cortante basal, el cual define la fuerza cortante horizontal, V, que actúa en la base del edificio, como una fracción del peso total del mismo, W

$$C = V/w$$

El coeficiente sísmico también sirve de base para la construcción de los espectros de diseño. Este coeficiente varía en función del tipo de suelo y de la importancia de la construcción. La Tabla 1 muestra los valores especificados.

TABLA 1. COEFICIENTES SISMICOS PARA EL D.F.

Grupo Zona	I	II	III
B	0.16	0.32	0.40
A	0.24	0.48	0.60

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro, que corresponde a su parte plana. Los espectros de diseño que resultan para las tres zonas del Distrito Federal según el tipo de suelo se muestran en la Fig 2a. Dichos espectros se emplean para un análisis dinámico. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico, c, o un coeficiente reducido según el valor del periodo fundamental con reglas que se mencionarán más adelante. Los espectros así construidos son "elásticos", o sea, determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un factor Q que toma los valores especificados según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura.

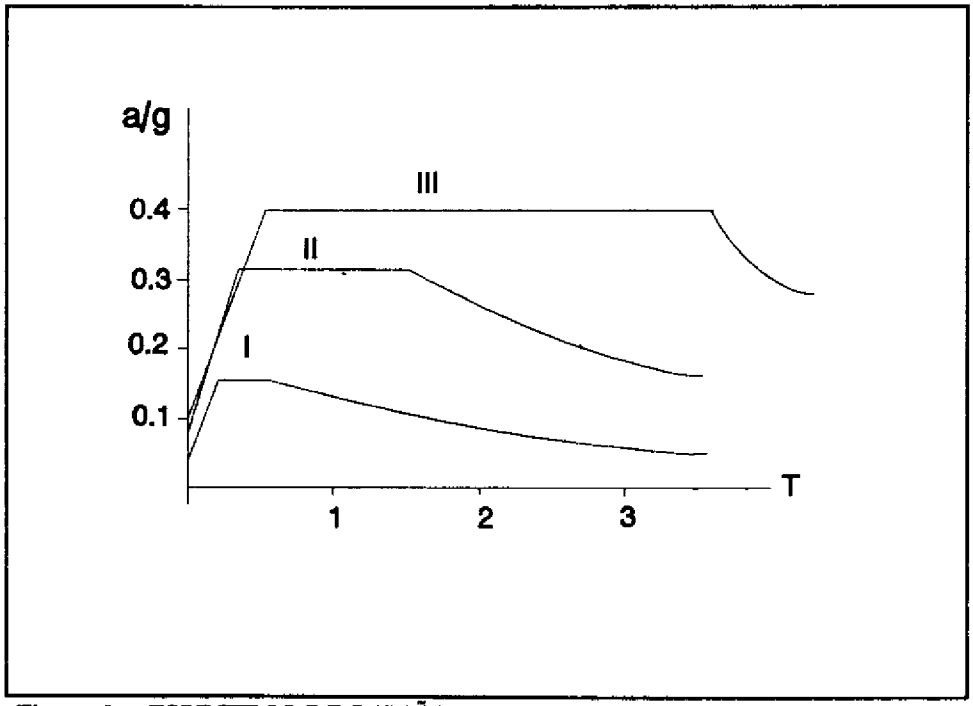


Figura 2a. ESPECTROS DE DISEÑO PARA LAS DIFERENTES ZONAS DEL D.F.

CUADRO VI. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico a que se refieren la sección 4 de estas normas y el artículo 207 del Reglamento:

I. Se usará Q = 4 cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1.- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien, por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

2.- Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, ésos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular, los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.

4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

II. Se adoptará Q = 3 cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 a 3 especificadas para el caso I, pero la resistencia en todo los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinación de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

III. Se usará Q = 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso los especificado por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas construidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará Q = 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

IV. Se usará Q = 1.5 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V. Se usará Q = 1 en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Los espectros para diferentes valores de Q en estructuras sobre terreno muy compresible se muestran en la Fig 2b. Como se ve, en casi todo el intervalo de periodos, las ordenadas del espectro inelástico, excepto para periodos pequeños, menores que cierto límite T_s, a partir de donde todos los casos tienden a un único valor, para T = 0,

correspondiente a la aceleración máxima del terreno.

