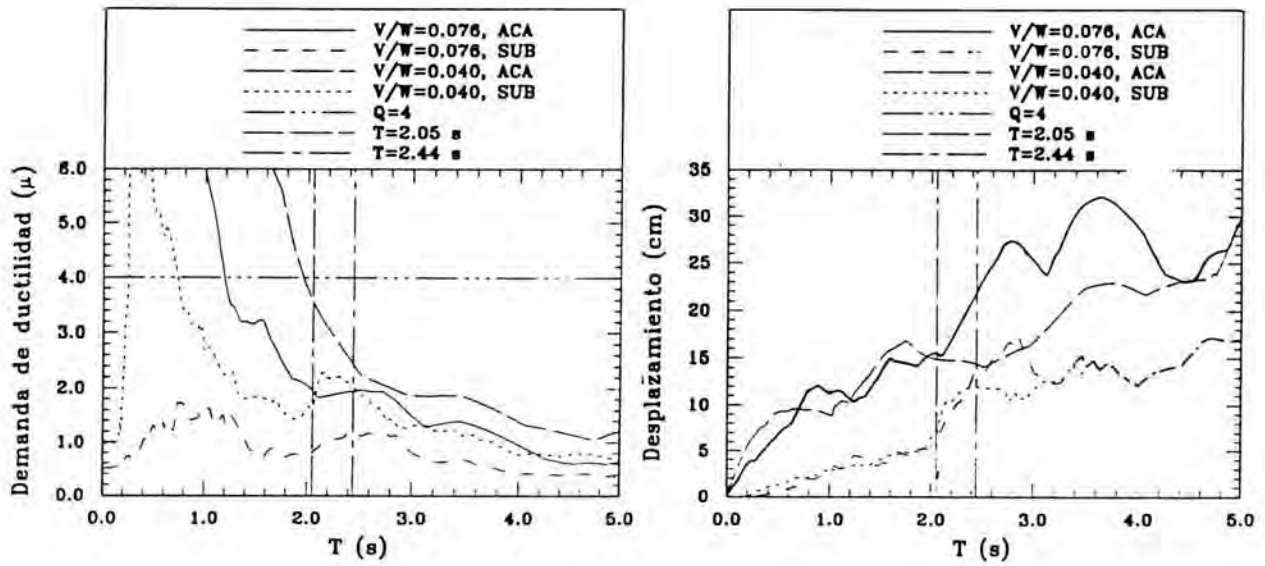


Fig 14. Espectros de demandas de ductilidad para la dirección longitudinal del edificio Arco I

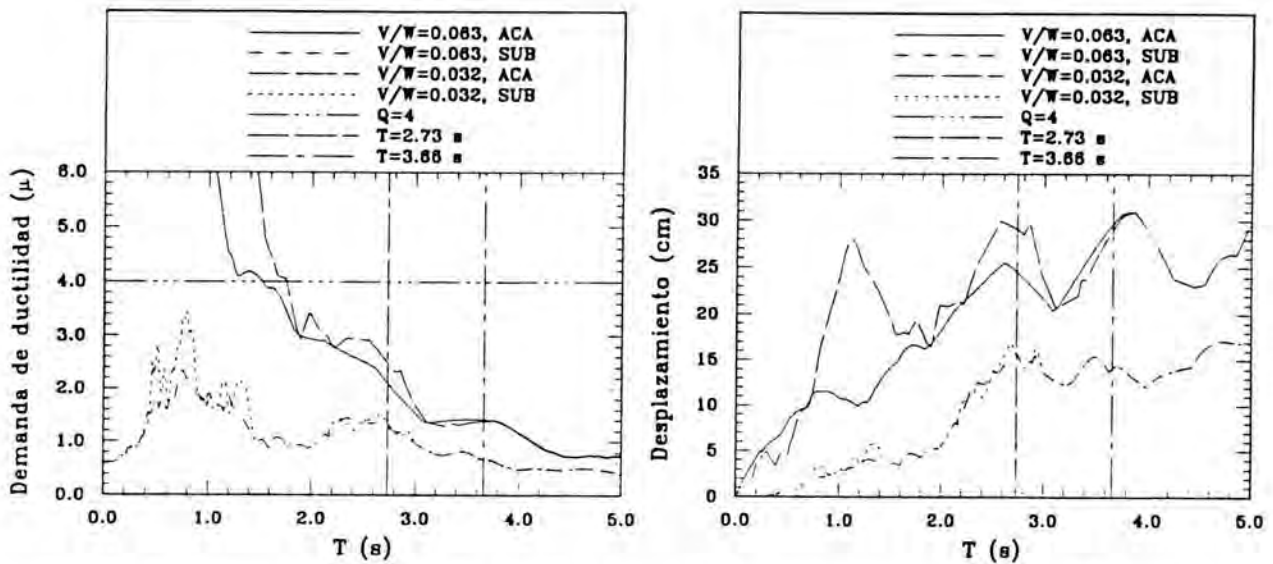


Fig 15. Espectros de demandas de ductilidad para la dirección transversal del edificio Arco I

Una información muy importante que arrojó el estudio de referencia es que, en la zona I o de lomas de la ciudad de México, los sismos asociados a fallas como la de Acambay pueden ser potencialmente más peligrosos que los de subducción para estructuras de periodos relativamente largos, que se diseñan en la rama descendente del espectro de diseño, el cual puede ser sobrepasado significativamente por sismos asociados a esta falla (fig 13).

