

REQUISITOS DE CONTROL DE DISTORSIONES, DUCTILIDAD, RESISTENCIA E IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN LAS NORMAS DE DISEÑO SÍSMICO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Mario E. Rodríguez ⁽¹⁾

RESUMEN

Este trabajo revisa algunos requisitos de Normas de diseño sísmico en las últimas décadas en la Ciudad de México, desde 1957 hasta la fecha, agrupándolos, antes y después del terremoto de 1985. Los temas considerados son control de distorsiones, ductilidad, resistencia e irregularidad estructural. En algunos casos, los requisitos que se comentan se comparan con aquellos especificados en normas de los Estados Unidos. Se estudian los temas de control de distorsiones, ductilidad y resistencia lateral, de acuerdo con la práctica actual, para lo cual se emplean procedimientos sencillos para el análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado que responden a un registro típico de suelo blando en la Ciudad de México. Estas estructuras son a base de marcos, y a base de muros estructurales, considerando los casos de estructuras de ductilidad baja y alta. Los resultados encontrados para los casos estudiados indica que la práctica común en México de diseñar sólo considerando el factor de comportamiento sísmico, Q , igual a $=2$, debe cambiar, y que es preferible el diseño de estructuras de ductilidad alta. Por último, se hacen sugerencias para actualizar algunos requisitos de la Norma actual.

Palabras clave: Normas de diseño sísmico; control de distorsiones; ductilidad; resistencia; irregularidad estructural

REQUIREMENTS FOR DISTORTION CONTROL, DUCTILITY, STRENGTH AND STRUCTURAL IRREGULARITY IN THE SEISMIC DESIGN STANDARDS OF MEXICO CITY

ABSTRACT

This work reviews some seismic design standards requirements in recent decades in Mexico City, from 1957 to date, grouping them before and after the 1985 earthquake. The topics considered are distortion control, ductility, resistance, and structural irregularity. In some cases, the requirements discussed are compared to those specified in some United States standards. The topics of distortion control, ductility, and lateral resistance are studied following current practice. Simple procedures are used for the nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete structures that respond to a typical record of soft soil in Mexico City. These structures are based on frames and structural walls, considering the cases of low and high-ductility structures. The results found for the cases studied indicate that the common practice in Mexico of designing only considering the seismic behavior

Artículo recibido el 13 de junio de 2024 y aprobado para su publicación el 10 de marzo de 2025. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán CP 0450, Ciudad de México, mrod@unam.mx

factor $Q=2$ must change and that the design of high-ductility structures is preferable. Finally, suggestions are made to update some requirements of the current Standard.

Keywords: Seismic design standards; drift control; ductility; strength; structural irregularity

INTRODUCCIÓN

Este artículo hace una reseña histórica de algunos requisitos de las Normas de Diseño Sísmico de la Ciudad de México desde 1957 hasta la fecha, agrupándolos, antes y después del terremoto de 1985. Se profundiza en la evolución de los conceptos de ductilidad y resistencia, de control de distorsiones y de irregularidad estructural. Cuando este trabajo se refiera a distorsión, ésta es la distorsión de entrepiso. La Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo 2023 (NTCS 2023) para la Ciudad de México la define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo limitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondientes.

En algunos casos, los requisitos que se comentan se comparan con aquellos especificados en algunas normas de los Estados Unidos. Por último, se hacen sugerencias para actualizar algunos requisitos de la Norma actual.

REVISION DE DISTORSIONES EN EL DISEÑO SISMICO

Normas en la Ciudad de México antes del terremoto del 19 de septiembre de 1985

Las Normas de Emergencia de 1957 para la Ciudad de México (NE 1957) tomó en cuenta observaciones del comportamiento de edificios en el sismo de 1957 en la Ciudad de México (Rosenblueth y Esteva, 1962). Para la revisión de desplazamientos laterales estas normas especificaban el límite de distorsión de 0.002, excepto para construcciones en la zona de Lomas. Para el diseño sismorresistente esta Norma empleaba el concepto de esfuerzos permisibles, y el análisis sísmico se hacía empleando secciones brutas.

Para el diseño sismorresistente, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1966 (RCDF 1966), como las NE 1957, tomó en cuenta observaciones del comportamiento de edificios en el sismo de 1957 en la Ciudad de México (Rosenblueth y Esteva, 1962). Es de interés ubicar estas Normas en el estado del arte del diseño sismorresistente en los Estados Unidos en los años 50s y 60s. Para información sobre este periodo, se remite el lector a Binder y Wheeler (1960), quienes describen las hipótesis empleadas para la elaboración de la normativa de diseño sismorresistente “*Recommended Lateral Force Provisions*” de 1959, preparada por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC, por sus siglas en inglés. El Apéndice A de Binder y Wheeler (1960) reproduce la referida normativa de la SEAOC de 1959. El *Uniform Building Code* de 1961 (UBC, 1961) en los Estados Unidos, empleó esta normativa en su sección 2314 “*Earthquake Regulations*”.

El procedimiento de revisión de distorsiones del RCDF 1966 empleaba el criterio de definir dos escenarios para esta revisión, para estructuras del grupo A y para las del grupo B. Para los casos de construcciones del grupo A (hospitales, escuelas, estaciones de bomberos, etc, Artículo 238 del RCDF 1966), y cuando los elementos no estructurales se construían separados de la estructura, los límites de distorsiones eran 0.003 y 0.004 para las llamadas zonas de alta y baja compresibilidad, respectivamente.

Para el grupo A el límite de distorsiones era 0.002 en los casos de elementos no estructurales no separados de la estructura.

Para los casos de construcciones del llamado grupo B (por ejemplo, hoteles, edificios de departamentos, viviendas, etc, Artículo 238 del RCDF 1966), el RCDF 1966 no especificaba algún límite de distorsiones. Este caso era congruente con las Normas “*Recommended Lateral Force Provisions*” de la SEAOC 1959 y UBC 1961. El estado del arte sobre el diseño sísmico en Estados Unidos en esta época consideraba que las distorsiones en edificios eran de importancia solo en el caso de diseño por viento, y que, si se controlaban distorsiones por viento, no era necesario alguna revisión de distorsiones por sismo, Binder y Wheeler (1960). Por esta razón, el inciso (f) de la sección 2314 del UBC 1961 estipulaba “Los desplazamientos laterales de un nivel respecto al nivel adyacente se deben considerar de acuerdo con una práctica de ingeniería aceptable”, sin definir esta práctica. Es de interés un comentario de Blume et al. (1961) sobre el tema de revisión de distorsiones en el diseño sismorresistente, particularmente porque estos autores impactaron en el estado del arte del diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado en el periodo que se está haciendo referencia. Este comentario, en un ejemplo del diseño sísmico de un edificio, en la página 200 de Blume et al. (1961), también citado por Sozen (2003), se lee “...los desplazamientos laterales raramente son críticos en edificios de varios niveles de concreto reforzado”, lo que muestra que, a principios de los 60s, la revisión de desplazamientos laterales no era considerado un tema de interés en el diseño sismorresistente. Esta revisión del estado del arte en México sobre el tema de revisión de desplazamientos laterales en el diseño sismorresistente en los años 50s y 60, muestra que la normativa mexicana fue pionera al considerar este tema antes que en los Estados Unidos.

El RCDF 1966 empleaba también el concepto de esfuerzos permisibles en el diseño sismorresistente, y el análisis se hacía empleando secciones brutas; sin embargo, esta Norma introdujo por primera vez la alternativa, no obligatoria, de diseño por resistencia última, llamada Diseño Plástico en esta Normativa.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (RCDF 1976), en el procedimiento de revisión de desplazamiento laterales en estructuras especificaba, en el caso “donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de esta”, la distorsión de entrepiso límite era 0.016. Para los casos diferentes al mencionado, este límite era 0.008. El límite de distorsión empleado generalmente por ingenieros en la época de aplicación del RCDF 1976 para el diseño sismorresistente era 0.016, en muchos casos sin mostrar en planos detalles específicos de separación de elementos no estructurales de la estructura. Además, los ingenieros empleaban las secciones brutas para el análisis de las estructuras debido a que la Norma no especificaba momentos de inercia efectivos, los que intentan tomar en cuenta la pérdida de la rigidez de los elementos causada por el agrietamiento y deslizamiento relativo entre el concreto y las barras de refuerzo. Los momentos de inercia efectivos recién fueron introducidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017 (NTCC, 2017).

Normas en la Ciudad de México después del terremoto del 19 de septiembre de 1985

La observación del comportamiento de estructuras durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, así como el análisis de espectros de respuesta calculados con aceleraciones del terreno registradas en este evento sísmico, llevó a cambios importantes en la Norma respecto a las existentes antes de este terremoto. El RCDF 1987 especificaba valores límites de distorsiones, todas ellas menores que las especificadas en el RCDF 1976. Para los casos de muros de mampostería separados de la estructura principal el límite de distorsión era 0.012, y para otros casos este límite era 0.006. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (RCDF 1987) especificaba valores de resistencias laterales requeridas mayores que las especificadas en la Norma RCDF 1976, lo que se elabora más adelante.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004 (RCDF 2004), en sus Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS 2004) especificaba valores de resistencias laterales requeridas comparables a los del RCDF 1987, así como especificaba los mismos límites de distorsión que los del RCDF 1987; sin embargo, introdujo un nuevo requisito de diseño, éste era para los casos de edificios con sistemas de losa plana y columna, para los cuales la distorsión límite especificada era 0.006.

Las Normas Técnicas Complementarias por Sismo de 2017 (NTCS 2017) incorporó cambios relevantes en los procedimientos de diseño sismorresistente respecto a las Normas anteriores. Uno de los más importantes cambios fue el empleo obligatorio de espectros de diseño sísmico denominados “transparentes”, término que identifica la característica que estos espectros no tienen algún tipo de reducción, como fue el caso de los espectros de diseño empleados en normativas anteriores a la de 2017 (excepto el caso del Apéndice A de las NTCS 2004, que, sí empleaba espectros transparentes, aun cuando en su época generalmente no se empleaban por ser un procedimiento optativo). En las Normas anteriores a la de 2017, los espectros empleados no eran transparentes, porque estaban divididos por el factor de sobrerresistencia, R , lo que implica que los límites de distorsiones especificadas en las normativas mencionadas en el periodo 1976 a 2004 en realidad también están divididas por el factor R (Rodríguez y Restrepo, 2012). Esto implica que las distorsiones en estas normativas se deben multiplicar por el factor R para compararlas con las distorsiones límites de normativas existentes a partir de 2017. Otro cambio importante en 2017, respecto a Normas anteriores, fue el de especificar por primera vez para el análisis sísmico lineal, momentos de inercia efectivos.

Las distorsiones límites de las NTCS 2017 especificaban dos revisiones: i) Cumplimiento del llamado requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, y ii) Cumplimiento del estado límite de seguridad contra el colapso. Para la primera revisión ante sismos frecuentes, los valores de las distorsiones límites dependían de la participación de muros de mampostería divisorios, si éstos estaban separados de la estructura principal, el límite de distorsión era 0.004, y para otros casos este límite era 0.002. En el caso de revisión contra el colapso, en las NTCS 2017 las distorsiones límites dependían del tipo de estructura, material, y de los valores de Q , y estaban especificados en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3. A diferencia de Normas anteriores, en las NTCS 2017 para la revisión de distorsiones en el estado límite de seguridad contra el colapso, ya no se consideran los muros divisorios, lo cual es congruente con el escenario esperado en el cual para el sismo base de diseño y para este estado límite, ya no participan los muros divisorios.

Más adelante se comparan las distorsiones límites de las diferentes normativas que se comentan en este trabajo. En esta comparativa, para las NTCS 2017 se considera el caso de estructuras de concreto a base de marcos con ductilidad baja, para el cual la distorsión límite especificada en la Norma era 0.015 (Tabla 4.2.1).

Las Normas Técnicas Complementarias por Sismo de 2023 (NTCS 2023), introduce cambios respecto a la normativa de 2017. Las NTCS 2023 definen tres intensidades sísmicas de diseño, Frecuente, Base de Diseño, e Infrecuente, para los cuales se especifican distorsiones límites correspondientes a cuatro niveles de desempeño. Estos son Limitación de Daño no Estructural, Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de vida (SV) y Prevención de Colapso (PC), este último es un caso especial ya que debe cumplir los requisitos del Capítulo 14, Evaluación basada en Desempeño.

El nivel de desempeño de Limitación de Daño no Estructural se relaciona con una intensidad sísmica de un sismo frecuente, y este nivel sólo lo deben cumplir las estructuras ordinarias, del grupo B. Las ordenadas espectrales para este nivel corresponden a un espectro elástico con ordenadas menores que las correspondientes al sismo base de diseño. Las distorsiones límites para este nivel de desempeño son iguales a 0.002 o 0.004, dependiendo de si los muros divisorios están ligados o no a la estructura, respectivamente.

El sismo base de diseño se emplea para el cómputo de las distorsiones en la estructura correspondientes al nivel de desempeño OI, y lo deben cumplir solo las estructuras del grupo A, con la condición $Q=1$. Para el nivel OI las distorsiones límites, γ_{OI} , se definen en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 de las NTCS 2023. Por ejemplo, para estructuras de concreto a base de sistema dual o de muros estructurales de concreto, el valor de γ_{OI} es 0.005.