Los requisitos para la aplicación de los distintos valores de Q, son muy generales y deben ir aparejados a la observancia de otros más específicos de sistemas constructivos y materiales particulares.

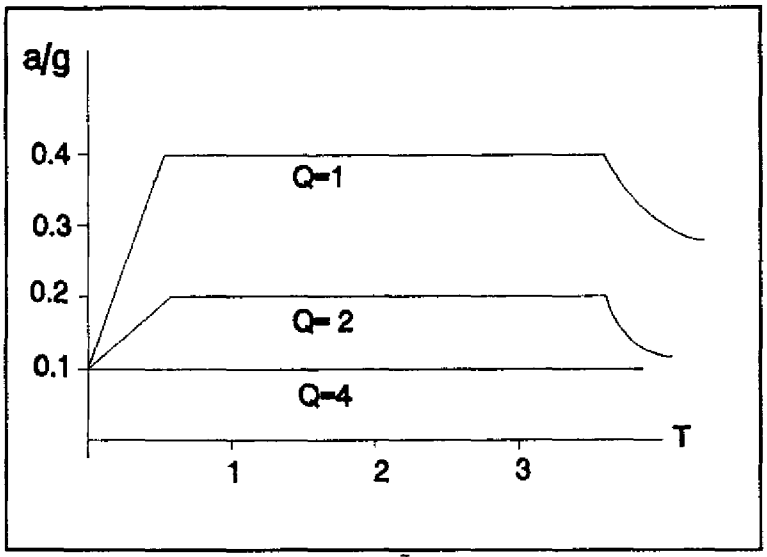


Figura 2b. ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA ZONA DEL LAGO

Debe revisarse la estructura para la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente más 30 por ciento del valor de diseño del componente ortogonal. Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma independiente en cada dirección, o sea, revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura, considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra dirección (Fig 3). La estructura puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa (Fig 4) y un modelo más completo debe incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las solicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura dependen de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales. Desde el punto de vista del equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea, donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

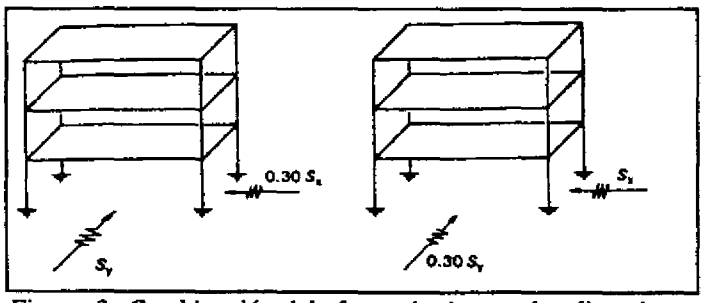


Figura 3. Combinación del efecto sísmico en dos direcciones

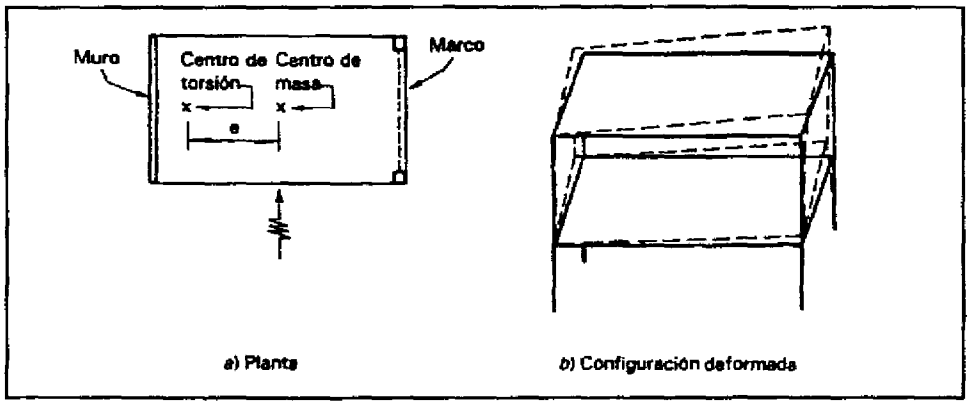


Figura 4. Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión

Un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel resulta muy complicado y, para las estructuras comunes, el efecto de la torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis estático o dinámico, de los efectos de traslación calculados de manera independiente.