COMPLEJO IMSS

El complejo de oficinas centrales del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) lo forman tres edificios de doce pisos. Los edificios laterales (fig 16) son irregulares en planta y prácticamente gemelos en geometría y estructuración, con excepción del teatro que aloja el cuerpo poniente, mientras que el edificio central (fig 16) es bastante más simétrico. La estructuración original de los edificios es a base de marcos de concreto reforzado y data de los años cuarenta.

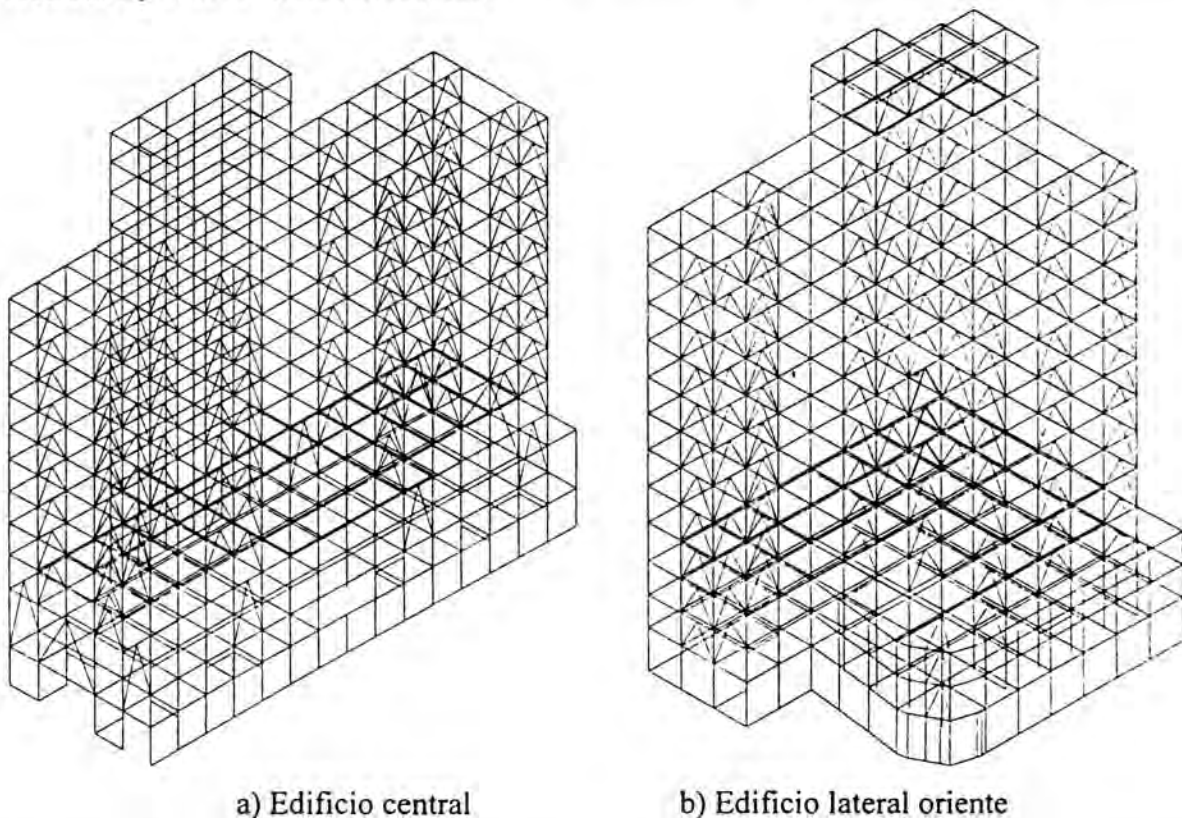


Fig 16. Modelos tridimensionales del proyecto de refuerzo de los edificios del complejo IMSS

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor (RCDF-93), los inmuebles son estructuras tipo B1, por lo que tienen que satisfacer

requisitos de seguridad estructural adicionales que garanticen su estabilidad ante la acción de sismos intensos. Es por ello que el IMSS decidió contratar los servicios de una empresa de diseño estructural para realizar una evaluación de los edificios originales y, posteriormente, un proyecto de reestructuración de los inmuebles que satisfaga las exigencias del Reglamento. La empresa contratada diseñó un refuerzo utilizando principalmente elementos disipadores de energía tipo ADAS, encamisados locales e inclusión de muros estructurales en el nivel de sótano. El complejo de oficinas centrales del IMSS se encuentra actualmente reforzado de esta manera desde finales de 1997.