Las estructuras del grupo B, además de cumplir el nivel de desempeño de Limitación de Daño no Estructural, también deben cumplir el nivel de desempeño SV, para lo cual las demandas se calculan con el sismo base de diseño, y las distorsiones límites correspondientes, γ_{SV} , se definen en las tablas 4.3.1, 4.3.2, 4.3.3 y 4.3.4 de las NTCS 2023, que dependen de los valores del factor de comportamiento Q adoptado para la estructura. Este caso de las estructuras grupo B para el nivel SV se emplea en la comparativa de distorsiones límites de las normativas de diseño sismorresistente que se muestra más adelante en este trabajo, y se emplea el valor $\gamma_{SV} = 0.015$, el cual de acuerdo con las NTCS 2023 corresponde al caso de marcos de ductilidad baja, diseñados con $Q=2$, que es el caso más empleado en México en el diseño sismorresistente.

Existen otros objetivos de diseño en las NTCS 2023, como es el de Seguridad de Vida, nivel que las estructuras del grupo A lo deben cumplir, para lo cual se emplea una demanda sísmica de diseño infrecuente, de intensidad mayor que la del sismo base de diseño. Las distorsiones límites para estas estructuras, son las ya comentadas para estructuras del grupo B, es decir son las distorsiones límites para este grupo correspondientes al nivel de desempeño SV.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 2023 (NTCC 2023), para el análisis lineal especifican valores de momentos de inercia efectivos comparables a los especificados en el ACI 318-19 (ACI 318, 2019).

Comentarios a las distorsiones límites especificadas por Normas

Esta sección compara los valores de las distorsiones límites especificadas por diferentes Normas en la Ciudad de México en las últimas décadas. Para ello se debe considerar el comentario anterior respecto a las características de los espectros que no son transparentes, como son los casos de las normativas anteriores a 2017. En estos casos las distorsiones límites especificadas por estas normativas se deben multiplicar por el factor de sobrerresistencia R , valor que en este trabajo de manera aproximada se considera igual a 2. Además, para la referida comparativa, los casos considerados de las normativas anteriores a 2017 son aquellos donde los muros divisorios se consideran desligados de la estructura. Las normas a partir de 2017, para definir la distorsión límite para edificios del grupo B para el nivel de desempeño SV, ya no emplean esta característica de participación de estos muros.

Esta comparativa no pretende ser rigurosa, las Normas que se revisan cubren un periodo de casi siete décadas, en el cual los procedimientos de análisis lineal han variado desde procedimientos manuales en los 50s (Rosenblueth y Esteve, 1962), métodos de relajación en 2D empleados en los 70s y 80s, análisis matricial en 2D empleados en la década de los 80s, hasta la actualidad en la que se emplean computadoras modernas y programas de cómputo bastante elaborados. Otro cambio relevante en los últimos años ha sido el que a partir de las NTCC 2017 (NTCC, 2017), las Normas especifican momentos de inercia efectivos, con valores menores que los anteriormente empleados basados en secciones brutas, lo que se toma en cuenta en lo que sigue, en las comparativas de distorsiones límites especificadas por Normas.

La Tabla 1 muestra los valores considerados en una primera comparativa de distorsiones límites de las normativas que se estudian, estos valores corresponden tanto a los casos de espectros que no son transparentes, como a los casos de los espectros transparentes (definidos en la sección anterior: Normas en la Ciudad de México después del terremoto del 19 de septiembre de 1985). En esta primera comparativa,

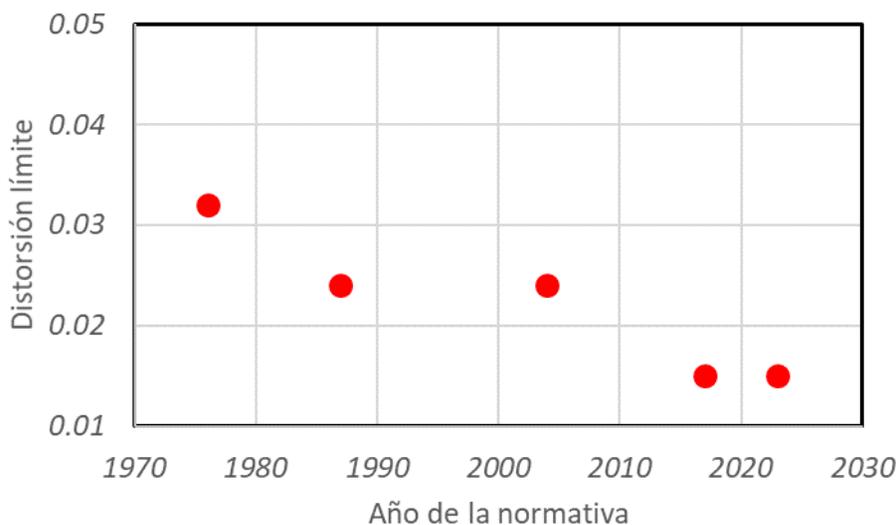
para Normas anteriores a 2017 se considera la práctica del cómputo de rigideces laterales empleando secciones brutas.

Tabla 1. Distorsiones límites especificadas por normas de construcción de 1976, 1987, 2004, 2017 y 2023

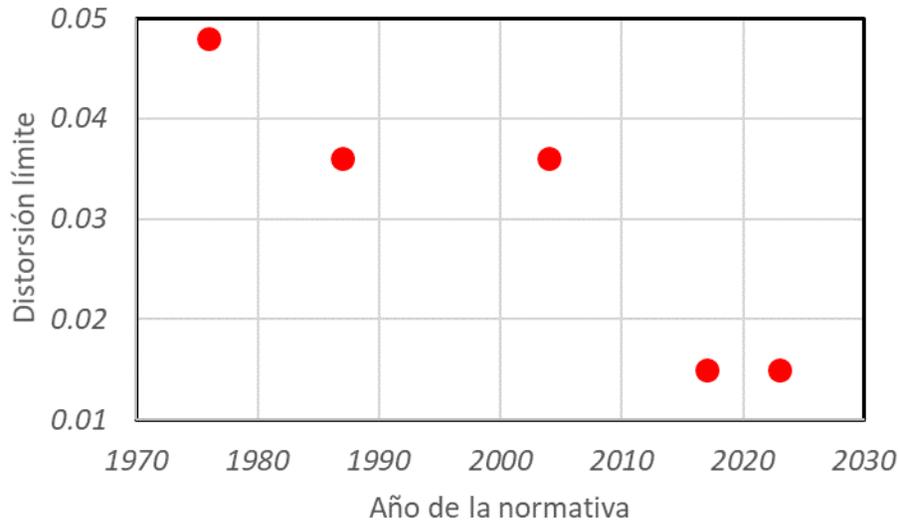
Condición espectros no transparentes			Condición espectros transparentes				
1976	1987	2004	1976	1987	2004	2017	2023
0.016	0.012	0.012	0.032	0.024	0.024	0.015	0.015

La Fig. 1(a) muestra la variación en el tiempo de las distorsiones límites de estas normativas, misma que resume la Tabla 1. Estos resultados indican que en los 70s se permitía estructuras bastante flexibles, lo que empezó a cambiar después del terremoto del 19 de septiembre de 1985, en las normativas de 1987 y 2004, en las cuales las distorsiones límites fueron iguales a 75% de las especificadas en 1976, y se redujeron aún más a partir de 2017, con valores menores que el 50% de los especificados en 1976.

Los cambios en el tiempo de las distorsiones límites especificadas por las Normas son más significativos si se consideran algunas características de la práctica del análisis estructural en el periodo que se revisan estas Normas. Esto se toma en cuenta en una segunda comparativa de distorsiones, en la que se reconoce que requisitos de empleo de momentos de inercia efectivos en estructuras de concreto aparecen por primera vez en las NTCC 2017. En esta segunda comparativa se emplea la hipótesis que, para los casos de las Normas anteriores a las de 2017, las rigideces laterales en el análisis de estructuras estaban sobrestimadas considerando secciones brutas, y que un criterio simplista para estimar la rigidez lateral probable tomando en cuenta momentos de inercia efectivos es el considerar una rigidez lateral del orden de 2/3 la rigidez lateral considerando secciones brutas. Esto es, al considerar la mencionada rigidez lateral efectiva, las distorsiones límites serían 50% mayores que las mostradas en la Fig. 1(a). Este caso se muestra de manera gráfica en la Fig. 1(b), en la que se aprecia que, para los casos analizados, los valores de distorsiones límites especificados a partir de 2017 son del orden de al menos la tercera parte de los valores especificados en los 70s.



(a). Para Normas anteriores a 2017 se consideran rigideces laterales empleando secciones brutas



(b) Para Normas anteriores a 2017 se consideran rigideces laterales efectivas

Figura 1. Variación en el tiempo de las distorsiones límites especificadas por Normas en la Ciudad de México

Considerando que las distorsiones límites especificadas a partir de 2017 son bastante menores que las anteriores, que las fuerzas sísmicas de diseño de las normativas a partir de 2017, especialmente en la zona del Lago, son bastante mayores que las especificadas en 1976, y que se consideren rigideces efectivas en el análisis, es de esperar que a partir de 2017 los diseños lleven a estructuras bastante más rígidas que las de los 70s, en su mayor parte con estructuraciones a base de sistemas con muros de concreto, en el caso de estructuras de concreto reforzado, o con contraventeos de acero en el caso de estructuras de acero.

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL DISEÑO SISMICO

El concepto de ductilidad es bastante empleado en las Normas de diseño sismorresistente. Para una estructura que posea cierta capacidad de deformarse más allá del intervalo de respuesta elástica, es decir, que posea ductilidad, las Normas especifican resistencias laterales de diseño menores que las calculadas para pretender una respuesta lineal de la estructura bajo el mismo espectro de diseño. En México, esta reducción se le asocia con el llamado en el RCDF 1976 factor de reducción por ductilidad, Q , y posteriormente denominado factor de comportamiento sísmico. De acuerdo con los comentarios de la sección 4.2 de las NTCS 2023, este factor “cuantifica la capacidad de deformación lateral de sistemas estructurales de concreto reforzado, acero, mampostería y madera”.

Antes del terremoto de 1985, las Normas empleaban el término coeficiente sísmico, y especificaban sus valores. El RCDF 1976 lo definía como “el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel”. En los casos de las NE 1957 y RCDF 1966, esta definición de coeficiente sísmico no sería aplicable, por estar implícitamente divididos por el factor de ductilidad, como se comenta en detalle más adelante. Los casos de estas Normas, antes de 1985, corresponden al caso de espectros no transparentes. Este artículo también comenta valores de los coeficientes para el diseño sísmico empleando espectros transparentes, correspondientes a las Normas de 2017 y 2023, en estos casos estos valores corresponden a las ordenadas espectrales especificadas. Además, el trabajo emplea el término coeficientes sísmico de diseño, que se define como el valor del

coeficiente sísmico especificado por espectros no transparentes o transparentes, divididos por algún factor, y por el factor de ductilidad y sobrerresistencia, respectivamente.

El concepto de ductilidad ha ido evolucionando con el tiempo. En los inicios de los 50s, se introdujo el concepto de “índice de ductilidad de una estructura” Newmark (1951), definido en términos actuales, como el desplazamiento de fluencia de la estructura. En México, en los 50s, se llevaron a cabo estudios de “estructuras dúctiles”, analizando la respuesta inelástica de una estructura de un grado de libertad ante un modelo sencillo de excitación sísmica (Rodríguez C., 1956). A fines de los 50, en general, no se empleaba el término ductilidad, algunos autores consideraban que principalmente el amortiguamiento en la estructura era responsable de la capacidad de deformación de ésta (Penzien, 1960), o se empleaba el término “capacidad de deformación plástica” (Clough, 1960). La Norma sismorresistente SEAOC 1959 (SEAOC 1959), que posteriormente se incorpora en el UBC 1961 (UBC 1961), y que se reproduce en el Apéndice A de Binder y Wheeler (1960), reconoce en su sección “j”, que los edificios altos, de más de 13 niveles, debían tener ductilidad, es decir aparece por primera vez este término en una normativa de diseño sismorresistente. Se especificaba en esta Norma que esta condición de ductilidad solo era posible en edificios a base de marcos de acero, lo que llevó a que la Portland Cement Association (PCA) en los Estados Unidos empiece, a principios de los 60, estudios experimentales en estructuras de concreto, en los que se esperaba factores de ductilidad del orden de 4 a 6 (Clough, 1966). Es de interés, como se comenta más adelante, que estos valores fueron empleados por el RCDF 1976 para los factores de ductilidad Q en el diseño sísmico de estructuras de concreto o de acero.

Normativas en la Ciudad de México antes del terremoto del 19 de septiembre de 1985

Las NE 1957 para la Ciudad de México especificaban para el análisis estático coeficientes para el diseño sísmico considerando tres zonas en la Ciudad de México, Zonas del Lago, Transición, y Lomas, la clasificación de edificios según su uso, y una clasificación de tres clases de edificios dependiendo de las características estructurales. Una de estas clases, Clase 1, por ejemplo, estructuras a base de marcos, y otra, Clase 2, estructuras a base de muros estructurales o con contraventeos. Estos coeficientes no dependían de los periodos de la estructura. El coeficiente para el diseño sísmico especificado por las NE 1957 para edificios ordinarios (Grupo B) en la zona del Lago, y Clase 1, era igual a 0.07. Para este caso, el RCDF 1966 especificó, para el análisis estático de los edificios, el coeficiente para el diseño sísmico igual a 0.06, independiente también del valor del periodo de la estructura. Esta Norma introdujo por primera vez en México el método de Análisis Dinámico, especificando un espectro de diseño. Para la zona del Lago y edificios ordinarios, la ordenada de este espectro para periodos de la estructura, T , entre 1.0 s y 2.5 s, era igual a 0.06, con valores menores que 0.06 para periodos fuera del intervalo de T entre 1.0 s y 2.5 s. Estas normativas aún no consideraban la ductilidad de manera explícita.