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse, en general, amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, el RCDF-93 especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de:

$$e = 1.5\, e_c + 0.1\, b$$

$$e = e_c - 0.1\, b$$

donde e_c es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante; el factor 1.5 cubre la amplificación dinámica de la torsión; b es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis; o sea, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual a 10 por ciento del ancho del edificio.

Como se ha indicado anteriormente, el segundo objetivo básico del diseño sísmico, consistente en evitar daños ante temblores moderados, se trata de cumplir limitando los desplazamientos laterales de la estructura.

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso. γ , o sea, el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, Δ , dividido entre la altura de entrepiso, H, (Fig 5).

$$\gamma = \Delta/H$$

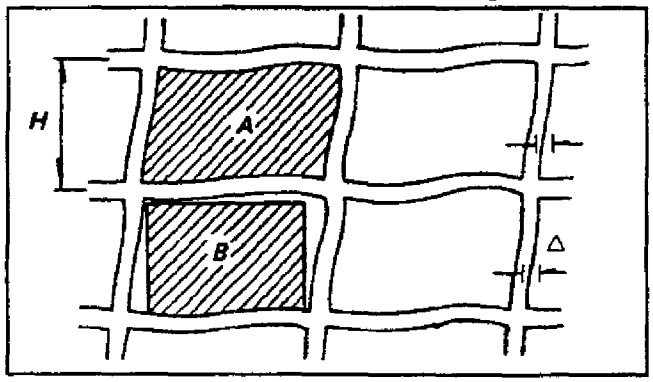
Hay que recordar que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura, pero que las deformaciones que se presentarán en la estructura será Q veces las que se han determinado con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Por tanto, antes de compararlas con deformaciones admisibles, las deformaciones calculadas, e_c, deberán multiplicarse por Q.

$$\Delta = Q\, \Delta_c$$

El Reglamento exige que se compruebe que la distorsión calculada no excede de un valor admisible,

$$\gamma_{adm} = 0.006$$

cuando las deformaciones de la estructura pueden afectar elementos no estructurales frágiles (caso A en la Fig 5).



A: muro integrado a la estructura
B: muro separado de la estructura
$\gamma = \Delta/H$ = Distorsión del entrepiso
$\gamma_{admisible} = 0.006$ Caso A
$\gamma_{admisible} = 0.012$ Caso B

Figura 5. Distorsiones de entrepiso admisibles según el RDF

Por otra parte, cuando no existen elementos frágiles que pueden ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando éstos están desligados de la estructura principal (caso B de la Fig 5) se aumenta al doble la distorsión admisible.

$$\gamma_{adm} = 0.012$$

En este caso, el límite tiene como fin evitar que la edificación resulte excesivamente flexible y se originen deformaciones que causen molestias y pánico a los ocupantes y que hagan que se vuelvan importantes los efectos de segundo orden.

6. MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS DESPUES DE LOS SISMOS DE 1985

Las lecciones de los daños y los cambios de reglamentos conducen a modificaciones sustanciales en la práctica de diseño y construcción de edificios que estaba establecida antes de esa fecha. Estas modificaciones van más allá de la adopción de mayores coeficientes sísmicos en el diseño estructural: deben emplearse sistemas estructurales más idóneos para resistir acciones sísmicas, materiales con propiedades más adecuadas, métodos de diseño que mejor reflejen el comportamiento sísmico de las estructuras y detalles del refuerzo que permitan que los elementos soporten grandes deformaciones inelásticas sin deterioro de capacidad.

Parte de estas modificaciones se derivan de lo especificado por los nuevos reglamentos de construcciones. Otras modificaciones deben ser reflejo del criterio y la conciencia de los responsables del proyecto y construcción de las edificaciones.

En lo que sigue se harán algunas consideraciones sobre los cambios más importantes.