El IMSS solicitó a la Fundación Javier Barros Sierra por medio del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) y el Centro de Investigación Sísmica (CIS) desarrollar diversas actividades de investigación, principalmente relacionadas con la instrumentación de los edificios y su interpretación (por ejemplo, CIRES 1994, Avilés *et al.*, 1995; Pérez Rocha *et al.*, 1995 abc y 1997; Pérez Rocha y Ordaz, 1996; Reinoso *et al.*, 1996 y Murià *et al.*, 1997), así como estudios analíticos sobre la seguridad ante la acción de sismos intensos de las estructuras originales, parcialmente reforzadas y totalmente reforzadas (por ejemplo, Tena *et al.*, 1993, 1994 y 1995b). En Tena *et al.* (1993 y 1994) se presentan detalles sobre la descripción de las estructuras originales y reparadas, así como de los estudios analíticos realizados.

En la tabla 3 se proporcionan los periodos de vibración identificados con los registros instrumentales para condiciones parciales de reparación, así como los estimados analíticamente por Tena *et al.* (1994) utilizando modelos elásticos tridimensionales con el programa ETABS, previos a la instrumentación de los edificios. Se determinó de estudios anteriores (Tena *et al.*, 1994) que el incremento teórico en la rigidez lateral del edificio central debido a la adición de los dispositivos ADAS, de los contraventeos y de los muros estructurales del sótano es de aproximadamente 7.4 % en la dirección longitudinal y de 6.7 % en la dirección transversal, lo cual se explica debido a que son muy pocas las crujías en las cuales se dispusieron los elementos rigidizantes en ambas direcciones. Para el edificio lateral oriente, los incrementos son 7.1 % en la dirección longitudinal y 19.2 % en la dirección transversal. En general, los incrementos en la rigidez lateral de los edificios son menores a los que se tendrían si únicamente actuaran los contravientos, ya que la rigidez a cortante de los ADAS osciló entre el 50 % y 70 % de la rigidez axial de los contravientos, por lo que controlaron la rigidez de los elementos diagonales equivalentes.

Tabla 3. Periodos de vibración (segundos) de los modelos tridimensionales del complejo IMSS

Edificio	Modelo 3D de la estructura original			Modelo 3D de la estructura al 10/12/94			Modelo 3D de la estructura reforzada		
	Long.	Transv.	Rot.	Long.	Transv.	Rot.	Long.	Transv.	Rot.
Central	1.51	1.67	1.23	1.49	1.56	1.20	1.46	1.53	1.17
Lateral	1.42	1.26	0.98	1.39	1.24	0.97	1.31	1.22	0.95

Del análisis de los registros instrumentales se determinó que los periodos naturales de vibración para el sismo del 10 de diciembre de 1994 (el primero de importancia registrado en los inmuebles), son de 1.678 s en dirección longitudinal y 1.416 s en dirección transversal para el edificio lateral oriente, y de 1.672 s en la dirección longitudinal y 1.412 s en la dirección transversal para el edificio central. Se aprecia que los periodos calculados experimentalmente resultan generalmente mayores a los obtenidos a partir de los modelos analíticos, salvo para la dirección transversal del edificio central. En general, existe una mejor aproximación para el modelo del edificio central parcialmente reforzado que para el modelo lateral oriente. El grado de aproximación entre los modelos del ETABS y los cálculos experimentales resulta muy razonable tomando en cuenta que se trata de modelos no ajustados todavía. Del análisis de los registros experimentales se ha observado que la interacción suelo-estructura es importante en la respuesta estructural y que su influencia es mayor a la anticipada, basándose en las disposiciones del Reglamento. Asimismo, debe considerarse que en el caso de los edificios del IMSS las características dinámicas de la estructura y del nivel de interacción suelo-estructura observados estaban en un proceso continuo de cambio, ya que las estructuras se encontraban en un proceso constructivo de refuerzo donde, por una parte, las masas disminuían al ser removidos acabados y recubrimientos y, por otra parte, se aumentaba a las estructuras masas y rigideces por concepto del refuerzo con los contravientos y los ADAS, lo que ha hecho particularmente difícil calibrar modelos estructurales tridimensionales razonables para cada evento registrado dadas estas incertidumbres. Finalmente, existe evidencia experimental de que los dispositivos ADAS trabajaron durante el sismo del 14 de septiembre de 1995, a pesar de que la estructura se encontraba en un estado de reparación muy parcial, ya que en esa fecha solamente se contaba con avances de 100% del proyecto de reparación en los niveles de planta baja (PB), mezzanine (MZ) y nivel uno (N1), y del 60% en el nivel N2 (Pérez-Rocha *et al.*, 1997).