El RCDF 1976 (RCDF 1976) introdujo por primera vez en la normativa en México el concepto de reducción del espectro elástico en función del factor de reducción Q' , que era función del factor de comportamiento sísmico Q , el cual variaba entre 1.0 y 6.0. Para el cómputo de las fuerzas sísmicas de diseño, las ordenadas del espectro sin reducir se debían dividir por Q' , el cual en Normas anteriores a 2017 era igual a Q cuando el periodo fundamental de la estructura, T , era mayor que T_a , valor del periodo del espectro donde las ordenadas espectrales de aceleraciones empiezan a ser constantes. Para periodos fundamentales menores que T_a , Q' variaba linealmente hasta alcanzar el valor 1 para $T=0$. En la NTCS 2017, la definición de Q' se modificó, y en la zona de valores del periodo estructural T entre los periodos del suelo T_a y T_b , además de ser función de Q , pasó a ser función del factor β relacionado con amortiguamiento, y del factor k dependiente de las características del suelo. En las NTCS 2023, en la referida zona del periodo estructural T , Q' dejó de ser dependiente del factor β . Esta nueva definición de Q' lleva a que en la Zona del Lago el factor Q' puede ser mayor que Q . Por ejemplo, para el caso $k=0.45$ y $Q=2$, el valor de Q' en la meseta espectral es 2.5.

Como se ha comentado, sin que el RCDF 1976 lo muestre de manera explícita, y en otras Normas antes de 2017, el llamado coeficiente sísmico sin reducir por ductilidad de estas Normas, en realidad estaba dividido por el factor de sobrerresistencia. En Normas anteriores a 1985, para el caso de estructuras del Grupo B en la zona de Lago, y a base de marcos, el coeficiente sísmico sin reducir por ductilidad especificado en la meseta espectral era 0.24. Para estructuras del Grupo A se debía incrementar el coeficiente sísmico en treinta por ciento. De acuerdo con Rosenblueth y Meli (1986) los coeficientes sísmicos especificados por el RCDF 1976 tenían el objetivo de no cambiar el diseño de las normativas anteriores al RCDF 1976. Estos autores dan un ejemplo que ilustra cómo consideraban de manera implícita la ductilidad de estructuras en las normativas de 1957 y 1966 mencionadas. Referente al diseño de estructuras ordinarias a base de marcos en la zona del Lago especificado por el RCDF 1976, Rosenblueth y Meli (1986) mencionan que los coeficientes sísmicos fueron calibrados de manera tal que para estructuras ordinarias sean comparables a los de versiones anteriores de la Norma, y afirman (no se hace la traducción para respetar el contenido original del comentario): “... ,for instance, common framed structures on the lake bed area were to be designed for a base shear coefficient of 0.24 divided by a ductility factor of 4, or 0.06 (compared to 0.007 in 1957).” Este comentario implica que los valores de coeficientes sísmicos mencionados de 0.07 y 0.06, para las normativas de 1957 y 1966, respectivamente, en realidad, de manera implícita se relacionan con el factor de reducción por ductilidad igual a 4. El tiempo transcurrido desde la publicación de estas Normas anteriores al terremoto de 1985, y los cambios en el estado del arte, indican que el referido valor de 4 habría estado bastante sobrestimado si se toma en cuenta el tipo de estructuras, por ejemplo, estructuras a base de losa plana, y el detallado estructural que se consideraban en la época que se comenta, con características del refuerzo transversal bastante menos rigurosas que las correspondientes al caso de factor de ductilidad de 6 del RCDF 1976. Esto se confirma con los cambios especificados por Normas a partir del RCDF 1987 que se comentan en lo siguiente.

Normativas en la Ciudad de México después del terremoto del 19 de septiembre de 1985

Con base en las observaciones de daños y colapsos en edificios en el terremoto del 19 de septiembre de 1985, así como en espectros de respuesta empleando aceleraciones del terreno registrados en este terremoto, el RCDF 1987 tuvo cambios importantes respecto a Normas anteriores, no solo en los coeficientes sísmicos sin reducir por ductilidad, c , sino también en los valores del factor de comportamiento sísmico Q . Para la zona del Lago y estructuras del grupo B el valor de c especificado para la meseta espectral fue 0.4. Para estructuras del Grupo A se debía incrementar el coeficiente sísmico en cincuenta por ciento. En lo referente al factor de comportamiento sísmico, se eliminó el caso $Q=6$ del RCDF 1976. Además, el RCDF 1987 especificaba el valor $Q=4$ para las llamadas estructuras dúctiles, las que de acuerdo a esta normativa eran estructuras que entre otras restricciones que debían cumplir, una era: “Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles”. También el RCDF 1987 especificaba valores de Q iguales a 3 y 2, los que se pueden relacionar con ductilidades intermedias y bajas.

El RCDF 2004 introdujo cambios en los espectros de diseño sísmico respecto a la normativa anterior en la Ciudad de México. La zona del Lago se dividió a su vez en cuatro zonas, por ejemplo, para la zona III_b, una de estas cuatro zonas, para los casos de estructuras del grupo B se especificaba en la zona de la meseta espectral el valor de c igual a 0.45. Para estructuras del Grupo A se debía incrementar el coeficiente sísmico en cincuenta por ciento. Los valores y características del factor Q fueron semejantes a las especificadas en el RCDF 1987.

Las NTCS 2017 introdujeron dos condiciones de diseño sísmico, una donde se debía cumplir el requisito de limitación de daño ante sismos frecuentes, y otra relacionada con el cumplimiento del llamado estado límite de seguridad contra el colapso, el cual se convirtió en la Norma NTCS 2023 en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida. Por primera vez en México, las NTCS 2017 introducen de manera

obligatoria el empleo de espectros transparentes. En esta Norma, para definir los valores de las fuerzas sísmicas de diseño, se emplea el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, ubicado en el sitio internet <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>. Este programa proporciona las características de los espectros de diseño sísmico transparentes, sin reducir, así como de los espectros reducidos por sobrerresistencia y ductilidad. Los valores de estos espectros corresponden al sismo base de diseño, y se emplean para estructuras del grupo B. En los casos de estructuras de los denominados Subgrupos A1 y A2, estos valores se debían multiplicar por 1.5 y 1.3, respectivamente. En el programa SASID, los valores de las ordenadas espectrales de diseño se encuentran con base en el empleo de las coordenadas, latitud y longitud, del predio en estudio. Esto es una diferencia importante respecto a los espectros de diseño de versiones anteriores a las NTCS 2017, en las cuales los valores de los coeficientes sísmicos tenían valores específicos para cada una de las zonas de la zonificación sísmica empleada.

Las NTCS 2023 también especifican el empleo del programa SASID para definir las fuerzas sísmicas correspondientes al sismo base de diseño. Es de interés comparar valores de los coeficientes sísmicos de diseño especificados por Normas anteriores y los valores que resultan del empleo del programa SASID. Para esta comparativa se considera la zona III_a, una de las cuatro zonas en las que el RCDF 2004 había dividido la zona del Lago, el valor de c especificado por esta Norma para esta zona en la meseta espectral era 0.4. Como la comparativa se hará con resultados de espectros transparentes, el referido valor de c se debe multiplicar por el factor de sobrerresistencia, R , el cual para los fines de esta comparativa se considera igual a 2, por tanto, para el RCDF 2004 en la condición de espectro transparente se obtiene $c = 0.4 \times 2 = 0.8$. Para un predio con ciertas coordenadas específicas ubicado en la zona que antes se denominaba III_a, el programa SASID obtiene para c el valor 1.0. Es claro que en una zona del Lago fuera de esta zona III_a, de acuerdo con el programa SASID, los valores de c en la meseta espectral deben ser diferentes, probablemente mayores. Por ejemplo, para un lugar de la zona del Lago, donde el periodo dominante del sitio, T_s , tiene un valor cercano a 2 s, el valor de c que se obtiene con el programa SASID es igual a 1.4.

Las NTCS 2023 también tienen otros cambios importantes respecto a Normas anteriores en la Ciudad de México. Uno de estos cambios es que para estructuras importantes ya no se emplean factores que amplifican las ordenadas espectrales de diseño sísmico correspondientes a las estructuras ordinarias, clasificadas anteriormente como grupo B. El criterio de diseño es bastante diferente a los empleados en Normas anteriores, ya que de acuerdo con las NTCS 2023 las estructuras del Grupo A deben cumplir el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para el sismo base de diseño, y además deben cumplir el nivel de desempeño de Seguridad de Vida para el sismo de intensidad infrecuente.

Comentarios a los cambios en la ductilidad y coeficientes sísmicos de diseño

Las columnas (1) a la (5) de la Tabla 2 muestra coeficientes sísmicos especificados por Normas en la Ciudad de México antes de 2017, las que empleaban espectros que no eran transparentes. Las columnas (1) y (2) de la Tabla 2 muestra los coeficientes sísmicos de diseño especificados por las Normas de Emergencia 1957 y RCDF 1966 para estructuras del grupo B. Las columnas (3) a la (5) de la Tabla 2 muestran los valores de las ordenadas espectrales, en la meseta espectral, especificadas por las Normas RCDF 1976, RCDF 1987, y RCDF 2004 para estructuras del grupo B, respectivamente, para los casos sin reducción por ductilidad, reducidos solo por sobrerresistencia. Las columnas (6) a la (12) de la Tabla 2 muestra los valores de las ordenadas de espectros elásticos de las Normas que se revisan considerados como transparentes. En los casos de las NE 1957 y RCDF 1966 estos valores se obtienen multiplicando los valores respectivos de las columnas (1) y (2) por el valor $Q=4$ (Rosenblueth y Meli, 1987), y por el valor $R=2$. Para las Normas RCDF 1976, RCDF 1987 y RCDF 2004, los valores de las columnas (8) a la (10), respectivamente, se obtienen multiplicando los valores respectivos de las columnas (3) a la (5) de la Tabla 2 por $R=2$. Los valores de las columnas (11) y (12) se obtienen directamente del programa SASID para el espectro base de diseño, y

corresponden a ordenadas espectrales, en la meseta espectral, para una ubicación en la zona del Lago donde el periodo dominante del terreno es cercano al valor 2s.

Tabla 2. Coeficientes sísmicos de espectros no transparentes* y transparentes** en la Ciudad de México. Zona de meseta espectral del espectro de diseño

Condición espectros no transparentes					Condición espectros elásticos transparentes							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1957	1966	1976	1987	2004 III _b	1957	1966	1976	1987	2004 III _b	2017	2023	
0.07	0.06	0.24	0.4	0.45	0.56	0.48	0.48	0.8	0.9	1.4	1.4	

* Coeficientes sísmicos especificados por Normas divididos por uno o dos factores.

** Coeficientes sísmicos especificados por Normas sin dividir por algún factor.

La Figura 2 muestra los valores de los coeficientes sísmicos de los espectros transparentes que lista la Tabla 2 en función del año correspondiente de la Norma respectiva. La Tabla 2 y Figura 2 muestran como han cambiado estos coeficientes sísmicos desde 1957 a 2023. Los resultados indican que los valores de las ordenadas de espectros transparentes en la zona de meseta espectral de las Normas a partir de 2017 han aumentado de manera considerable respecto a Normas anteriores al terremoto en la Ciudad de México en 1985. El aumento, en los casos mencionados que se consideran, es del orden de tres veces.

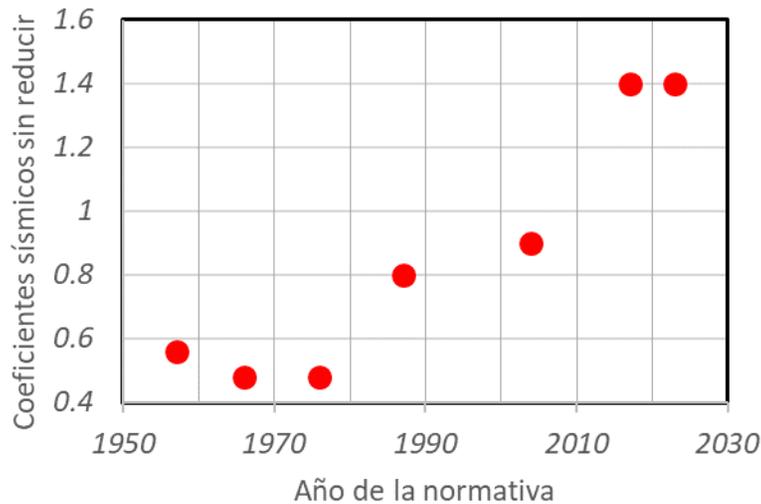


Figura 2. Variación en el tiempo de los coeficientes sísmicos en la zona de la meseta espectral para el diseño de estructuras del grupo B considerando espectros transparentes especificados por Normas en la Ciudad de México

Los cambios en las Normas a partir de 2017 respecto a los de Normas anteriores, como se muestra en lo que sigue, son aún más grandes si se comparan los coeficientes sísmicos de diseño especificados por las diferentes Normas. Estos coeficientes están relacionados directamente con las resistencias requeridas, que emplean los ingenieros para definir la cantidad, y detallado del refuerzo longitudinal y transversal en la estructura, así como las dimensiones requeridas en el caso de elementos de concreto reforzado. En el caso de estructuras de acero, estas resistencias requeridas se emplean para definir las secciones de elementos de acero y detalle de sus conexiones.