La verificación de la calidad del concreto en algunos edificios dañados reveló que, aunque en términos generales, la resistencia del concreto era superior a la de proyecto, la variabilidad de esta propiedad en las distintas partes de la estructura era elevada y en ciertos casos la resistencia insuficiente. Los defectos más frecuentes fueron los relacionados con mala colocación del concreto, como evidencia de segregación, de mala compactación y de juntas de colado mas ejecutadas. Por tanto, la mejora más significativa al respecto será la que se derive de un mejor control de calidad en la elaboración y en la colocación del concreto. Los cambios que se han hecho en la reciente revisión del reglamento de construcciones, relativos a la exigencia de una supervisión más estricta y más calificada de la construcción, tienden a lograr este objetivo.

El concreto que se ha producido tradicionalmente en el Valle de México no cumple con algunos requisitos de calidad que se establecen internacionalmente para el concreto estructural. Para su elaboración se emplean gravas andesíticas

o basaltos vesiculares de bajo peso volumétrico y arenas andesíticas con altos contenidos de polvo; con estos agregados se obtiene un concreto con un peso volumétrico algo menor que el normal, pero con características propias de los concretos más ligeros: bajo módulo de elasticidad, alta contracción por secado y elevadas deformaciones por flujo plástico. Puede lograrse la resistencia deseada de proyecto con una dosificación adecuada; sin embargo, las características antes mencionadas presentan desventajas en cuanto al comportamiento estructural, por la mayor flexibilidad de las estructuras resultantes, por la tendencia al agrietamiento y por las elevadas deformaciones con el tiempo.

El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal exige el empleo de un concreto de mejores características para estructuras importantes. El nuevo concreto (clase I) ya está disponible en el mercado a un costo no excesivamente superior al del tradicional (clase II) y su empleo debe difundirse rápidamente.

Para el acero de refuerzo de las estructuras de concreto en zonas sísmicas conviene contar con aceros que tengan una amplia zona de fluencia definida, para un esfuerzo no excesivamente elevado. Con frecuencia las barras de refuerzo que se producen en el país (Grado 42), y sobre todo las que se importan sin un conocimiento-clase de sus especificaciones, tienen una composición química tal que la zona de fluencia es muy reducida o desaparece totalmente, (esencialmente por el alto contenido de carbono).

Otro aspecto desfavorable de los aceros con alto contenido de carbono es la dificultad de lograr soldaduras adecuadas. Se ha estado promoviendo la producción de aceros de grado 42 de baja aleación, con bajo contenido de carbono en los que se tiene una zona de fluencia muy amplia y que son muy fáciles de soldar. Aceros de este tipo son muy recomendables en zonas sísmicas.

El problema de la soldadura de barras en obra es crítico. El control de calidad de estas operaciones es muy delicado y en barras de gran diámetro el traslape ya no es admisible. Debe promoverse el empleo de conectores metálicos para este tipo de barras.

La edificación en las zonas urbanas se caracterizó hasta hace pocas décadas por su baja altura y por la abundancia de muros de mampostería de gran espesor; en los primeros edificios de cierta altura existía un esqueleto de estructura de acero, cubierto y rigidizado por gruesos muros de piedra o de tabique. Posteriormente, al aumentar la altura de los edificios y al popularizarse la construcción de concreto, subsistió la práctica de colocar un gran número de muros de tabique o de bloque en ambas direcciones y en todos los pisos. Poco a poco, sin embargo, los edificios se fueron haciendo más altos y más flexibles y el número de paredes rígidas de fachada y divisorias fue disminuyendo. Al mismo tiempo las formas se fueron haciendo más atrevidas e irregulares.

En la edificación tradicional las paredes divisorias y de fachada proporcionaban una resistencia apreciable a cargas laterales, suficiente para lograr un desempeño adecuado ante sismos de intensidad baja o moderada. Sin embargo, la estructura resistente era inherentemente frágil y propiciaba el colapso ante sismos de excepcional intensidad.

En los edificios modernos, tanto en la ciudad de México como en la mayoría de las otras zonas sísmicas del país, no se sustituyó la resistencia y rigidez proporcionadas por los muros de mampostería, por la de otros elementos equivalentes como pudieron haber sido los muros de concreto; se adoptaron sistemas estructurales flexibles en los que el área de columnas y muros era relativamente pequeña y en los cuales la capacidad para resistir sismos de gran intensidad se basaba en la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.