Dada la importancia que estas estructuras tienen no únicamente para el IMSS, sino para la ingeniería estructural mexicana, ya que se tratan de unos de los pocos edificios con dispositivos disipadores de energía que se encuentran instrumentados en el mundo, se planean continuar estudios detallados encaminados a calibrar los modelos tridimensionales utilizando la información proveniente de los registros instrumentales, empezando por definir los parámetros que permitan modelar con mayor certidumbre la interacción suelo-estructura observada y después definir los parámetros estructurales que permitan reproducir las características de respuesta observada tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo. Estos estudios permitirán no únicamente desarrollar modelos más confiables para predecir la respuesta de las estructuras reforzadas ante sismos más intensos, sino también aprender más acerca de la mejor manera de modelar estructuras con elementos disipadores de energía y estructuras con distintos avances de obra en su proceso de refuerzo.

Por otra parte, ya que estos edificios han sido extensamente estudiados y que cuentan con instrumentación sísmica, es interesante estudiar, utilizando espectros de demandas de

ductilidad, la respuesta de las estructuras originales y reestructuradas con dispositivos ADAS ante los acelerogramas sintéticos de sitio más desfavorables que utilizó el diseñador y el grupo de investigación del autor para revisar el proyecto de refuerzo, los cuales se presentan en la fig 17. En la tabla 4 se proporcionan las capacidades ante carga lateral de las estructuras original y reparada estimadas mediante análisis al límite, según se presenta en Tena *et al*, (1993 y 1994). En los análisis al límite se utilizaron capacidades nominales de los materiales según se especifica en planos estructurales, aunque cabe señalar que los resultados de algunas pruebas de corazones realizadas a la estructura original sugieren que el concreto existente tiene una resistencia notablemente superior a la especificada en planos.

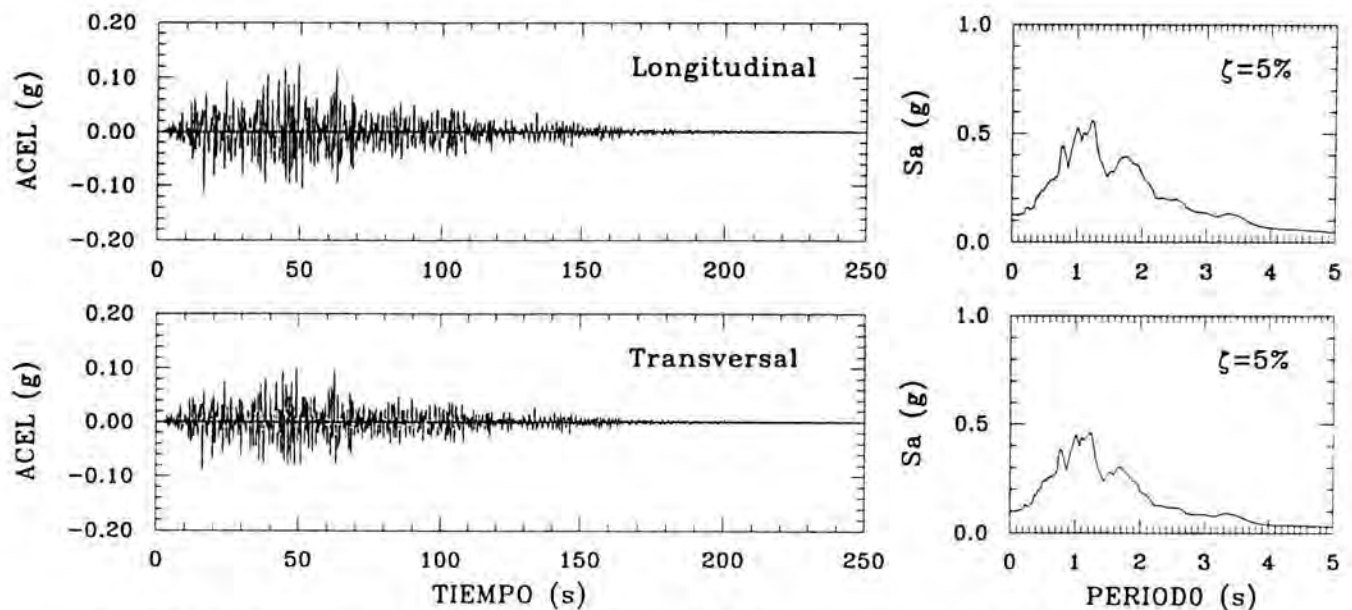


Fig 17. Acelerogramas sintéticos para el sitio IMSS para un sismo de subducción de $M_s=8.2$

Tabla 4. Cortantes basales al límite de los edificios del complejo IMSS

Edificio	Estructura original		Estructura reforzada	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Central	0.058W	0.071W	0.146W	0.161W
Lateral	0.049W	0.051W	0.148W	0.140W

Nota: W es el peso propio de cada estructura en la condición en cuestión

Los espectros de demandas de ductilidad para el edificio central se presentan en la fig 18 y para el edificio lateral oriente en la fig 19, donde se utilizó el modelo de Takeda para representar la respuesta histerética global de las estructuras. En las figs 18 y 19 se indican intervalos de periodos donde se espera que respondan los edificios en cuestión. Los límites superiores en cada dirección corresponden a los periodos estimados a partir de los registros instrumentales de las estructuras para el sismo del 10 de diciembre de 1994,

que representan más fielmente a las estructuras en condiciones cercanas a la original. Los límites inferiores corresponden a periodos estimados para las estructuras reparadas con base en los registros instrumentales y suponiendo que el incremento efectivo de la rigidez lateral puede ser hasta del 20%.