La Tabla 3 lista los valores de los coeficientes de diseño sísmicos de diseño que resultan de emplear los requisitos de las diferentes Normas. Los valores de las columnas (1) y (2) de la Tabla 3 corresponden a

los coeficientes sísmicos de diseño que directamente especifican las NE 1957 y RCDF 1966 para estructuras del grupo B. El valor de la columna (3) de la Tabla 3 se obtiene dividiendo el coeficiente sísmico sin reducir por ductilidad igual a 0.24 especificado por el RCDF 1976 para estructuras del grupo B, columna (3) de la Tabla 2, por el valor $Q=4$ empleado en la época de aplicación del RCDF 1976. Los valores de las columnas (4) y (5) de la Tabla 3, correspondientes a Normas antes de 2017, en las cuales en la meseta espectral se especificaba $Q'=Q$, se obtienen dividiendo los valores de los coeficientes sísmicos que lista las columnas (4) y (5) de la Tabla 2 entre el factor $Q'=Q=2$. Como se ha mencionado, este valor de Q es muy empleado en el diseño sismorresistente en México. Los valores de las columnas (6) y (7) de la Tabla 3, correspondientes a Normas a partir de 2017, son iguales a los valores de las ordenadas espectrales que lista las columnas (11) y (12) de la Tabla 2 divididos entre $Q'R=2.5 \times 2=5$.

Tabla 3. Coeficientes sísmicos de diseño* especificados por Normas de construcción de 1957, 1966, 1976, 1987, 2004, 2017 y 2023. Zona de meseta espectral del espectro de diseño

1	2	3	4	5	6	7
1957	1966	1976	1987	2004 III _b	2017	2023
0.07	0.06	0.06	0.2	0.225	0.28	0.28

*Valor del coeficiente sísmico especificado por Normas, sin dividir (1957 y 1966), dividido por $Q=4$ (1976), dividido por 2 (1987 y 2004), y dividido por $Q'R$ (2.5×2) (2017 y 2023).

Los valores de coeficientes sísmicos de diseño que lista la Tabla 3 se muestran en la Figura 3, en función del año de la Norma respectiva. Como se ha mencionado, estos coeficientes están relacionados con las resistencias requeridas. Esta figura muestra las diferencias importantes entre los coeficientes sísmico de diseño, en la zona de la meseta espectral, de las Normas antes de 1985 y las últimas de 2017 y 2023. Los valores que se obtienen con estas últimas normativas son alrededor de cinco veces las de antes de 1985. Un factor importante que lleva a esta diferencia es que en las normativas anteriores a 1985, para edificios a base de marcos se empleaba el valor $Q=4$ de manera explícita para el caso del RCDF 1976 y de manera implícita en las NE 1957 y RCDF 1966 (Rosenblueth y Meli, 1986). El valor $Q=4$ no se ve justificado en estas Normas anteriores a 1985, no sólo por los tipos de estructuras de la época, por ejemplo, las a base de losa plana, sino también por los detalles del refuerzo típicos empleados en la época. Para ser congruente con este escenario, el empleo de $Q=2$ antes de 1985, parece ser razonable, por lo que en esa época se debería haber empleado el coeficiente sísmico de diseño $c=0.24/2=0.12$. Este valor es el doble del valor 0.06 que se empleaba para la definición de fuerzas sísmicas de diseño en las Normas anteriores a 1985. Esto muestra la importancia de considerar de manera racional como las características de la estructura intervienen en la definición de las fuerzas sísmicas de diseño.

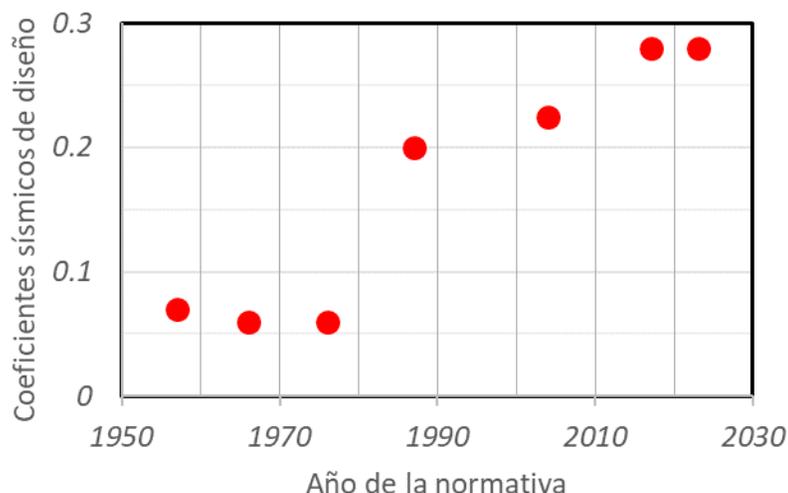


Figura 3. Variación en el tiempo de los coeficientes sísmicos de diseño en la zona de la meseta espectral para el diseño de estructuras del grupo B especificados por Normas en la Ciudad de México

REQUISITOS DE NORMAS PARA CONSIDERAR LA IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN EL DISEÑO SISMICO

En esta parte del trabajo se comenta cómo ha evolucionado la forma para definir los diferentes tipos de irregularidad estructural en las Normas de diseño sísmico de la Ciudad de México, y como estas Normas penalizaban las acciones de diseño antes de 2023. Las NTCS 2023 cambiaron el criterio de penalización por irregularidad, ya que éste se hace en general con las distorsiones límites, y en pocos casos, como en estructuras fuertemente irregulares en elevación, se penaliza el factor de reducción Q' .

Normativas en la Ciudad de México antes del terremoto del 19 de septiembre de 1985

Debido a los daños y colapsos observados en edificios en esquina en el terremoto de 1957 en la Ciudad de México, la NE 1957 por primera vez especificaron, con el nombre de excentricidad “accidental”, un incremento a la excentricidad torsional calculada, igual a cinco por ciento de la dimensión del piso perpendicular a la fuerza cortante. Este requisito fue incorporado en el SEAOC 1959 como una excentricidad mínima, no como una excentricidad adicional (Rosenblueth y Esteva, 1962; Blume et al., 1961). Además, las NE 1957 requerían el cómputo de las excentricidades torsionales en niveles diferentes del que se analiza. Este requisito fue eliminado en el RCDF 1966, el cual además especificó el empleo de la excentricidad más desfavorable que resulta de: i) La combinación de la excentricidad accidental y la correspondiente al empleo del coeficiente 1.5 a la torsión calculada estáticamente, para así considerar efectos dinámicos (Rosenblueth y Esteva, 1962), y ii) El valor calculado menos la excentricidad accidental.

Estos requisitos de la NE 1957 y RCDF 1966, referentes a efectos de torsión en edificios en terremotos, no son requisitos explícitos para considerar la irregularidad estructural, en este caso en planta; sin embargo, se pueden considerar como una herramienta de control, innovadora en su época, de la irregularidad estructural en planta.

El RCDF 1976 especificaba diversos requisitos para definir los valores del factor de ductilidad Q . Para el caso $Q=6$, esta Norma especificaba que la estructura debía cumplir, entre otros requisitos, uno relacionado con la revisión de la regularidad estructural, y era: “El mínimo cociente de la capacidad

resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más del 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos”. Sin embargo, este caso $Q=6$ nunca fue empleado en la práctica, por considerarse que se debían cumplir requisitos muy rigurosos para su uso (Rosenblueth y Meli, 1986), pero es el primer intento de una Norma en México de considerar la regularidad estructural en el valor de las fuerzas sísmicas de diseño de estructuras. Como se comenta más adelante, este procedimiento para considerar la regularidad estructural vuelve a ser empleado por las NTCS 2023.

Normativas en la Ciudad de México después del terremoto del 19 de septiembre de 1985

NORMA RCDF 1987

Requisitos que debía cumplir una estructura para ser considerada regular

Los requisitos que, de acuerdo con el RCDF 1987, debía cumplir una estructura para que se pueda considerar regular se reproducen en el Apéndice A.1 de este trabajo. El número de requisitos eran 11, los que se comentan brevemente en lo siguiente. El primer requisito (Apéndice A.1, requisito 1), era que el edificio debía tener una planta sensiblemente simétrica; sin embargo, la Norma no definía esta condición. Otros requisitos se referían a límites de relación de esbeltez del edificio, o de dimensiones en planta, o restricciones de características de entrantes, salientes y de aberturas en planta (Apéndice A.1, requisitos 2, 3, 4 y 6). Un requisito especificaba que los sistemas de piso debían ser “rígidos y resistentes” (Apéndice A.1, requisito 5), pero la Norma no especificaba de manera explícita cómo se debía revisar este requisito. Además, la Norma especificaba que el peso de cada nivel, así como el área de éste, no debían ser mayores que el valor correspondiente al del nivel inmediato inferior, ni menor que el 70% de este valor (Apéndice A.1, requisitos 7 y 8). Otro requisito para cumplir la condición de regularidad era que las columnas debían estar restringidas en dos direcciones ortogonales por el sistema de piso y por trabes y columnas (Apéndice A.1, requisito 9). Finalmente, la rigidez al corte de un entrepiso no debía exceder en más del 100% a la del entrepiso inferior (Apéndice A.1, requisito 10), y la excentricidad torsional calculada de rigideces, e_s , no debía exceder en más del 10% de la dimensión en planta correspondiente (Apéndice A.1, requisito 11).

Corrección por irregularidad

El RCDF 1987 especificaba que en las estructuras que no cumplieran con los requisitos especificados de regularidad, el valor de Q' se debería multiplicar por 0.8.

NORMA RCDF 2004

Requisitos que debía cumplir una estructura para ser considerada regular

El RCDF 2004 empleó las mismas once condiciones de regularidad especificadas en el RCDF 1987, con algunos cambios en valores de límites empleados, ver Apéndice A.2. Por ejemplo, referente al requisito 10 (Apéndice A.2, requisito 10), la rigidez al corte de un entrepiso según el RCDF 1987 no debía exceder en más del 100% a la del entrepiso inferior, y en el RCDF 2004 este porcentaje cambió a 50%.

En el RCDF 2004 el cambio más relevante, respecto a lo especificado por el RCDF 1987, fue que introdujo las definiciones de estructura irregular y fuertemente irregular.

Estructura irregular

Se consideraba que una estructura era irregular si no cumplía uno o más de los once requisitos especificados de regularidad.

Estructura fuertemente irregular

Una estructura era considerada fuertemente irregular si se cumplía las dos siguientes condiciones: i) La excentricidad torsional e_s en un entrepiso es mayor que el 20% de la dimensión en planta correspondiente, ii) La rigidez al corte de un entrepiso es 100% mayor que la del entrepiso inferior.

Corrección por irregularidad

La corrección por irregularidad especificada por el RCDF 2004 era la siguiente. Si la estructura no cumplía uno de los once requisitos especificados para las condiciones de regularidad, el factor de reducción Q' se debía multiplicar por 0.9. Si la estructura no cumplía dos de los once requisitos mencionados, el factor de reducción Q' se debía multiplicar por 0.8. Para las estructuras fuertemente irregulares el factor de reducción Q' se debía multiplicar por 0.7.

Edificios calificados como de planta baja débil

De acuerdo con el RCDF 2004, la penalización de un edificio calificado como de planta baja débil era la de un aumento de las fuerzas sísmicas de diseño en alrededor de 40%, lo que en opinión del autor no asegura un nivel satisfactorio de seguridad de este tipo de estructuras para el sismo de diseño. El empleo del RCDF 1987 llevar a resultados comparables para edificios con planta baja débil. Como se comenta más adelante, Normas posteriores a la de 2004 aumentaron la penalización de este tipo de estructuras.

La Fig. 4 (Pujol y Rodriguez, 2019), muestra de manera conceptual la diferencia relevante entre la respuesta de un edificio de n niveles con y sin planta baja débil. La Fig. 4(a) muestra el caso del edificio a base de marcos con muros divisorios en todos los niveles, construidos después de la construcción de los marcos. La Fig. 4(b), muestra el caso del edificio con planta baja débil. En el caso del edificio de la Fig. 4(a), el desplazamiento del nivel azotea, δ , es el resultado de la contribución de distorsiones de entrepiso, γ , comparables en todos los niveles, con valores algo mayores que la distorsión global $D_r = \delta / H$. En el caso del edificio con planta baja débil, Fig. 4(b), de manera simplista se puede considerar que el desplazamiento δ se concentra en el primer nivel. En este caso la distorsión de entrepiso en este nivel sería aproximadamente $\gamma = \delta / h = \delta / (H/n) = n D_r$. Estos resultados indican que la distorsión de entrepiso en la planta baja es bastante grande, seguramente mayores que las correspondientes a daños severos o colapsos de este tipo de edificios en terremotos importantes (Pujol y Rodriguez, 2019). Además, esta solución simplista del problema de edificios con planta baja débil muestra que el problema de estos edificios no solo es uno de resistencia, sino también de distorsiones, como lo intentan considerar las NTCS 2017 y NTCS 2023, que se comentan más adelante. Se debe mencionar que el modelo aquí presentado de edificio con planta baja débil no pretende ser una solución rigurosa del problema. Estudios analíticos considerando la respuesta dinámica no lineal de edificios con planta baja débil muestran que es posible que el colapso ocurra no sólo en la planta baja, sino también en el primer nivel (Cabrera et al., 2024).