Los resultados de la Fig 6 son muy ilustrativos. Se consignan los periodos fundamentales de vibración medidos en edificios de distinto número de pisos en la ciudad de México. Se aprecia que en promedio la relación entre el periodo (en segundos) y el número de pisos es 0.10 para los edificios en terreno firme y 0.15 para aquellos ubicados en la zona del lago. En contraste esta relación vale en promedio 0.06 para los edificios típicos que se construyen en Japón. Ya que el periodo es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez, lo anterior indica que en promedio los edificios en Japón tienen una rigidez lateral superior en más de seis veces a la de los edificios típicos de la ciudad de México, en la zona del lago. Parte de la diferencia se debe al efecto de la falta de

empotramiento en la base que tienen los edificios desplantados en la zona de lago: los desplazamientos y rotaciones de la base reducen significativamente la rigidez lateral efectiva de los edificios.

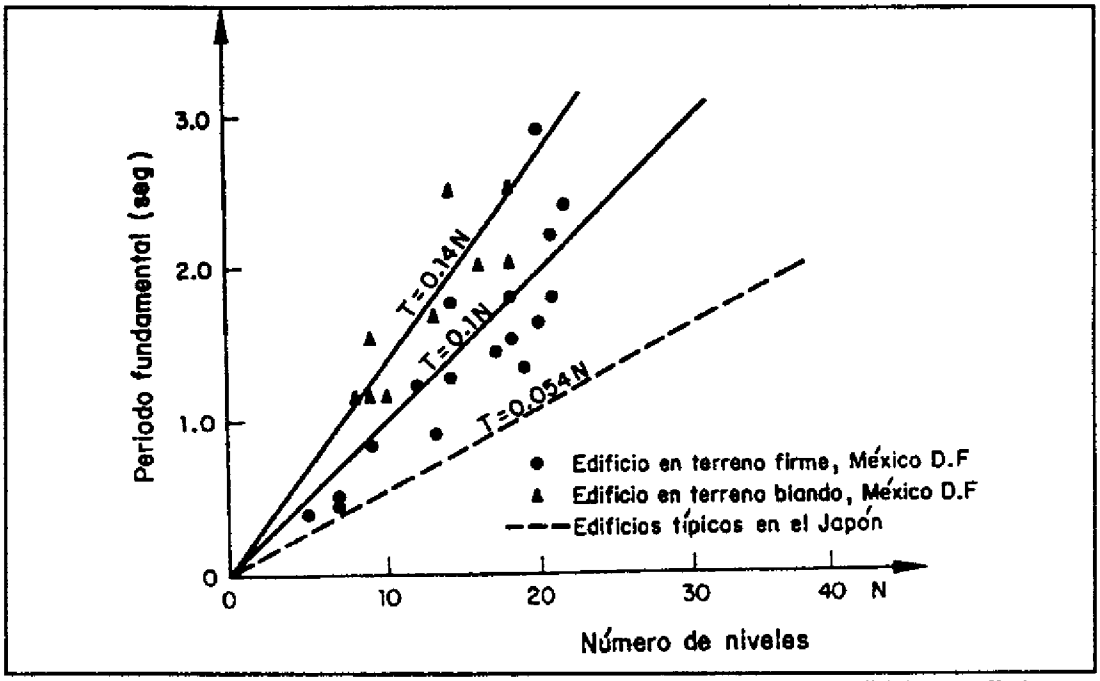


Figura 6. Relación de periodo fundamental contra número de pisos de edificios en distintas condiciones

Los periodos mencionados se midieron para vibraciones ambientales de muy baja amplitud. Para vibraciones producidas por sismos intensos los periodos serían muy superiores. La razón principal de los elevados periodos de vibración es la adopción de sistemas estructurales muy flexibles. Esta decisión es particularmente desafortunada si se considera que los movimientos sísmicos en la zona del lago tienen periodos dominantes elevados por lo que afectan particularmente a los edificios flexibles.

Por lo anterior, los sistemas estructurales que conviene adoptar en edificios deben permitir en forma natural que se alcancen resistencias y rigideces elevadas ante cargas laterales. El marco es un sistema poco eficiente para tal efecto. Los muros de rigidez, los contravientos en distintas combinaciones y modalidades resultan mucho más ventajosos. Convienen, entonces, construcciones más robustas con abundancia de elementos rigidizantes distribuidos uniformemente de manera de trasmitir a toda el área de la cimentación las fuezas debidas a los efectos sísmicos.