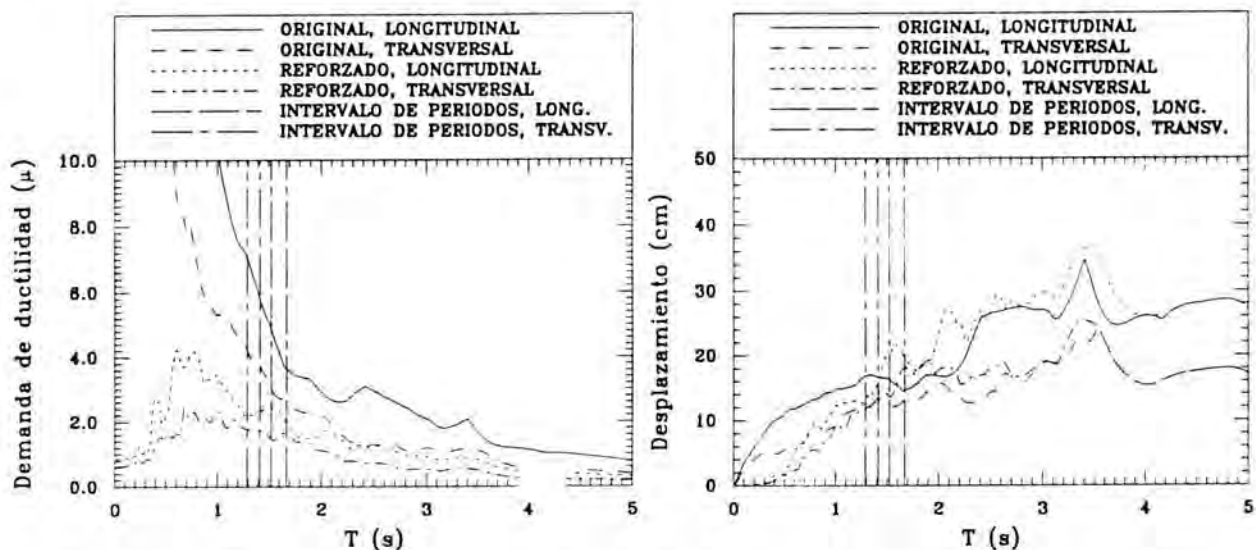


Fig 18. Espectros de demandas de ductilidad para el edificio central del complejo IMSS

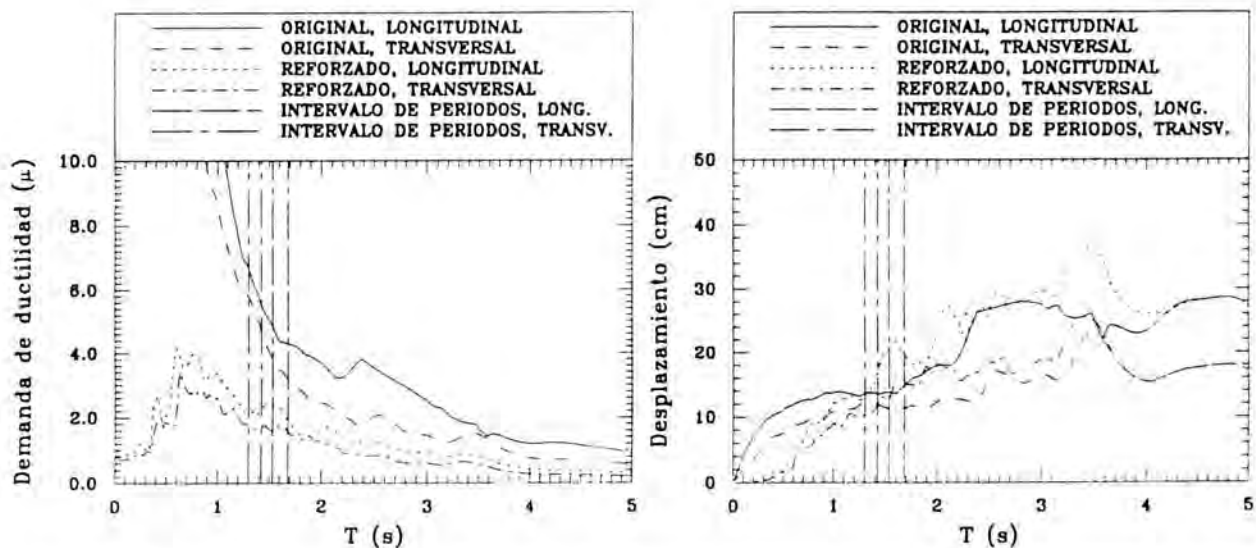


Fig 19. Espectros de demandas de ductilidad para el edificio lateral oriente del complejo IMSS