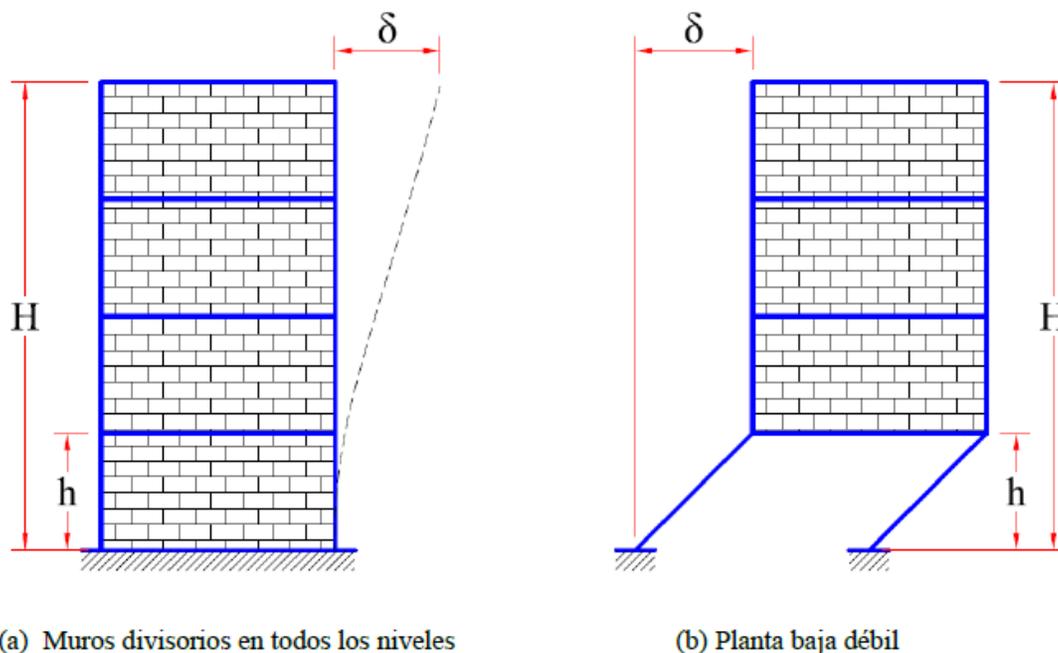


Figura 4. Desplazamientos laterales en edificios a base de marcos con muros divisorios en todos los niveles y con planta baja débil (Pujol y Rodríguez, 2019)

NORMA NTCS 2017

Requisitos que debía cumplir una estructura para ser considerada regular

En las NTCS 2017, el número de condiciones para que una estructura califique como regular aumentó a 13, número mayor que los 11 de las Normas anteriores que se han comentado. Los requisitos 1 al 9, empleados para definir las condiciones de regularidad por las NTCS 2017 (Apéndice A.3, requisitos 1 al 9) eran comparables a los del RCDF 2004, con algunas diferencias. Entre éstas destaca que las relaciones límites de esbeltez de edificios, y de largo a ancho que en las Normas anteriores eran iguales a 2.5, en las NTCS 2017 esta relación límite cambió a 4. Referente al requisito 5 de las NTCS 2017, se introdujo el cambio de que la rigidez y resistencia de un sistema de piso en su plano debía satisfacer los nuevos requisitos de rigidez y resistencia de estos casos especificados en las NTCS 2017, sección 2.7. Los requisitos 7 y 8 de las NTCS 2017 (Apéndice A.3, requisitos 7 y 8) tuvieron algunos cambios no muy importantes respecto a los requisitos 7 y 8 del RCDF 2004.

El requisito 9 de las NTCS 2017 (Apéndice A.3, requisito 9) no cambió respecto al del RCDF 2004. El requisito 10 de las NTCS 2017 se introdujo por primera vez y requería que las columnas en cada entrepiso debían tener la misma altura, aunque esta altura podía variar de un piso a otro. El requisito 11 de las NTCS 2017 difiere del requisito 10 del RCDF 2004 en que el valor límite para la diferencia de rigidez de un entrepiso respecto al inferior en las NTCS 2017 era 20% y en el RCDF 2004 era 50%. El requisito 12 de las NTCS 2017 reemplazó al requisito 11 del RCDF 2004, y requería que el desplazamiento lateral de algún punto de la planta de un entrepiso no debía exceder en más del 20% el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta, mientras que en el RCDF 1976 se limitaba al control de la excentricidad torsional calculada estáticamente.

El requisito 13 de las NTCS 2017 (Apéndice A.3, requisito 13) es uno diferente a los requisitos del RCDF 2004. Para el caso $Q=4$, el requisito consistía en que en un entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño no debía ser menor que el 85% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para el caso $Q=3$ el valor de dicho porcentaje cambia a 75%. Es de interés que este requisito es comparable al mencionado para el caso $Q=6$, especificado cuatro décadas antes por el RCDF 1976, comentado en este trabajo, en esa Norma este cociente no debía diferir en más del 20% del referido promedio de cocientes de resistencias.

Estructura irregular

Esta clasificación en las NTCS 2017 cambió en esta Norma respecto a la del RCDF 2004 agregando casos específicos que definían a una estructura irregular, la que se definía como aquella donde no se satisfacía uno de los siguientes requisitos 5,6,9,10, 11,12 y 13, o dos o más de los requisitos 1,2,3,4,7 y 8 (Apéndice A.3).

Estructura muy irregular

La definición de esta clasificación en las NTCS 2017 también cambió respecto a la del RCDF 2004. Se agregó que se consideraba una estructura muy irregular cuando no se satisfacía uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o una de las tres condiciones siguientes (en el RCDF 2004 sólo se especifican dos): i) el desplazamiento lateral de un punto de la planta del edificio excede en más del 30% el promedio de los desplazamientos de los extremos de la misma, esta condición reemplazó a la del RCDF 2004 que limitaba la excentricidad torsional calculada, ii) La rigidez al corte de un entrepiso es 40% mayor que la del entrepiso inferior, en el RCDF 2004 este porcentaje era 100%, y iii) Más del 30% de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 (Apéndice A.3).

Corrección por irregularidad

La corrección de Q' por irregularidad especificada por las NTCS 2017 cambió respecto a la del RCDF 2004, los factores 0.9 y 0.8 de esta Norma para estructuras irregulares cambió al único factor, 0.8. Para el caso de estructuras muy irregulares, el factor que multiplicaba a Q' fue el mismo de la Norma anterior, 0.7.

Las NTCS 2017 especificaron requisitos adicionales para los edificios con planta baja débil. Para estos casos se debía diseñar el primer entrepiso empleando $Q'=1$, y los demás entrepisos se debían diseñar con el factor Q' correspondiente sin factor de irregularidad. La distorsión en el primer entrepiso se limitó a 0.06.

En lo referente a los casos de análisis dinámicos no lineales, la NTCS 2017 aclaraba que no era necesario incorporar un factor correctivo por irregularidad.

NORMA NTCS 2023

Las NTCS 2023 introducen cambios relevantes respecto a versiones anteriores a esta Norma en lo que respecta no sólo a la definición de diferentes tipos de irregularidad en estructuras, sino también como toma en cuenta estas irregularidades en el diseño sísmico de las estructuras. Por ejemplo, las NTCS 2023 reemplazan el empleo de las 13 condiciones de regularidad y definiciones adicionales de estructuras irregulares y muy irregulares de las NTCS2017, y condiciones adicionales, por el empleo de dos tipos de irregularidades estructurales, irregularidades en planta y irregularidades en elevación, con cinco y tres tipos, respectivamente.

En lo que sigue, inicialmente se describe de manera breve como define la Norma los diferentes tipos de irregularidad estructural, para terminar, comentando como los toma en cuenta en el diseño sísmico.

Irregularidades en planta

Las NTCS 2023 considera cinco tipos de irregularidad en planta que a continuación se identifican con la numeración que emplea la Norma. Por la extensa y detallada descripción de estos tipos de irregularidades en la Norma, se remite al lector a la lectura de ésta, en este trabajo solo se destacan características que se consideran importantes para los comentarios que se llevan a cabo.

Los cinco tipos de irregularidad en planta que consideran las NTCS 2023 son (se emplea la numeración de los tipos de irregularidad que emplea la Norma):

- 5.2.1 Irregularidad por torsión
- 5.2.2 Fuerte irregularidad por torsión
- 5.2.3 Forma geométrica irregular en planta
- 5.2.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma
- 5.2.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

Excepto el tipo de irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma descrito en la sección 5.2.4 de las NTCS 2023, los cuatro tipos restantes de irregularidades en planta especificadas por esta Norma se adaptaron de la clasificación de irregularidad en planta especificada por la ASCE 7-16 (ASCE 7-16, 2016), Tabla 12.3-1, con modificaciones ligeras o moderadas a valores límites que intervienen en esta clasificación de la ASCE 7-16.

Irregularidades en elevación

Los tres tipos de irregularidad en elevación que consideran las NTCS 2023 son:

- 5.3.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación
- 5.3.2 Irregularidad por reducciones brascas de rigidez lateral
- 5.3.3 Fuerte irregularidad por reducciones brascas de rigidez lateral

La definición de estos tipos de irregularidades en las NTCS 2023 es comparable a la empleada en la clasificación de algunos de los tipos de irregularidades en elevación de la ASCE 7-16 (ASCE 7-16, 2016), Tabla 12.3-2, con modificaciones principalmente en los valores de algunos límites que intervienen en la definición de los tipos de irregularidad.

La ASCE 7-16 tiene clasificaciones adicionales de irregularidad en elevación relacionadas con la discontinuidad de resistencia lateral. En el caso de México, la sección 5.3.3 clasifica a las estructuras de planta baja débil como tipo “Fuerte irregularidad por reducciones brascas de rigidez lateral”, y la ASCE 7-16 las clasifica como de discontinuidad de resistencia lateral. Este tipo de estructuras y las con fuerte irregularidad por torsión, en el caso de Estados Unidos no están permitidas en zonas sísmicas de importancia, lo que se podría interpretar que en estos casos el estado del arte no permite contar con una herramienta de diseño sísmico confiable, por lo que se optó por la solución mencionada de no permitir este tipo de estructuras en zonas sísmicas de importancia. Esto lleva a la pregunta si en México, para zonas sísmicas de importancia, las Normas deben permitir estructuras muy irregulares, o si una mejor alternativa es no permitir este tipo de estructuras. El autor sugiere la segunda alternativa.

Corrección por irregularidad

En el caso de estructuras clasificadas como irregulares, el criterio de diseño sísmico de estas estructuras de acuerdo con las NTCS 2023 es el de no aumentar los valores de las fuerzas sísmicas de diseño, como lo hacían Normas anteriores en México, el criterio ahora empleado es el de penalizar las distorsiones límites especificadas para edificios regulares. Una interpretación alternativa de este procedimiento, que tiene un significado físico congruente, y que ayuda a entender el significado empírico de la penalización mencionada, es considerar el problema de una estructura irregular como uno de amplificación de la demanda. Por ejemplo, supongamos el caso de una estructura irregular donde de acuerdo con la Norma actual el factor de penalización de la distorsión límite es 0.6. En la interpretación alternativa, a este caso le correspondería amplificar las demandas de distorsiones calculadas por el factor $1/0.6=1.7$, demandas que se compararían con los valores correspondientes de la distorsión límite de la estructura regular sin reducir.

Para conocer los diferentes valores de las correcciones especificadas por las NTCS 2023 para los casos de estructuras con diferentes tipos de irregularidad, se remite al lector a las NTCS 2023. Para estructuras con irregularidades en planta, la Norma penaliza las distorsiones de entrepiso límites especificando para éstas valores en el intervalo 60% a 80% de la distorsión límite de referencia γ_{max} , la cual es igual a γ_{OI} para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y a γ_{SV} para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Para estructuras con irregularidades en elevación, la Norma penaliza las distorsiones de entrepiso límites, con valores en el intervalo 33% a 80% de la distorsión límite de referencia γ_{max} . El caso de mayor penalización, con el valor 33%, corresponde a la clasificación. “Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral”, sección 5.3.3. En una variante especial de este caso, cuando la reducción brusca de rigidez ocurre en la planta baja, las NTCS 2023 especifican: i) La planta baja se diseñará para $Q'=1$, y los demás entrepisos con el valor de Q' correspondiente al sistema estructural, y ii) La distorsión límite es 33% de γ_{max} . La diferencia de estos requisitos con los de las NTCS 2017 para edificios con planta baja débil es en el valor del límite de distorsión, el cual en las NTCS 2017 tenía el valor 0.006.

Comentarios a requisitos de Normas para considerar la irregularidad estructural en el diseño sísmico

Este trabajo ha mostrado que el RCDF 1987 por primera vez consideró la irregularidad estructural de manera explícita en el diseño sísmico, empleando en estos casos el criterio de penalización de las fuerzas sísmicas de diseño. En esta Norma, y en las siguientes, NTCS 2004 y NTCS 2017, los requisitos para definir la regularidad estructural fueron cambiando en cada nueva versión de la Norma, así como los factores de penalización de las fuerzas sísmicas de diseño. Las NTCS 2023 cambiaron las definiciones de diferentes tipos de irregularidad respecto a las de Normas anteriores, así como el criterio de penalización, ya que éste no se hace con las fuerzas, sino con las distorsiones límites especificadas para estructuras regulares.