Se ha señalado repetidamente que uno de los factores que constribuyeron más significativamente a la falla o mal comportamiento de los edificios fue la falta de regularidad del sistema estructural reflejada en formas irregulares en planta o en elevación del edificio, en asimetría en la disposición de los elementos resistentes, en cambios bruscos de rigidez y resistencia, en excesiva esbeltez o en discontinuidades en el flujo de fuerzas entre los elementos resistentes. Las ventajas de contar con estructuras regulares son indudables, ya que se evitan las concentraciones y amplificaciones de solicitaciones y el comportamiento sísmico es más sencillo y más fácil de entender, por lo cual el diseño puede hacerse con reglas más simples y más comprobadas. El Reglamento del Distrito Federal contiene ahora requisitos bien definidos para considerar una estructura como regular y poder adoptar así factores menos conservadores en el diseño.

Merece un comentario especial el sistema de losa plana reticulár. Desde mucho antes del sismo se había llamado la atención sobre el abuso que se estaba haciendo de este sistema, al emplearlo en construcciones cada vez de mayor

altura y sin considerar adecuadamente la limitación de las deformaciones laterales ante efectos sísmicos, ni los problemas de resistencia al cortante en la losa alrededor de la columna y en las columnas mismas. Las fallas espectaculares experimentadas por algunos edificios de este tipo han llevado a muchos proyectistas y constructores a la opinion de que el sistema debe proscribirse por ser inadecuado para resistir cargas laterales. La posición parece exagerada. La losa reticular ofrece un gran número de ventajas constructivas que pueden aprovecharse. Lo que es inadecuado es pretender resistir los efectos sísmicos en edificios de cierta altura, exclusivamente con la acción de marco que se forma entre las columnas y la losa. La resistencia a carga lateral debe ser proporcionada por muros de concreto o por elementos de rigidez y capacidad similar, dejando al sistema losa-columna la función de tomar las cargas verticales y una pequeña porción de las cargas laterales.

Existe desde hace tiempo una polémica sobre la conveniencia de aprovechar el comportamiento inelástico del concreto para reducir las fuerzas sísmicas de diseño. Obtener un comportamiento dúctil y estable ante repeticiones de ciclos de cargas en estructuras de concreto requiere de precauciones muy estrictas para evitar modos de falla que sean frágiles o que den lugar a un deterioro progresivo de la capacidad. La observación de los ciclos carga-deformación que se obtienen en ensayes de laboratorio muestra que en elementos sujetos a cargas axiales elevadas o en los que haya efectos importantes de cortante o de adherencia, el comportamiento se aleja mucho del elastoplástico, y tiende a deteriorarse.

La aplicación de los requisitos contenidos en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias mencionados, va a ocasionar un cambio radical en la forma, las dimensiones, el refuerzo y el detallado de las estructuras de concreto en los edificios. Debe tenerse bien claro que los cambios van mucho más allá del mero incremento en los coeficientes sísmicos. La reducción en las deformaciones laterales permisibles, en los factores de comportamiento sísmico (Q) y en los factores de resistencia (F_R), así como una serie de requisitos mínimos para las dimensiones y para las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, van a redundar en incrementos sustanciales en la resistencia necesaria a cargas laterales. Estos van a influir en la modificación de los sistemas estructurales que sean económicamente más convenientes, así como en las alturas mismas de los edificios que se puedan construir.

Los Reglamentos no prohiben sistemas estructurales que son poco eficientes para resistir efectos sísmicos ni recomiendan explícitamente los que sí lo son. Desalientan el uso de los primeros exigiendo el empleo de métodos de diseño más refinados y de factores de seguridad más elevados que inciden en la economía de cada solución estructural. El diseñador no debe forzar las soluciones a entrar en los límites permitidos por el Reglamento. Debe pugnar por la adopción de un sistema estructural sano que proporcione defensas claras ante los efectos sísmicos y cuya seguridad se puede comprobar mediante métodos aproximados y sencillos.