De las figs 18 y 19 se pueden hacer las siguientes observaciones:

- (1) Si los edificios no hubiesen sido reforzados, las demandas máximas de ductilidad serían cercanas a cuatro en ambas direcciones para la vecindad de los periodos de interés ante la acción de un sismo de subducción de $M_S=8.2$ ($\mu=3.63$ y $\mu=3.80$ para el edificio central y $\mu=4.31$ y $\mu=4.72$ para el edificio lateral oriente en direcciones longitudinal y transversal, respectivamente), por lo que las estructuras deberían recurrir a sus fuentes de sobrerresistencia para soportar un futuro evento de esta magnitud sin daño estructural. Los desplazamientos máximos esperados, entre 14 y 16 cm, son relativamente pequeños para edificios con una altura de 48.35 m desde el nivel de la calle, sin contar los apéndices del cubo de escaleras y elevadores.
- (2) El incremento en la capacidad lateral de los edificios asociado al proyecto de refuerzo reduce notablemente las demandas de ductilidad, sin que por ello exista un cambio importante en las demandas de desplazamiento en los intervalos de periodos de interés. Las demandas máximas de ductilidad son inferiores a $\mu=2.5$ en ambas direcciones para la vecindad de los periodos de interés ante la acción de un sismo de subducción de $M_S=8.2$ ($\mu=2.45$ y $\mu=1.78$ para el edificio central y $\mu=2.39$ y $\mu=1.73$ para el edificio lateral oriente en direcciones longitudinal y transversal, respectivamente), por lo que las estructuras con el refuerzo proyectado deben ser capaces de soportarlas sin daño alguno, ya que se espera que estas demandas se asocien principalmente al trabajo de los elementos disipadores de energía ADAS, lo cual únicamente podrá corroborarse en sismos futuros utilizando e interpretando la información instrumental.
- (3) Se espera que en las estructuras reparadas se observen respuestas menores en la dirección transversal que en la dirección longitudinal, según se aprecia de los espectros y las demandas máximas asociadas para las estructuras en sus condiciones originales y reforzadas.

Los espectros de demandas de ductilidad sugieren que el proyecto de reestructuración de los edificios del complejo IMSS es adecuado y que debe observarse un comportamiento satisfactorio aún para sismos intensos. Esta predicción correlaciona bien con la obtenida en estudios previos utilizando otras técnicas más complejas y será muy interesante confrontar esta predicción con la respuesta que se observe en un sismo de subducción intenso que se presente en el futuro.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Una de las principales preocupaciones en la práctica de la ingeniería estructural ha sido estimar, de una manera sencilla, la respuesta no lineal de las estructuras ante sismos intensos, ya sea tanto con fines de diseño original como de evaluación de estructuras existentes. Se presentó el concepto de espectros de demandas de ductilidad, el cual es una

variación del espectro no lineal de ductilidad (isoductilidades). En los espectros de isoductilidades, se relacionan las respuestas máximas (aceleración, velocidad y desplazamiento) de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una ductilidad fija, mientras que en los espectros de demandas de ductilidad se relacionan las demandas de ductilidad de desplazamiento de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isorresistencias.

El cálculo de espectros de demandas de ductilidad puede ser de gran utilidad para la revisión de estructuras existentes ante sismos, puesto que la capacidad de la estructura puede determinarse por distintos medios (análisis al límite, análisis estáticos no lineales, capacidades mínimas asociadas a un reglamento, etc.), y el periodo de la estructura puede obtenerse por medio de pruebas de vibración ambiental, vibración forzada, modelos estructurales detallados o, en su defecto, utilizando modelos estructurales más simplificados que los que se utilizan para fines de diseño estructural, como se ha ilustrado en el presente trabajo con diferentes ejemplos.

Una vez definida la capacidad sismo-resistente última de la estructura y su periodo fundamental, se pueden definir las demandas de ductilidad que ésta debe ser capaz de desarrollar para comportarse satisfactoriamente. Este procedimiento resulta más sencillo y más rápido de ejecutar que el método tradicionalmente utilizado en la evaluación sísmica de estructuras existentes e involucra conceptos de capacidad de una manera congruente. Además, se pueden valorar las incertidumbres en la estimación de la resistencia, del periodo (masas y/o rigideces) de la estructura y de su comportamiento histerético global de una manera más sencilla. El procedimiento se ha ilustrado con cuatro estructuras que han sido previamente evaluadas por el autor utilizando otros métodos de análisis no lineal más rigurosos o utilizando este procedimiento exclusivamente, con la finalidad de que se observen sus bondades y sus limitaciones.