Las Normas de la Ciudad de México revisadas en este trabajo, comparten la característica común de que un tipo de irregularidad, o una combinación de varias irregularidades, llevan a un valor específico del factor de penalización por irregularidad. Por ejemplo, referente a la condición de fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral, una de los criterios de las NTCS 2023 para clasificar una estructura en esta condición es cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 50% de la rigidez lateral respecto a piso superiores, y el factor de penalización es 0.33. Este factor no cambia si la rigidez lateral del entrepiso crítico es por ejemplo sólo 30% de la rigidez lateral respecto a piso superiores, lo que no es congruente con una definición racional de penalización, ya que a mayor irregularidad se debiera tener más penalización.

Un procedimiento de penalización en el diseño sísmico de estructuras con algún tipo de irregularidad, que no tiene la incongruencia mencionada de los procedimientos de penalización por irregularidad

comentados, ha sido propuesto por Restrepo et al. (2023). Este procedimiento emplea el factor de penalización, λ_p , definido como:

$$\lambda_p = \min \left(2, \max \left(1, \left(\frac{2n+1.2}{3.2n \frac{m_1}{m_T}} \right) \right) \right) \quad (1)$$

En la ec. (1), m_1/m_T es la relación modal, donde m_1 se relaciona con la masa modal del primer modo, y m_T es la masa modal total. En Restrepo et al. (2023) se describe el procedimiento para obtener la relación m_1/m_T . En Restrepo et al. (2023) se estudia 23 edificios con diferentes números de niveles diseñados en México. Estos edificios se clasificaron según su irregularidad estructural de acuerdo con las NTCS 2017. Posteriormente se calculó el factor λ_p para cada edificio empleando la ec. (1). La Fig. 5 (Restrepo et al., 2023) muestra estos resultados. De acuerdo con la Fig. 5, el factor de penalización λ_p es igual a 1 para estructuras regulares, en el caso de estructuras irregulares varía aproximadamente en el intervalo de 1.2 a 1.6, y en estructuras muy irregulares tiene valores en el intervalo de 1.6 a 2.

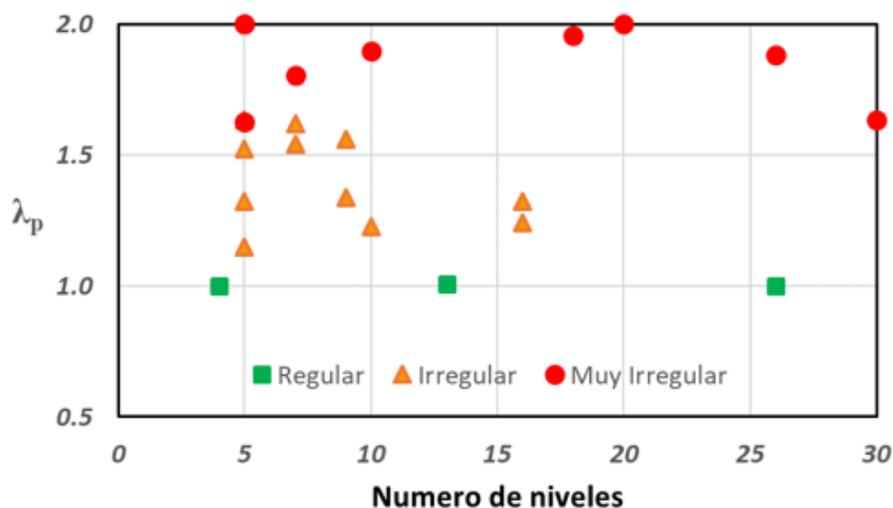


Figura 5. Factor de penalización λ_p para 23 edificios estudiados (Restrepo et al., 2023)

La ec. (1) se ha incorporado en las NTCS 2023 para el cómputo de aceleraciones de piso en edificios con irregularidad estructural, para lo cual el factor 1 en la ec. (1) se reemplazó en la Norma con el valor 1.2.

CONTROL DE DISTORSIONES, DUCTILIDAD Y RESISTENCIA LATERAL EN EL DISEÑO SÍSMICO. REFLEXIONES SOBRE LA PRÁCTICA ACTUAL

En este trabajo se ha comentado la evolución de requisitos de diseño sísmico de las Normas en las últimas décadas, para considerar en el diseño temas relevantes como el control de distorsiones, la ductilidad de desplazamientos y las resistencias laterales de estructuras. Estos temas se revisan en lo que sigue, considerando que en realidad están relacionados, considerarlos de manera aislada puede dificultar el entender el problema del diseño sísmico.

Se ha comentado en este trabajo, que en la aplicación de Normas en la Ciudad de México antes del terremoto de 1985, se empleaba generalmente factores de comportamiento sísmico, Q , iguales a 4, valor sobrestimado, como se ha comentado. Es a partir de la aplicación del RCDF 1987, cuando los ingenieros dedicados al diseño estructural, tanto en la Ciudad de México, como en diversas zonas del país, en general emplean para el diseño sísmico el valor de $Q=2$, es decir estructuras de ductilidad baja. Aun cuando las fuerzas sísmicas de diseño para este caso son mayores que las del caso $Q=4$, los argumentos de los ingenieros en favor de emplear $Q=2$ es que, tanto en la etapa de cómputo, como en la de diseño del detallado del refuerzo, así como en la construcción de la estructura, no se tiene grandes dificultades, como según estos ingenieros ocurre para el caso de $Q=4$. El autor discrepa con esta práctica, porque una estructura dúctil se caracteriza no sólo por contar con apreciable capacidad de deformación, sino también porque en el proceso de diseño de una estructura dúctil, uno de los pasos que se sigue es revisar los elementos estructurales para evitar los modos de falla frágiles, los que pueden ocurrir para el caso $Q=2$.

Otro argumento también empleado en defensa de las estructuras de poca ductilidad es que las distorsiones esperadas para el sismo de diseño en estructuras de ductilidad baja son menores que las de estructuras ductilidad alta, lo que, como se muestra más adelante, no siempre ocurre.

Ejemplo de aplicación de los temas de control de desplazamiento, ductilidad y resistencia lateral. Respuesta en función de desplazamientos

Se define algunos parámetros básicos que intervienen en la respuesta sísmica. La Fig. 6 muestra un ciclo inicial de la respuesta ante un sismo de una estructura de un grado de libertad (1GDL), en la que interviene la resistencia en la fluencia, R_y , por unidad de masa, m , los desplazamientos de fluencia y último, Δ_y y Δ_u , respectivamente, así como la rigidez definida como $(2\pi/T)^2$, donde T es el periodo de la estructura. De la Fig. 6 se obtiene

$$\Delta_y = \frac{R_y}{m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2} \tag{2}$$

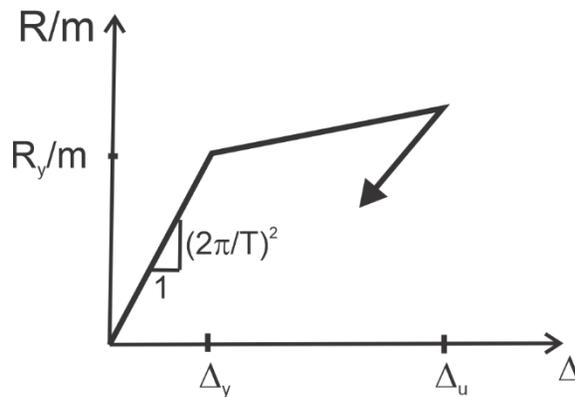
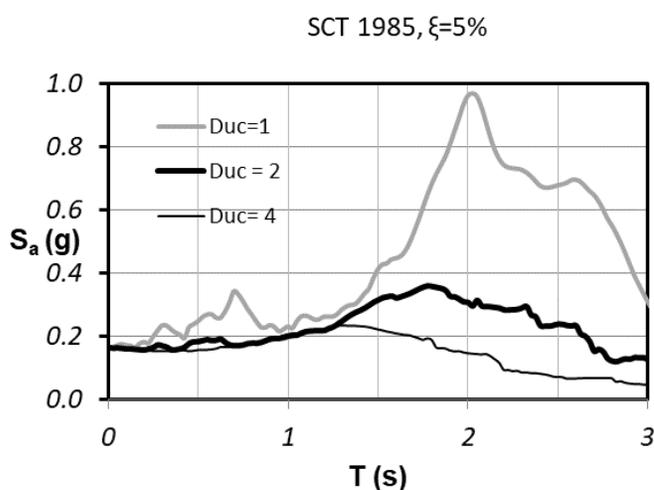


Figura 6. Parte de un ciclo de respuesta Resistencia por unidad de masa (R/m) en función del desplazamiento en una estructura de 1GDL (Δ) sometida a sismo

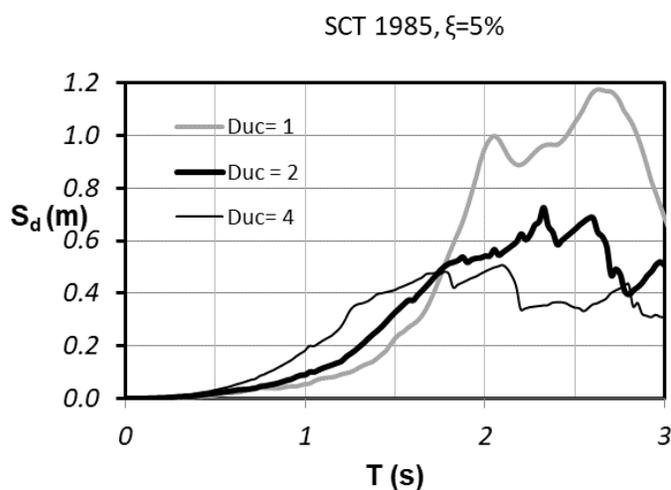
La ec. (2) indica que, si dos estructuras tienen el mismo periodo de vibrar, T , el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de fluencia. El corolario es que, en el caso de iguales

resistencias de fluencia, los desplazamientos de fluencia, Δ_y , son iguales. Estas propiedades se emplean en los casos que se analizan a continuación.

La Fig. 7 muestra las aceleraciones espectrales para el registro de aceleraciones del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT, considerando los casos de ductilidad de desplazamiento, μ , de la estructura, iguales a 2 y 4. Estos espectros de respuesta fueron obtenidos con el programa Ruaumoko (Carr, 2011), el cual permite evaluar la respuesta dinámica lineal y no lineal de una estructura, en este caso de 1 grado de libertad (1GDL). La fracción de amortiguamiento crítico, ξ , que se empleó fue igual a 5%, con el fin de ser congruente con los valores de la fracción de amortiguamiento crítico implícito en los espectros de diseño de las normativas. Sin embargo, se debe mencionar que este valor para un análisis dinámico inelástico podría estar sobrestimado (Panagiotou, 2008; Martinelli y Filippou, 2009). Para representar el comportamiento inelástico de una estructura de concreto reforzado se empleó la regla de histéresis de Takeda modificado (Carr, 2011).



(a) Aceleraciones espectrales horizontales obtenidas para la estación SCT en el terremoto de México 1985



(b) Desplazamientos espectrales horizontales para la estación SCT en el terremoto de México 1985

Figura 7. Aceleraciones y desplazamientos espectrales horizontales obtenidos para la estación SCT en el terremoto de México 1985.

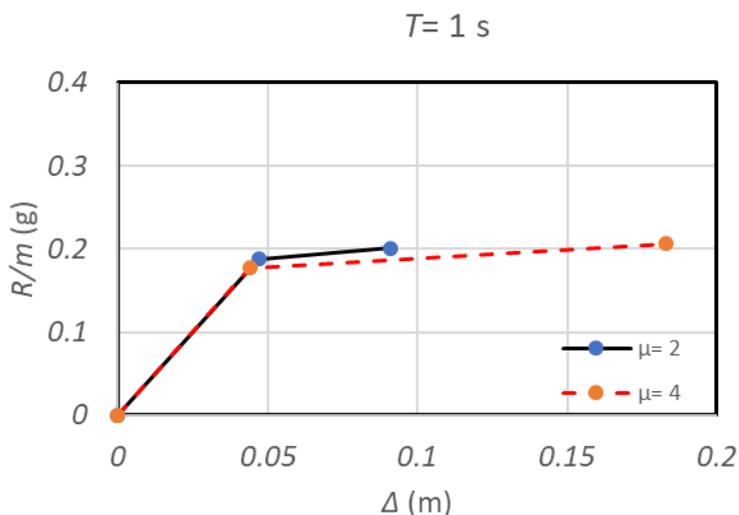
Una característica relevante de estos espectros en la Fig. 7, es que, en el intervalo mostrado de periodos, hay dos zonas que son de interés, si se consideran las diferencias entre la respuesta entre estructuras con comportamiento elástico lineal y no lineal. En la zona de periodos menores que aproximadamente 1.8s, Fig. 7(b), los desplazamientos espectrales elásticos son menores que los inelásticos, y ocurre lo contrario para periodos mayores que 1.8 s. Estos resultados se pueden explicar mejor si tomamos un caso para cada una de las zonas mencionadas. Estos son los casos $T= 1$, y $T= 2$ s.