Los estudios aquí presentados permiten concluir que los espectros de demandas de ductilidad son útiles para obtener una idea aproximada de la respuesta no lineal (demandas de ductilidad y de desplazamiento) que podemos esperar de sistemas estructurales donde conocemos aproximadamente su resistencia ante carga lateral y periodo natural (o intervalo de periodos), el material con que está hecha, así como las características de ductilidad que el detallado de los elementos de la estructura nos sugieran sobre su comportamiento global, y evaluar las implicaciones de las incertidumbres que tengamos con respecto a su resistencia y/o a las características de la respuesta histerética de la estructura. Sin embargo, estos espectros no permiten visualizar los detalles de la respuesta no lineal, los cuales en varias ocasiones pueden ser demasiado importantes, por lo que si nos basamos exclusivamente en estos espectros de demandas de ductilidad, podríamos no elegir la solución estructural más acertada.

Los espectros de demandas de ductilidad deben tomarse como una herramienta de apoyo que nos pueden guiar a buenas soluciones estructurales siempre y cuando la acompañemos de ingenio, capacidad, honestidad y ética, lo que nos permitirá decidir cuando debemos realizar análisis más detallados o cuando esto no resulta necesario, por ejemplo, cuando se detectan respuestas elásticas, las cuales pueden evaluarse con herramientas tradicionales, dependiendo de la complejidad de la estructura en estudio.

AGRADECIMIENTO

Todos estos estudios se realizaron en el Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barro Sierra, cuando el autor fungía como coordinador del área de estructuras. El M. en I. Luis Eduardo Pérez Rocha generó todos los acelerogramas sintéticos de sitio presentados en este trabajo. El Ing. Óscar de Buen proporcionó información valiosa sobre la reparación con macromarcos del edificio AE2. El Ing. Alejandro Vergara participó en la realización de los estudios detallados del edificio AE2. La configuración del edificio IR2 está basada en la de un edificio que el M. en C. Enrique Martínez Romero utilizó para un hotel en Manzanillo, en el cual cabe señalar que utilizó muros estructurales en la dirección esbelta. El diseño estructural del edificio Arco I corresponde a la empresa DYS del Ing. Alejandro Fierro Manly. El Dr. Ricardo González Alcorta y la M. en I. Consuelo Gómez Soberón participaron activamente en el desarrollo de los modelos tridimensionales del edificio Arco I, y el M. en C. Enrique del Valle Calderón proporcionó valiosas observaciones en el desarrollo de ese estudio. El Centro de Instrumentación y Registro Sísmico y el Dr. David Murià Vila condujeron las pruebas de vibración ambiental del edificio Arco I. El proyecto de reparación del complejo IMSS corresponde a la empresa EMRSA del M. en C. Enrique Martínez Romero. La M. en I. Consuelo Gómez Soberón, el Ing. Efraín Vargas Ortega y el Dr. Ricardo González Alcorta participaron activamente en los estudios detallados de investigación realizados para las estructuras originales y los proyectos de refuerzo de los edificios del complejo IMSS. El M. en I. Luis Eduardo Pérez Rocha y su equipo de investigación han conducido la gran mayoría de las interpretaciones de la respuesta instrumentada de los edificios del complejo IMSS. Finalmente, se agradecen los comentarios y valiosas sugerencias que hizo uno de los árbitros anónimos al texto original.

REFERENCIAS

- Avilés, J., M. Ordaz, L. E. Pérez Rocha y E. Reinoso (1995), "Determinación empírica de los espectros de sitio para el edificio sede del IMSS", *Reporte FJBS/CIS-95/10*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.
- CIRES (1994), "Informe de instalación del sistema acelerográfico de las oficinas centrales del IMSS", Centro de Investigación y Registro Sísmico, Fundación Javier Barros Sierra.

- “Identificación de propiedades dinámicas del edificio de 33 niveles del Centro Corporativo Bosques” (1996), *Reporte Interno*, Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- Kunnath, S. K., A. M. Reinhorn y Y. K. Park (1990), “Analytical modeling of inelastic seismic response of RC structures”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 4, abril, pp. 996-1017.
- Kwok, Y. H. y A. H-S. Ang (1987), “Seismic damage analysis and design of unreinforced masonry buildings”, *Structural Research Series No. 536*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, junio.
- Miranda, E. (1993a), “Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, mayo, pp. 1319-1338.
- Miranda, E. (1993b), “Site-dependent strength-reduction factors”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, diciembre, pp. 3503-3519.
- Miranda, E. (1995), “Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 50, mayo-agosto, pp. 15-30.
- Muriá, D. y R. González (1995), “Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 51, pp. 25-45.
- Muriá, D., L. Alcántara, R. Durán, M. A. Macías, S. Maldonado, L. E. Pérez, A. Tena y R. Vázquez (1997), “Capítulo 9: Edificios Instrumentados”, **El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995**, Arturo Tena Colunga, editor, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, primera edición, pp. 197-232, octubre.
- NTCC-96 (1996) “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, marzo.
- NTCS-95 (1995) “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
- Newmark, N. M. y E. Rosenblueth (1971). **Fundamentals of earthquake engineering**, primera edición, Prentice Hall, Londres.
- Pérez, D. (1995), “Reestructuración de un edificio de mediana altura con dispositivos disipadores de energía”, *Tesis de Licenciatura*, Universidad La Salle, marzo.
- Pérez Rocha, L. E., J. Avilés, M. Ordaz y M. Zárate (1995a), “Análisis de las aceleraciones registradas en el edificio sede del IMSS durante el sismo del 14 de septiembre de 1995”, *Reporte FJBS/CIS-95/15*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.