Empleando los resultados de los espectros de respuesta de la Fig. 7, la Tabla 4 muestra las resistencias de fluencia por unidad de masa, R_y/m , la resistencia espectral S_a (mayor valor de R/m en la Fig. 6), y desplazamientos de fluencia y últimos, Δ_y , y Δ_u , respectivamente, para los casos de periodos iguales a 1 s y 2 s, y valores de ductilidad, μ , iguales a 2 y 4. Los valores de las resistencias que muestra la Tabla 4 corresponden a las necesarias para obtener las ductilidades objetivos, μ , iguales a 2 y 4 (Carr, 2011). Para emplear estos resultados en una interpretación de la Norma, en lo que sigue se considera de manera simplista que el factor de comportamiento sísmico, Q , y la ductilidad de desplazamiento, μ , tienen valores iguales.

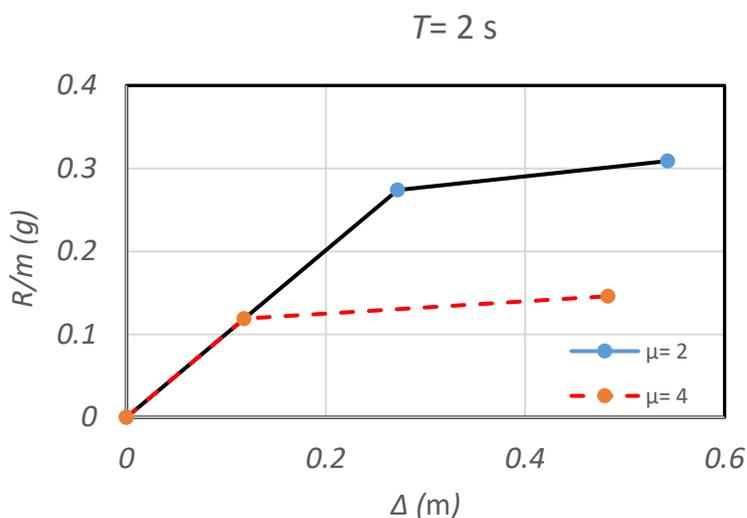
Tabla 4. Resistencias y desplazamientos de estructuras de 1GDL cuando responden al registro SCT del 19 de septiembre 1985, en función de la ductilidad de desplazamiento, μ , y del periodo T

Estructura	μ	T=1 s				T=2 s			
		$S_a(g)$	$R_y/m (g)$	$\Delta_y (m)$	$\Delta_u (m)$	$S_a(g)$	$R_y/m (g)$	$\Delta_y (m)$	$\Delta_u (m)$
1	2	0.201	0.188	0.047	0.091	0.309	0.274	0.272	0.543
2	4	0.206	0.177	0.044	0.183	0.146	0.119	0.118	0.483

Para facilidad de interpretación, la Fig. 8 muestra los resultados que indica la Tabla 4. Con base en los resultados de la Tabla 4 y Fig. 8, se observa que para el caso $T=1$ s, Fig 8(a), las resistencias en las estructuras de ductilidad baja y alta son aproximadamente iguales, lo que de acuerdo con la ec. (2), ya comentada, lleva a valores de desplazamientos de fluencia prácticamente iguales, y por tanto el desplazamiento último de la estructura de alta ductilidad es mayor que el correspondiente a la estructura de ductilidad baja. En el caso $T = 2$, Fig. 8(b), ocurre lo contrario, el desplazamiento último de la estructura de ductilidad alta es menor que el correspondiente a la estructura de ductilidad baja. Esto último se explica porque en este caso el desplazamiento de fluencia de la estructura de ductilidad baja es mayor que de la estructura con ductilidad alta, lo que es consecuencia de su mayor resistencia lateral respecto a la estructura de ductilidad alta.



(a) Resistencia por unidad de masa en función del desplazamiento en estructuras para las cuales $T=1$ s, y casos de ductilidad de desplazamiento con valores 2 y 4



(b) Resistencia por unidad de masa en función del desplazamiento en estructuras para las cuales $T=2$ s, y casos de ductilidad de desplazamiento con valores 2 y 4.

Figura 8. Envoltorio de la resistencia por unidad de masa en función del desplazamiento en una estructura de 1GDL que responde al registro SCT del 19 de septiembre de 1985.

Los resultados de la Fig. 8(a), correspondientes a la respuesta de estructuras para el registro SCT de 1985, son congruentes conceptualmente con las distorsiones límites especificadas por las NTCS 2023, cuyos valores son proporcionales a la ductilidad, Tablas de la sección 4.3 de las NTCS 2023. Sin embargo, los resultados de la Fig. 8(b), caso $T=2$ s, no son congruentes con las distorsiones límites especificadas por las NTCS 2023. Por ejemplo, consideremos el caso de una estructura de ductilidad baja, a base de marcos de acero o concreto, que es el caso la estructura con $\mu=2$ en la Fig. 8(b). Para este caso, por ser de ductilidad baja, las NTCS 2023 especifican la distorsión límite 0.015. Si la estructura de ductilidad baja en la Fig. 7(b) llega a esta distorsión límite, la distorsión máxima de la estructura con ductilidad alta sería menor que 0.015,

valor bastante menor que su distorsión límite, igual a 0.03, lo que sería una situación conveniente, desde el punto de vista de diseño por desempeño. Sin embargo, el caso de la Fig. 8(b) muestra que no es correcto el argumento mencionado de que las distorsiones esperadas por sismo en estructuras con ductilidad baja son menores que las de estructuras con ductilidad alta.

Ejemplo para ilustrar la aplicación de los temas de control de desplazamiento, ductilidad y resistencia lateral. Respuesta en función de distorsiones.

En esta sección se interpretan los resultados de la Fig. 8 en función de distorsiones, lo que es útil en el diseño sísmico porque éstas se controlan empleando límites especificados por las Normas. Para este control los ingenieros emplean programas comerciales de computadoras de análisis de estructuras, para obtener las demandas de distorsiones para el sismo de diseño. Para el caso de estructuras sometidas al sismo de la SCT 1985 ya comentado, en lugar de emplear los referidos programas de computadora, en lo que sigue se emplea la respuesta espectral de desplazamientos para obtener las distorsiones en edificios de varios niveles. Este es un método aproximado, que no es riguroso, pero es útil por su sencillez, especialmente para un estudio comparativo de demandas y capacidad de distorsiones en edificios de varios niveles. Se debe mencionar que este método no es aplicable para otros fines, como la predicción de fuerzas cortantes o aceleraciones de piso en edificios, debido a que en estos casos los modos superiores participan de modo relevante.

La distorsión global o de azotea, $D_r = \delta/H$, se obtiene a partir de la respuesta espectral de desplazamientos, S_d , con la expresión (Rodríguez, 2016):

$$D_r = \frac{\Gamma S_d}{T (H/T)} \quad (3)$$

donde Γ es el factor de participación del primer modo definido como, ASCE/SEI 7-16 (ASCE/SEI, 2017):

$$\Gamma = 1 + \frac{z_s}{2} \left(1 - \frac{1}{n} \right) \quad (4)$$

z_s es igual a 0.7 y 0.85 para edificios a base de marcos, y sistemas duales, respectivamente, y n es el número de niveles.

El parámetro H/T es el índice de rigidez definido como:

$$\frac{H}{T} = \lambda h \quad (5)$$

En la ec. (5) h es la altura de entrepiso, y λ interviene en el cálculo aproximado del periodo fundamental, en la forma $T = n/\lambda$.

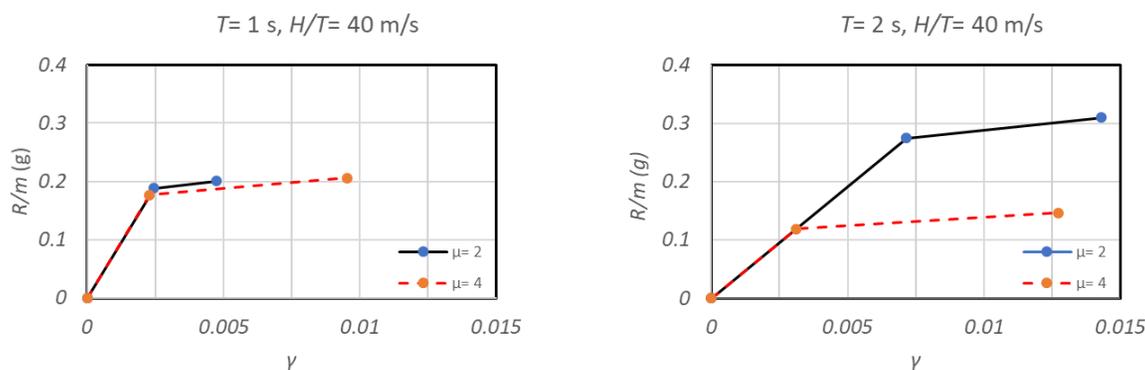
Para edificios a base de marcos en México, Pujol y Rodríguez (2019) sugieren $\lambda = 8 \text{ s}^{-1}$, y para el caso $h = 3.5 \text{ m}$, la ec. (5) lleva a $H/T = 28 \text{ m/s}$. Para el caso de edificios con sistema dual con muros estructurales, con base en resultados de edificios diseñados de acuerdo con las NTCS 2017, se puede considerar $\lambda = 11.5 \text{ s}^{-1}$, y para $h = 3.5 \text{ m}$, la ec. (5) lleva a $H/T = 40 \text{ m/s}$.

Para la demanda de distorsión de entrepiso, γ , se considera que un posible límite inferior de este parámetro para estructuras regulares a base de marcos está dado por la ec. (6) (Cecen, 1979), la que en este trabajo también se emplea, de manera conservadora, para estructuras con muros estructurales:

$$\gamma = 1.5 D_r \tag{6}$$

En estructuras con irregularidad estructural, el valor esperado de la distorsión γ sería mayor que el dado por la ec. (6).

Los resultados de la Fig. 9, correspondientes a la respuesta de estructuras de concreto reforzado con sistema dual para el registro SCT de 1985, muestran la aplicación del procedimiento aproximado aquí descrito para el cómputo de las distorsiones γ , en edificios de varios niveles con muros estructurales de concreto reforzado. Estos resultados son los mismos mostrados en la Fig. 8, pero expresados en función de distorsiones y de un sistema estructural específico. En todos los casos mostrados en la Fig. 9 para los edificios estudiados, las distorsiones máximas calculadas son menores que las distorsiones límites especificadas para estructuras regulares con ductilidades de 2 y 4, las que son iguales 0.015 y 0.03, respectivamente. Los comentarios hechos para los resultados de la Fig. 8, mostrados en función de desplazamientos calculados, son los mismos para el caso de la Fig. 9 cuyos resultados se muestran en función de distorsiones calculadas: i) Las distorsiones máximas en estructuras de ductilidad baja pueden ser mayores que las correspondientes a estructuras de ductilidad alta, Fig. 9(b), y ii) La distorsión límite de 0.03 para estructuras de ductilidad alta no sería aplicable, ya que las demandas en estas estructuras pueden ser menores que 0.015, Fig. 9.



(a) Estructuras con $T= 1$ s.

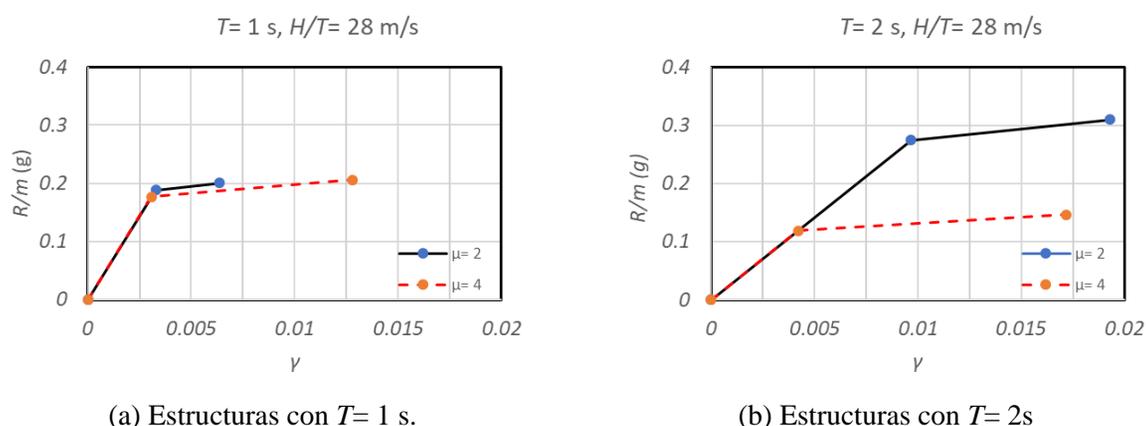
(b) Estructuras con $T= 2$ s

Figura 9. Envolvente de la resistencia lateral por unidad de masa en función del desplazamiento en edificios de varios niveles, con sistema dual con muros estructurales de concreto reforzado, que responden al registro SCT del 19 de septiembre de 1985.

Los resultados mostrados en la Fig. 9 permiten estudiar características de respuesta estructural adicionales a las ya comentadas, y sirven para cumplir el objetivo de determinar si la práctica de diseño sísmico en México de emplear estructuras de ductilidad baja es conveniente o no. Los resultados de la Fig. 9(b), para el registro sísmico empleado, muestran que las estructuras de ductilidad baja, $Q= 2$, tienen distorsiones máximas cercanas al límite permitido por las Normas (0.015), mientras que las estructuras de ductilidad alta, $Q= 4$, tienen distorsiones máximas bastante menores que el límite permitido (0.03). Estos resultados indican que cuando las estructuras de ductilidad baja alcanzan una distorsión cercana al límite permitido por la Norma, es posible que podría estar cercana a la condición de colapso, y por tener modos de falla del tipo frágil, se tendría una condición de colapso indeseable. El escenario para las estructuras de

ductilidad alta, que muestra la Fig. 9(b), indica una mejor respuesta sísmica que la de las estructuras de ductilidad baja, no solo porque sus distorsiones máximas son bastante menores que las permitidas por la Norma, sino también porque aun cuando para un sismo más intenso que el registrado en la SCT en 1985 la estructura exhiba daño estructural grave, cercano al colapso, éste no sería del tipo frágil, lo cual es deseable.

La Fig. 10 muestra resultados del tipo de los de la Fig. 9, para el caso de la respuesta de edificios de varios niveles a base de marcos de concreto reforzado para el registro de la SCT de 1985, empleando los datos de la Fig. 8. Estos resultados indican que estructuras regulares a base de marcos en las cuales $T=2$ s, y diseñados con $Q=2$, Fig. 10 (b), tendrían distorsiones mayores que la distorsión límite en estas estructuras, 0.015, por lo que sería necesario otro sistema estructural, por ejemplo, uno a base de muros estructurales, Fig. 9. Además, los resultados de la Fig. 10 muestran que, para los casos estudiados, es factible el empleo de sistemas estructurales a base de marcos diseñados con $Q=4$, debido a que las distorsiones máximas en estos casos son bastante menores que el límite especificado igual a 0.03, lo que como se ha mencionado sería una situación conveniente, desde el punto de vista de diseño por desempeño. Sin embargo, en opinión del autor este límite en edificios no es deseable por ser excesivo, porque estaría asociado al colapso de todos los elementos no estructurales en edificios, y a daños severos en la estructura.



(a) Estructuras con $T=1$ s.

(b) Estructuras con $T=2$ s

Figura 10. Envolvente de la resistencia lateral por unidad de masa en función del desplazamiento en edificios de varios niveles, con sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado, que responden al registro SCT del 19 de septiembre de 1985.

En lo que sigue se elabora una interpretación adicional de los resultados de las Fig. 9 y 10, considerando el concepto de daño estructural acumulado, causado por sismos sucesivos, el cual está relacionado con la energía disipada por la estructura en ciclos de histéresis (Rosenblueth, 1989). Este tipo de interpretación ha sido empleada para el estudio de colapsos de edificios en el terremoto del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, los cuales habían experimentado el terremoto del 19 de septiembre de 1985 sin que hayan mostrado evidencias de daños severos (Rodríguez, 2020). Como se ha comentado, los resultados mostrados para las estructuras de ductilidad baja en la Fig. 9(b) indican que, para la excitación sísmica empleada, la respuesta de distorsiones es cercana a un estado límite permitido por la Norma. Es posible concluir que, para este caso, se tendría un valor de la energía disipada históricamente que puede ser significativa, la cual en un evento sísmico posterior se sumaría a la energía de histéresis causada por este evento, lo que podría llevar al colapso de estas estructuras de ductilidad baja. El escenario es diferente para las estructuras de ductilidad alta, ya que de acuerdo con los resultados de las Figs. 9 y 10, para la excitación sísmica empleada, la energía de histéresis en estas estructuras no sería significativa, dado que las distorsiones máximas son bastantes menores que los límites permitidos por la Norma. En este caso, la suma de esta energía y la causada por un evento sísmico posterior, podría ser menor que el valor requerido para alcanzar el colapso.

Estos resultados sugieren que la práctica común en México de diseñar sólo considerando $Q=2$ debe cambiar. Los resultados de este trabajo indican que, en casos como los estudiados en la Ciudad de México, es preferible el diseño de estructuras de ductilidad alta.

CONCLUSIONES

1. Este trabajo revisa como Normas de diseño sísmico en las últimas décadas han considerado los temas control de distorsiones, ductilidad, resistencia e irregularidad estructural. Se encontró que los terremotos de 1957 y 1985 en la Ciudad de México impactaron de manera relevante en las Normas de diseño sísmico posteriores a estos eventos. Este fue el caso no sólo del RCDF 1987, sino también fueron los casos de las NE 1957 y RCDF 1966, Normas que tomaron en cuenta observaciones de daños en el terremoto de 1957. Incluso, algunos de los nuevos requisitos de las NE 1957 fueron incluidos en la Norma de diseño sismorresistente de la SEAOC de 1959, y en el UBC de 1961.
2. Para los casos estudiados, los valores de distorsiones límites especificados por las NTCS 2017 y NTCS 2023 son del orden de un tercio de los valores especificados en el RCDF 1976.
3. La variación de los coeficientes sísmico de diseño desde 1957, fecha de las NE 1957, a la actualidad ha sido muy alta, el aumento a la fecha ha sido del orden de cinco veces respecto a los valores especificados en las Normas anteriores a 1985.
4. La mencionada disminución de las distorsiones límites en el periodo en estudio, así como el aumento de los coeficientes sísmico de diseño en este periodo, indica que las estructuras a partir de 2017 deben ser bastante más rígidas que las de los 70s, o emplear soluciones alternativas. Por ejemplo, las estructuras del grupo A requerirían el empleo de soluciones alternativas, una de ellas sería a base de aisladores. En el caso del grupo B, para evitar dimensiones exageradas de elementos de estructuras a base de marcos, sería necesario el empleo de muros de concreto reforzado, en el caso de estructuras de concreto reforzado, o con contraventeos de acero en el caso de estructuras de acero.
5. La conclusión anterior contribuye a tratar de cerrar la discusión sobre la elección entre una estructura rígida y una flexible iniciada en los 50s cuando se introduce el término “ductilidad” en la Norma SEAOC 1959. Esta Norma especificaba que la ductilidad solo era posible en edificios a base de marcos de acero, los que, por ser a su vez flexibles, llevó a la confusión entre ductilidad y flexibilidad. Como consecuencia, desde los 50s se consideraba en México y California, que las estructuras a base de muros estructurales, por ser rígidas, no eran deseables. El tiempo y terremotos en el pasado han mostrado lo contrario.
6. Este estudio muestra que para demandas sísmicas comparables a las registradas en la estación SCT en 1985: i) Las distorsiones máximas en estructuras de ductilidad baja pueden ser mayores que las correspondientes a estructuras de ductilidad alta, y ii) La distorsión límite de 0.03 para estructuras de ductilidad alta en muchos casos no sería aplicable, ya que las demandas máximas en estas estructuras pueden ser menores que 0.015.
7. Este estudio muestra que en estructuras de ductilidad baja que responden a registros típicos de suelo blando de la Ciudad de México, las distorsiones máximas esperadas pueden ser cercanas al valor límite especificado para estas estructuras por la Norma NTCS 2023. En el escenario que este límite no esté lejos de la condición de colapso, éste sería del tipo frágil, lo que no es deseable. Esta característica indeseable de respuesta ante el sismo de diseño no la tienen las estructuras de ductilidad alta, cuyas distorsiones máximas esperadas para el sismo de diseño al ser bastante menores que los valores límites permitidos por la Norma, sugiere que tendrían una reserva importante de capacidad de deformación antes de llegar al colapso. Además, otra característica favorable de las estructuras de ductilidad alta es que aun cuando alcancen el colapso, éste no sería del tipo frágil, que caracteriza a las estructuras de ductilidad baja. Este trabajo también llevó a cabo una interpretación de los resultados obtenidos para las estructuras de ductilidad baja y alta,

considerando el concepto de daño estructural acumulado, causado por sismos sucesivos. De esta interpretación se obtuvieron conclusiones semejantes a las aquí mencionadas. Esto indica que la práctica común en México de diseñar sólo considerando $Q=2$ debe cambiar, y que es preferible el diseño de estructuras de ductilidad alta.

8. El tratamiento en el diseño sísmico de las estructuras con irregularidad estructural ha tenido muchos cambios, desde que aparece por primera vez en México en el RCDF 1987, a la actualidad con las NTCS 2023. Estos cambios no sólo se referían a los criterios para definir la irregularidad estructural, sino también como se la consideraba en el diseño sísmico. Antes de 2023, las Normas penalizaban las fuerzas sísmicas de diseño, y las NTCS 2023 penalizan generalmente las distorsiones límites. Esta última penalización tiene un solo valor si se alcanza un límite que define un tipo de irregularidad. Por ejemplo, si la rigidez de un entrepiso es menor que el 50% de la rigidez lateral de entrepisos superiores, la estructura se clasifica como fuertemente irregular y se le asigna un factor de penalización. Sin embargo, este factor no cambia si el referido porcentaje de rigidez es por ejemplo 30%, cuando en este caso le correspondería una mayor penalización por irregularidad. Esto sugiere la conveniencia del empleo de nuevos criterios de penalización de la irregularidad estructural para el diseño sísmico de estructuras, en el cual los valores de penalización por irregularidad lleven a valores continuos y no discretos de éstos, como en el caso que se menciona. Un ejemplo de este nuevo criterio de penalización de una estructura irregular es el que la NTCS 2023 emplea para penalizar las aceleraciones de piso en estructuras irregulares.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a Dr José I. Restrepo de la Universidad de California, San Diego; y al Dr Amador Terán de la Universidad Autónoma Metropolitana, por sus valiosos comentarios al manuscrito.

REFERENCIAS

- ACI 318-19 (2019). "Building Code Requirement for Reinforced Concrete". American Concrete Institute.
- ASCE/SEI 7-16 (2017), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Estados Unidos.
- Binder, R. W., y Wheeler, W. T. (1960). "Building Code Provisions for Aseismic Design." Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo (pp. 1843-1875).
- Blume, John E., Newmark, N. M, y Corning, Leo H. (1961), "Design of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions," Portland Cement Association, Skokie, IL.
- Cabrera, J.L.; Ruiz, S.E.; y Teran-Gilmore, A. (2024). "Open Ground Story Mid-Rise Buildings Represented by Simplified Systems. Buildings," 14, 1269. <https://doi.org/10.3390/buildings14051269>.
- Carr, A. (2011), "RUAUMOKO, Computer Program Library", University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Cecen, H. (1979), "Response of Ten Story, Reinforced Concrete Model Frames to Simulated Earthquakes", Tesis para obtener el grado de Doctor en la Escuela de Graduados de Ingeniería Civil de la University of Illinois at Urbana-Champaign, Estados Unidos. <http://hdl.handle.net/2142/66859>
- Clough, R. (1966), "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements". Structural and Material Research, Department of Civil Engineering, Report No. 66-16, University of California, Berkeley, California.
- Diario Oficial de la Federación (1957), Normas de Emergencia de 1957 DF, <https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>

- Diario Oficial de la Federación (1966), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, <https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>
- Diario Oficial de la Federación (1976), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, <https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>
- Diario Oficial de la Federación (1987), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- International Conference of Building Officials, (1961), “Uniform Building Code”, 1961 Edition, Volume 1, Los Angeles, California, <https://archive.org/details/UniformBuildingCode1961>.
- Martinelli, P. y F. Filippou (2009), “Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building”, *Earthquake Engineering-Structural Dynamics*, Vol. 38, pp. 587-607. DOI: 10.1002/eqe.897
- Panagiotou, M. (2008), “Seismic Design, Testing, and Analysis of Reinforced Concrete Wall Buildings”, Tesis Doctoral, University of California, San Diego, USA, supervisada por J. Restrepo.
- Pujol, S., y Rodríguez, M.E. (2019), “Evaluación del comportamiento de muros no estructurales en edificios de la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre 2017”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 101, 53-66. DOI: [10.18867/ris.101.529](https://doi.org/10.18867/ris.101.529)
- Restrepo, J., Rodríguez, M., Nuñez, J. y Reinoso, E., (2023). “Método sencillo para considerar la irregularidad de estructuras en el diseño sismorresistente. Aplicación en la determinación de aceleraciones de piso para el diseño sísmico de diafragmas, apéndices, y elementos no estructurales en edificios”; *Revista Ingeniería Sísmica*, No 111. DOI: [10.18867/ris.111.662](https://doi.org/10.18867/ris.111.662)
- Rodriguez C., M. (1956), “Aseismic Design of Simple Plastic Steel Structures Founded on Firm Ground”, *Proceedings World Conference Earthquake Engineering*, Berkeley, California.
- Rodríguez, M. y Restrepo J., (2012), “Práctica y diseño sísmico de edificios en México. Cambios necesarios”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 86, 89-112.
- Rodríguez, M. (2016) “Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en Mexico”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 94, 27-48
- Rodríguez, M.E. (2020). “The interpretation of cumulative damage from the building response observed in Mexico City during the September 19, 2017 Earthquake”, *Earthquake Spectra*, Vol 36, Issue 2, 199-212. DOI: 10.1177/8755293020971307
- Rosenblueth E. y Esteva, L., (1962), “Folleto complementario. Diseño sísmico de edificios”, Ediciones Ingeniería, México.
- Rosenblueth E. y Meli, R. (1986), “The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City”. *ACI Concrete International*, mayo, 23-34.
- Rosenblueth E. (1989), “El futuro de la ingeniería sísmica”, *Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructura*, Acapulco, Guerrero.
- Seismology Committee Structural Engineers Association of California., SEAOC, (1959), “Recommended Lateral Force Requirements,” California.
- Sozen, M. (2003), “The Velocity of Displacement”, en *Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings*, Springer, Netherlands, 11-28.