- Pérez Rocha, L. E., J. Avilés y M. Ordaz (1995b), "Análisis de las aceleraciones registradas en el edificio sede del IMSS durante el sismo del 9 de octubre de 1995", *Reporte FJBS/CIS-95/17*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.
- Pérez Rocha, L. E., J. Avilés y M. Ordaz (1995c), "Incorporación de los registros de los sismos del 14 de septiembre y 9 de octubre de 1995 en la determinación de funciones de transferencia empíricas y revisión de los criterios para construir los espectros de diseño", *Reporte FJBS/CIS-95/18*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.
- Pérez Rocha, L. E. y M. Ordaz (1996), "Determinación del coeficiente sísmico de diseño para factores de comportamiento sísmico $Q = 1.5, 2$ y 4 , considerando varios niveles de amortiguamiento estructural", *Reporte FJBS/CIS-96/01*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra.
- Pérez Rocha, L. E., J. Avilés y A. Tena (1997), "Identificación de los efectos de elementos ADAS en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol. II, pp. 1152-1161, noviembre.
- Pérez Rocha, L. E. (1998), "Respuesta sísmica estructural, efectos de sitio e interacción suelo-estructura", *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- RCDF-93 (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial de la Federación*, agosto.
- Reinoso, E., R. González y A. G. Romero (1996), "Análisis de los registros sísmicos e identificación de sistemas de un edificio en el centro de la Ciudad de México", *Memorias, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán, Vol. I, pp. 347-356, noviembre.
- Riddell, R. y N. M. Newmark (1979), "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes", *Structural Research Series No. 468*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Riddell, R., P. Hidalgo y E. Cruz (1989), "Response modification factors for earthquake resistant design of short period structures", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 3, pp. 571-590, agosto.
- Rodríguez, M. y J. C. Botero (1994), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México", *Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, México, Vol. I, pp. 302-311.

- Rosenblueth, E., M. Ordaz, F. J. Sánchez-Sesma y S. K. Singh (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985. Design spectra for Mexico's Federal District". *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291. febrero.
- Saiidi, M. y M. A. Sozen (1979), "Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete", *Structural Research Series No. 465*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, agosto.
- Tena, A., C. Gómez y E. Vargas (1993), "Evaluación sísmica de dos edificios de concreto reforzado reestructurados con dispositivos disipadores de energía tipo ADAS". *Memorias, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, Vol. I, pp. 818-825. noviembre.
- Tena, A., C. Gómez, E. Vargas y R. González (1994), "Evaluación sísmica de la reestructuración del complejo de oficinas centrales del IMSS con disipadores de energía tipo ADAS", *Reporte FJBS/CIS-94/03*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, febrero.
- Tena, A., C. Gómez, E. del Valle, M. Basurto, G. Casillas y A. Muñoz (1995a), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de estructuras irregulares", *Reporte FJBS/CIS-95/08*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra. noviembre.
- Tena, A., C. Gómez y E. Vargas (1995b), "Evaluación de la seguridad de los edificios de oficinas centrales del IMSS en sus condiciones de reforzamiento a diciembre de 1994", *Reporte Especial FJBS/CIS-95/01*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, febrero.
- Tena, A., E. del Valle, C. Gómez, M. Basurto, G. Casillas y C. Cheja (1996a), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico para diseño por sismo de estructuras irregulares", *Reporte FJBS/CIS-96/08*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- Tena, A., R. González, E. del Valle y C. Gómez (1996b), "Evaluación sísmica del proyecto estructural del edificio Marco I del Centro Corporativo Bosques", *Reporte FJBS/CIS-96/15*, Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- Tena, A. (1997), "Espectros inelásticos de demandas de ductilidad para la evaluación de estructuras existentes ante sismos", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol. I, pp. 671-682. noviembre.
- Tena-Colunga, A. y A. Vergara (1997), "Comparative study on the seismic retrofit of a mid-rise steel building: steel bracing vs energy dissipation". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 26, No. 6, pp. 637-645.

- Tena, A. y R. González (1998), "Centro Corporativo Bosques, Edificio Arco I, evaluación sísmica", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México, No. 354, pp. 34-47, octubre.
- Tomazevic, M. y M. Lutman (1996), "Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 9, pp. 1048-1054, septiembre.
- Vergara, A. (1995), "Estudio comparativo sobre la reestructuración sísmica de un edificio de acero utilizando macromarcos o dispositivos disipadores ADAS", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mayo.